

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum zehnten 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 und dem erfolgreichen Einsatz der Messtechnik zur Beantwortung geotechnischer Fragestellungen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von interessanten Projekten und Forschungsarbeiten aus dem Bereich des Spezialtiefbaus, im Besonderen des innerstädtischen Tunnelbaus sowie der besonderen Herausforderungen im Offshore-Bau, haben wir aus aktuellem Anlass einen Block von Vorträgen über die vielfältigen Fragestellungen aus dem Bereich des Bergbaus zur Erkundung für mögliche Tieflagerstätten ausgewählt.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten und Aussteller bedanke ich mich recht herzlich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Akad. Dir. Dr.-Ing. Jörg Gattermann, Dipl.-Ing. Benedikt Bruns und Dipl.-Ing. Christian Kuhn. Nicht zuletzt möchten wir allen an der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums Beteiligten für die hervorragende Arbeit unseren Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung, wir würden uns sehr freuen, Sie neben der Tagung *Messen in der Geotechnik* auch an den beiden anderen Veranstaltungen unseres Institutes wie dem *Pfahl-Symposium* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2014



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Messtechnische Überwachung einer statischen Probelastung an einem Frankipfahl für das Bahnhofsgebäude Stuttgart 21 – Vergleich unterschiedlicher Messsysteme und einer CAPWAP-Analyse der dynamischen Probelastungen	
T. Garbers, C. Fischer, R. Cudmani, G. Maitschke	XX
Großprojekt MainTor in Frankfurt am Main – Probelastungen an Großbohrpfählen zur Optimierung des Gründungsdesigns	
M. Seip, M. Vogler, S. Kurze, H. Kuttig, R. Katzenbach	XX
Weiterentwicklung von Messsystemen im Spezialtiefbau und ihre Auswertemethodik	
C. Leible, S. Höhmann	XX
Site Assessment für den Offshore-Einsatz von Hubinseln: Geotechnische Berechnung, Messung und Optimierung	
A. Vasquez, A. Nernheim, F. Wilke, H. Kahle	XX
Dynamische Probelastungen Offshore – Erkenntnisse zur Datenerfassung und Auswertung	
J. Fischer, M. Fritsch, P. Middendorp	XX
Ein parallelisierbarer Datenlogger unter Low-Power und Low-Cost Anforderungen für autarke Messboxen	
M. Schwarz	XX
Hydroschallmessungen beim Bau von Offshore-Windparks: Anforderung an die Messsensorik aus der Praxis und aus dem Genehmigungsverfahren - Ein Widerspruch?	
M. Bellmann, P. Remmers	XX
Bodenbewegungen am Meeresgrund bei Offshore-Rammarbeiten	
K. Reimann, J. Grabe	XX
Kolkmessungen bei FINO3	
J. Bachmann.....	XX
Gebrauchstauglichkeitsbeurteilung von alternativen Tragschichtaufbauten für die Zuwegung von Windkraftanlagen mittels eines fotobasierten Mess- und Auswerteverfahrens	
A. Emersleben, B. Holm, W. Hannemann	XX
Böschungsbruch Großversuche – begleitet durch ein intensives Messprogramm	
R. Marte, G. Supp, W. Lienhart	XX
Automatisierte seismische Vorauserkundung auf Tunnelbohrmaschinen (TBM)	
A. Kassel, M. Gehrig, A. Heim, I. Koglin, J. Kirchner, D. Korcz	XX

Karsterkundung durch seismische Tomographie – Ein Beitrag zur Bauwerkssicherung beim Autobahnbau U. Swoboda, B. Kotyrba, D. Orłowsky	XX
Das Temperaturfeld im Bereich des Erkundungsbergwerks Gorleben – Geothermische Bohrlochvermessungen und numerische Modellberechnung P. Vogel, S. Fahland, M. Furche	XX
Messdaten versus Modellvorstellungen – Erfahrungen am in-situ Versuchsbauwerk im Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben J. Stahlmann, C. Missal, J. Pruter	XX
Automatisierte Messung der Korngeometrie von Gesteinskörnungen – Anwendung bei der Evaluierung von Verschleißtests H. Bach	XX
Das Verhalten der Steinschüttdämme der 1250 MW-Wasserkraftanlage Merowe am Nil sechs Jahre nach Beginn des Einstaus Y. Scheid, H. Amin, H. Rosenkranz	XX
SEMMERING-BASISTUNNEL neu – faseroptische Messsysteme zur Erfassung der Dehnungen beim Bau von Bewehrte-Erde- Stützkonstruktionen in der Deponie 'Longsgraben' H. Schuller	XX
Inklinometer-Messketten zur geotechnischen Überwachung einer Baugrube in strukturempfindlichem Baugrund, Betrachtung von entsprechenden Systemen D. Naterop	XX
Konzeption eines zweiachsigen Neigungssensors basierend auf optisch-mechanischen Prinzipien S. Bock, T. Gebhardt, M. Kuhne, W. Schwarz	XX
Mehrjährige Beobachtung einer Baugrundverbesserungsmaßnahme D. Schäfer, L. Vollmert, M. Achmus	XX
Einsatz kombinierter Spannungs- und Verformungsmesstechniken bei einer mit GEC Säulen gegründeten Autobahnteilstrecke der A2 in Polen K. Lhotzky, V. Küster	XX
Sensortextilien für Monitoring und Verstärkung von Bauteilen S. Käseberg, K. Holschemacher, E. Reuschel, M. B. Schaller	XX
Zur Erfassung von Erddruckkräften auf Wand- und Pfahlstrukturen im Modellversuch J. Vogelsang, G. Huber, T. Triantafyllidis	XX
Heftübersicht des IGB-TUBS	XX

Messtechnische Überwachung einer statischen Probelastung an einem Frankipfahl für das Bahnhofsgebäude Stuttgart 21

-Vergleich unterschiedlicher Messsysteme und einer CAPWAP-Analyse der dynamischen Probelastungen-

Dipl.-Ing. Thomas Garbers, Dipl.-Ing. Carlos Fischer,
Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Dipl.-Ing. Gerd Maitschke

1. Aufgabenstellung

1.1 Allgemeines

Wie allgemein bekannt realisiert die DB Netze GmbH zurzeit die Neubaustrecke Stuttgart – Ulm mit dem zentralen Bauwerk der Tieferlegung des Stuttgarter Hauptbahnhofs und der Umwandlung von Kopf- in einen Durchgangsbahnhof. Im Zuge der Planungen des Bahnhofsgebäudes ist die Gründung der Kelchstützen mit Stützenlasten von bis zu 20 MN von großer Bedeutung. Um die Gründung und das Tragwerk optimieren zu können, waren detaillierter Kenntnisse über das Widerstands-/Setzungsverhalten der geplanten Frankipfähle in einer Pfahlgruppe erforderlich. In dem folgenden Bericht soll über das ausgeführte Testprogramm und die Ergebnisse berichtet werden.

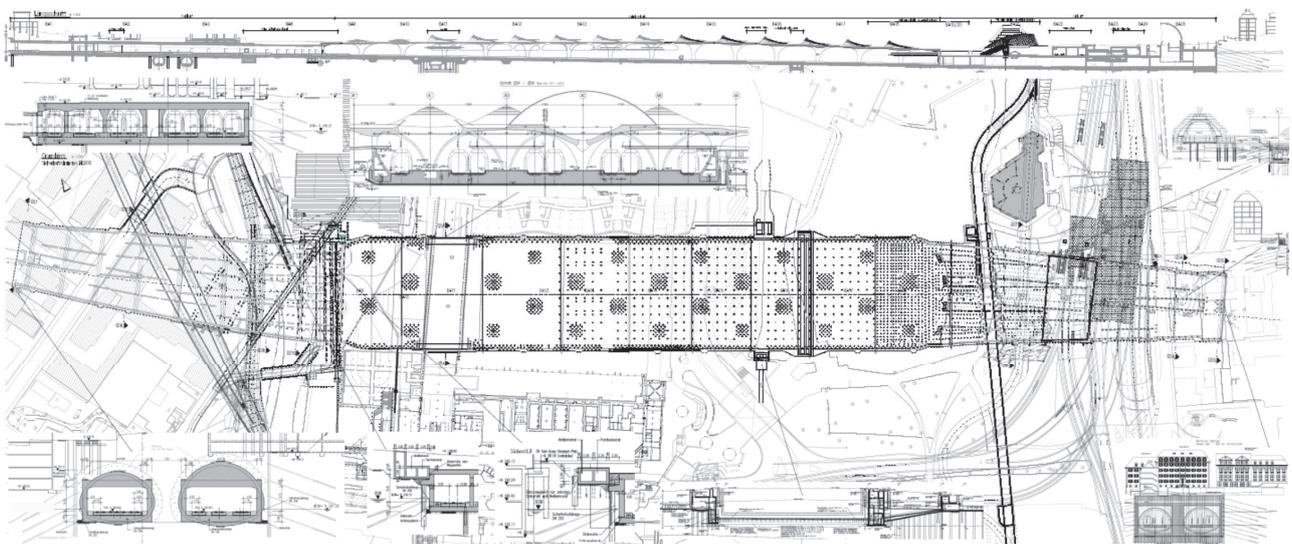


Bild 1: Grundriss Stuttgarter Hauptbahnhof

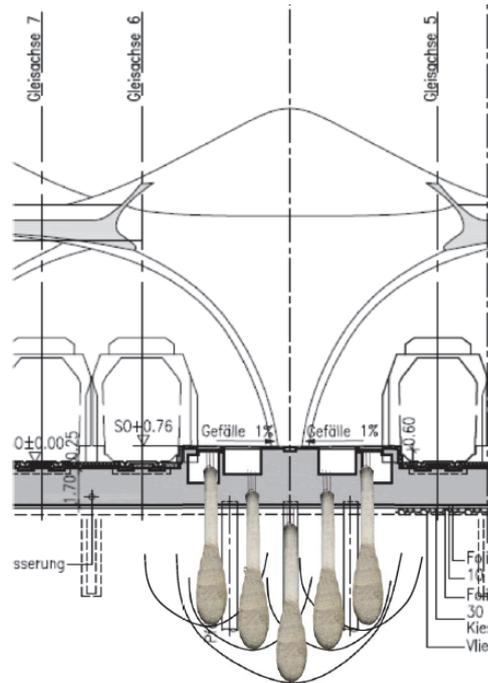


Bild 2: Schnitt durch eine Kelchstütze

1.2 Randbedingungen und Baugrund

Da die Pfähle vom derzeitigen Geländeniveau (238,8 mNN) aus hergestellt und getestet wurden, war eine große Leerschlagstrecke zu überwinden, da die spätere Unterkante der Sohlplatte bei 227,0 mNN liegen soll. Die Mantelreibung in diesem Bereich war für den Zeitraum der statischen und dynamischen Probelastungen auszuschließen. Der Baugrund im Bereich des Testfeldes Süd stellt sich wie folgt dar. Bis in eine Tiefe von 228,45 mNN stehen Talablagerungen an, die in einer Tiefe von 7,5 m von einer ca. 1,0 m starken Torfschicht durchzogen werden. Bis 224,25 mNN folgt dann Wanderschutt, der dann vom dunkelroten Mergel unterlagert wird. Die Pfähle wurden bei 215,0 mNN im Mergel abgesetzt.

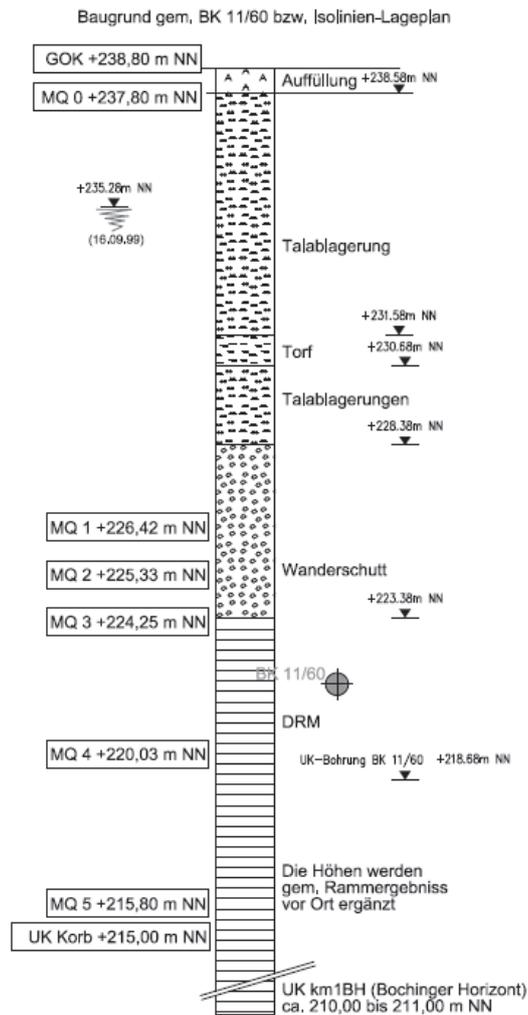


Bild 3: Baugrundprofil

1.3 Fragestellungen

Mit der Herstellung der Pfähle und den unterschiedlichen Messungen sollten folgenden Fragen beantwortet werden:

- Welche Mantelreibungswiderstände können den einzelnen Bodenschichten zugewiesen werden?
- Welcher Spitzenwiderstand kann erreicht werden?
- Wie ist das Widerstands-Setzungsverhalten
- Wie wirkt sich die Stellung in der Gruppe auf die Tragfähigkeit des Einzelpfahles aus?

1.4 Testprogramm

Um die o.g. Fragen beantworten zu können bzw. Grundlagen für die weiteren Planungen zu erhalten, wurden folgende Messungen ausgeführt:

- Statische Probelastung mit hohen Anforderungen gem. EA-Pfähle
 - Einbau von Dehnungsmessaufnehmern Geokon Modell 4200
 - Zusätzlicher Einbau von Extensometer
- Zwei dynamische Probelastungen an separaten Pfählen mit CAPWAP-Analyse
- Pressiometriemessungen vor und nach der Herstellung der Pfähle zur Erkundung der Spannungsverhältnisse (nicht Gegenstand diese Berichtes)

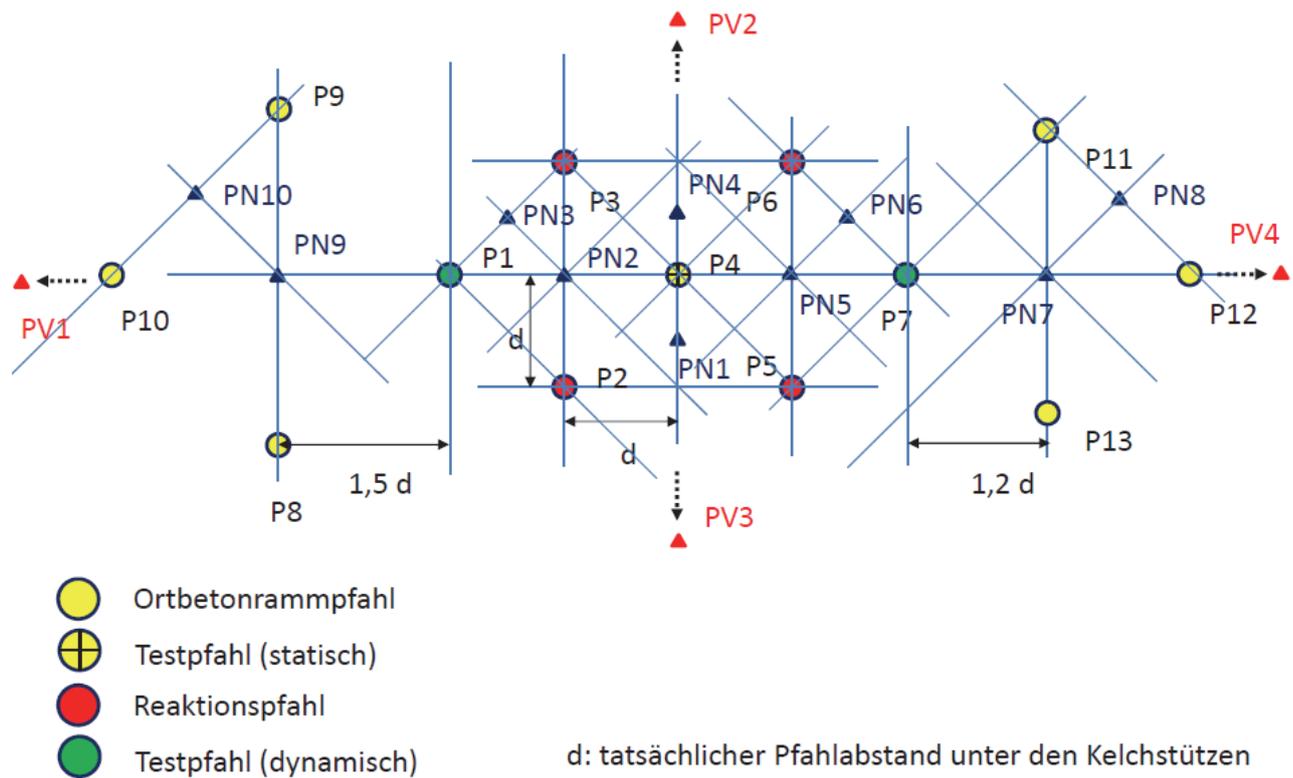


Bild 4: Lageplan des Testfeldes

2. Messsysteme

2.1 Allgemeines

Um die Lastabtragung entlang eines Bohrpfahls im Zuge einer statischen Probelastung zu beobachten, werden häufig lokale Messungen der Betonverformung in verschiedenen Tiefen als Funktion der Last ausgeführt. Hierzu werden Messquerschnitte eingerichtet, die als horizontale Schnittflächen durch den Pfahl gedacht werden können. Üblicherweise werden drei oder vier Messstellen auf einem Messquerschnitt gleichmäßig auf den Umfang des Pfahls verteilt. Im vorliegenden Fall wurden die Messungen der Betonverformung durch Dehnungsaufnehmer mit den Messungen durch ein Kettenextensometer ergänzt, der in der vertikalen Längsachse des Pfahls angeordnet wurde.

2.2 Dehnungsaufnehmer

Zur Beobachtung der Betonverformung an einer Messstelle werden in der Regel Dehnungsaufnehmer verwendet. Im Vergleich zur Länge eines Probepfahls ist die Länge der Messbasis von Dehnungsaufnehmern gering, sodass eine auf den lokalen Pfahlquerschnitt basierende Verformung gemessen wird. Je nach Stützkraft des umgebenden Bodens kann der Pfahlquerschnitt Abweichungen unterliegen, die nicht überprüft werden können.

Zur Bestimmung der Betonverformung wurden Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer in 6 Messquerschnitten (MQ) mit 3 Messstellen pro MQ eingesetzt. Schwingsaitenaufnehmer verwenden eine Stahlsaite als Messelement, vergleichbar einer bei Musikinstrumenten verwendeten Saite. In Verformungsmessgeräten erfährt die Saite dieselbe Stauchung oder Dehnung wie die zu messende Struktur.

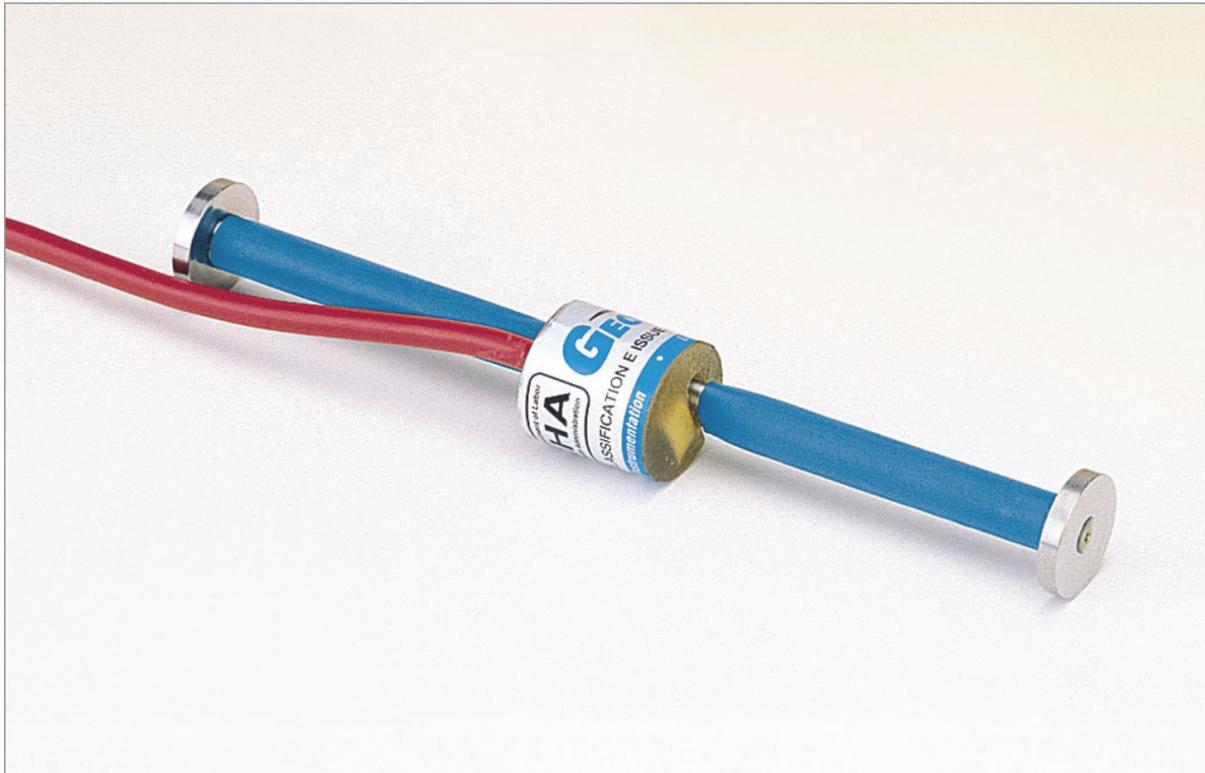


Bild 5: Schwingsaiten-Dehnungsaufnehmer Modell 4200 für Beton

Die Saite wird im Messgerät durch ein Spulensystem zum Schwingen bei ihrer Resonanzfrequenz angeregt. Die Anregung erfolgt über einen elektrischen Impuls, der vom Anzeigegerät oder Datenlogger erzeugt wird. Die Resonanzfrequenz der Saitenschwingung ist vom Ausmaß der Stauchung oder Dehnung der Saite im Messgerät abhängig. Nach Abschluss der Anregung schwingt die Saite im Spulensystem weiter und induziert dort eine Wechselspannung mit der Frequenz der Saitenschwingung. Die Frequenz der induzierten Wechselspannung ist die eigentliche Messgröße. Das Quadrat der Wechselspannungsfrequenz ist direkt proportional zur Dehnung der Saite.

Die an beiden Enden des Dehnungsaufnehmers angeordneten Edelstahlscheiben greifen die Verformung des Betons über eine Basislänge von 153 mm im Pfahl ab. Das Stahlröhrchen, das als Gehäuse für die im Dehnungsaufnehmer aufgespannte Stahlsaite dient, ist außen mit einer glatten Kunststoffummantelung versehen, um in diesem Bereich

das Gehäuse vom umgebenden Beton bezüglich der dort stattfindenden Verformungen abzukoppeln.

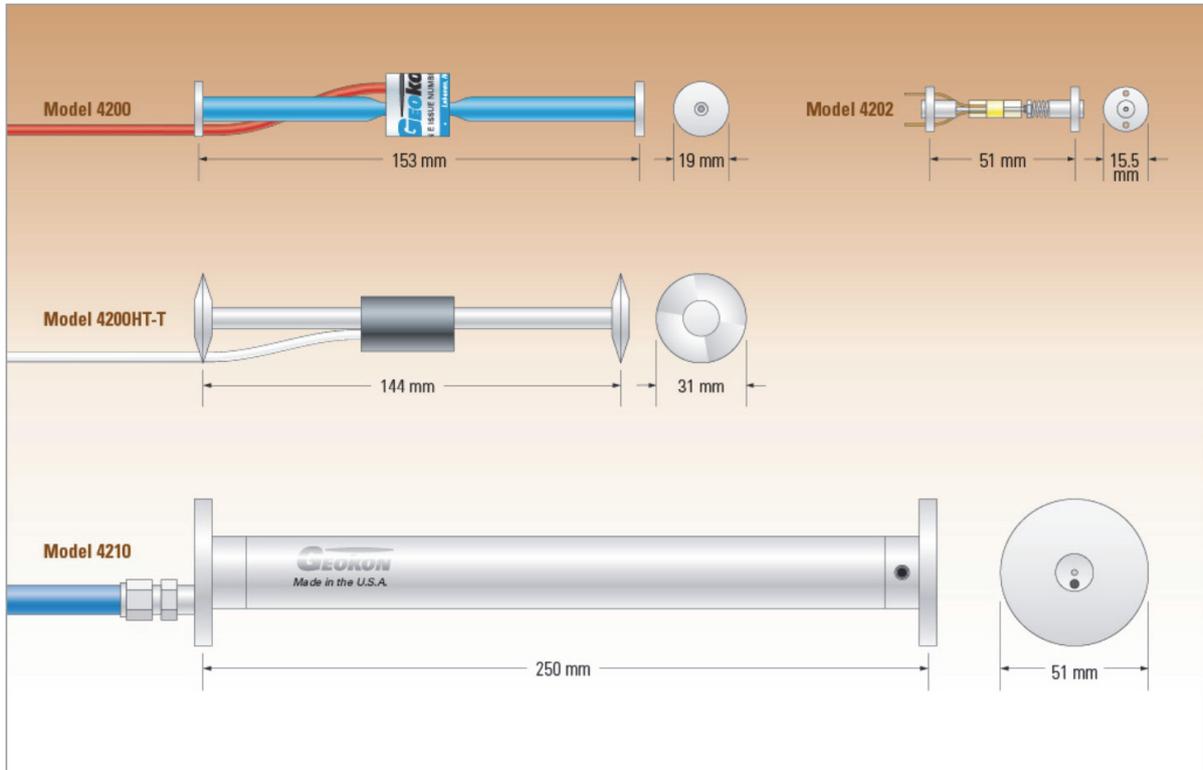


Bild 6: Messbasislängen verschiedener Betondehnungsaufnehmer

Die im Beton eingebetteten Dehnungsaufnehmer erfahren im Verbund mit dem umgebenden Beton die dort stattfindende Verformung.

2.3 Kettenextensometer

Ein Kettenextensometer bestimmt durch lückenlos aneinander gekoppelte Segmente die Verformung über eine Strecke, die einen kompletten Pfahlabschnitt erfasst. Damit steht sowohl eine lückenlose Information über die integrale Verformung jedes einzelnen Pfahlabschnitts, als auch die Gesamtverformung des Pfahls zwischen Pfahlkopf und Pfahlfuß als Messergebnis zur Verfügung. Da die Längen der einzelnen Abschnitte deutlich größer sind als bei Dehnungsaufnehmern, können Fehlinterpretationen aufgrund lokaler Abweichungen des Pfahlquerschnitts gegenüber diesen reduziert werden.



Bild 7: Komponenten des wiedergewinnbaren Kettenextensometers

3. Pfahlherstellung und Einbau der Messaufnehmer

3.1 Pfahlherstellung

1. Herstellen einer verrohrten Bohrung \varnothing 88 cm auf 12 m Tiefe.
2. In die Bohrung wurde eine Stahlhülse mit einer Länge von 12,0 m eingestellt (P4, P1 und P7 Hülse 660 x 6,3). Diese Hülse wurde unten mit einem Blech wasserdicht verschlossen. Außerdem wird die Mantelfläche vorab mit zwei Lagen einer ca. 0,8 cm dicken Bentonitmatte Typ BENTOMAT AS50 BEC umwickelt.
3. Der verbleibende Ringraum wurde im Zuge des Rückbaus der Verrohrung zwischen Bohrrohr und Hüllrohr mit Solidur Suspension (S274 S) verfüllt. Die Auftriebssicherheit der Hülse, wurde über eine Ballastierung innerhalb der Hülse mit Wasser sichergestellt.
4. Um die Erhärtung der Suspension zu gewährleisten, wurden die Arbeiten an

den Probepfählen für zwei Tage unterbrochen. In diesem Zeitraum konnten die weiteren Pfähle gerammt werden.

5. Nach der zweitägigen Unterbrechung wurde das Wasser abgepumpt und das Hüllrohr um wenige Zentimeter (≤ 10 cm) gezogen, um die Größe der verbleibende Mantelreibung zu überprüfen.

3.2 Einbau der Messaufnehmer

Die Dehnungsaufnehmer Typ 4200 wurden mit Kabelbindern an den Längsstäben des Bewehrungskorbes befestigt. Als Abstandshalter wurden Hartholzklötze verwendet. Je Messebene wurden drei Aufnehmer in den festgelegten Höhenkoten (Bild 3) eingebaut. Da sich die letztendliche Pfahl­länge anhand der erzielten Ramm­arbeit ergab, erfolgte der Einbau der Aufnehmer unmittelbar vor dem Einsetzen der Bewehrungskorbes.



Bild 8: Bewehrungskorb mit Dehnungsaufnehmern

3.3 Einbau der Extensometer

Es wurden wiedergewinnbare Extensometer mit Schwiagsaiten-Wegaufnehmern und pneumatisch aktivierbaren Dornenanker eingesetzt. Der Aufbau der Messkette bestand aus sieben Segmenten mit unterschiedlichen Segmentlängen, die in Summe eine Gesamtlänge von ca. 23 Metern erreichten. Das Gerät wurde vor Ort aus den einzelnen Komponenten: Fußanker, Messgestänge, Sondenkörper mit Wegaufnehmer und Dornenanker, sowie Pneumatikleitungen und Messkabeln zusammengesetzt und in das Rohr abgelassen. Die Dornenanker wurden einzeln von unten nach oben über die Pneumatikleitungen ausgefahren und die Schwiagsaiten auf die Ausgangsstellung vorgespannt. Der Einbau und der Betrieb des Kettenextensometers erfolgte in einem in der Mittelachse des Pfahls einbetonierten Stahlrohrs mit 54 mm Innendurchmesser (Bild 8).

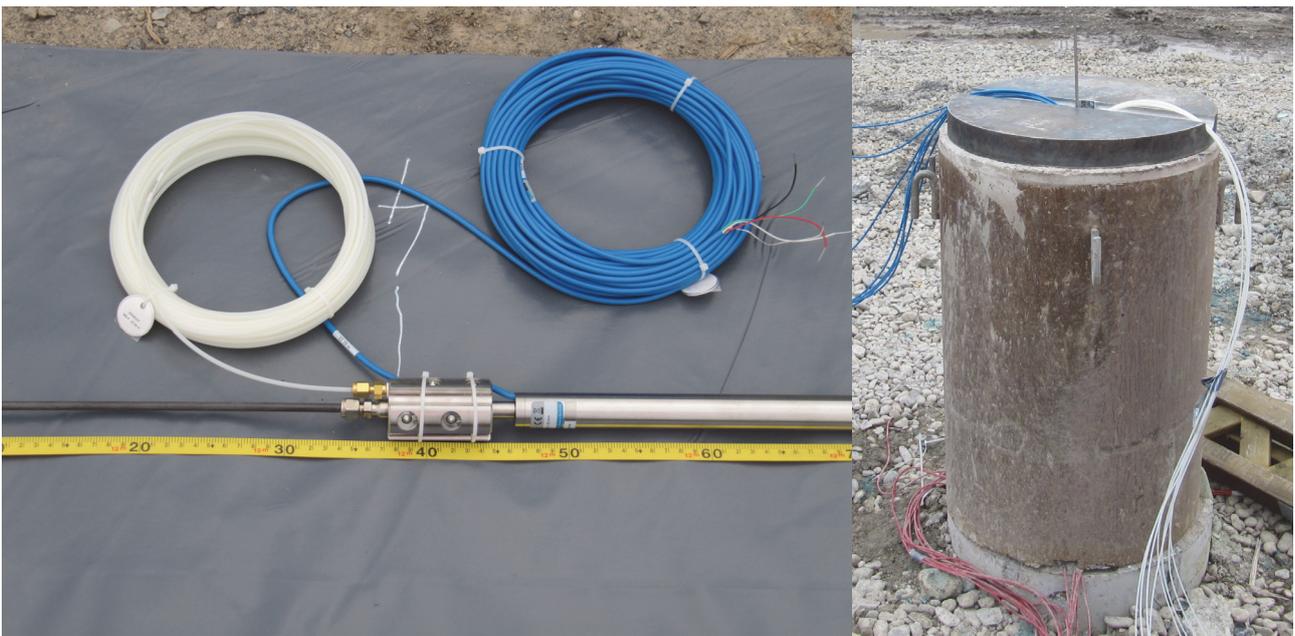


Bild 9: Extensometer mit Pneumatikleitung und Messkabel beim Aufbau der Kette Pfahlkopf mit Messkabel Dehnungsaufnehmer (rot), Extensometer (blau)

4. Durchführung der Probelastungen

4.1 Statische Probelastung

Für die Erfassung der automatisch erzeugten Messwerte bei der Durchführung der statischen Belastung wurden alle in den Probepfahl eingebauten Messgeräte,

Dehnungsaufnehmer und Kettenextensometer, an einen batteriebetriebenen Datenlogger angeschlossen. Die Messergebnisse wurden sowohl intern im Datenlogger gespeichert als auch online auf einem Notebook numerisch oder grafisch dargestellt. Neben den physikalischen Parametern Verformung und Verschiebung wurde an jedem Messpunkt auch die Temperatur mitbestimmt.

Der Belastungsüberbau bestand aus einer Probelastungseinrichtung, die für eine max. Last von 8 MN ausgelegt ist, sowie zugehörigen Querträgern. Zur Lastaufbringung dienten zwei einfachwirkende, hydraulische Pressen HSCR 560/150 mit einem max. Druck von 700 bar. Dies entspricht einer max. Last je Presse von ca. 5600 kN. Die Kraftmessung erfolgt mit zwei kalibrierten Kraftmessdosen C6A der Firma HBM mit einer jeweiligen max. Nennlast von 5 MN. Als Referenzsystem für die Verschiebungsmessungen wurden hölzerne Messträger verwendet. Diese waren auf Kanthölzern und gemäß den Örtlichkeiten außerhalb des Einflussbereiches der Pfähle verschiebungssicher gelagert. Zusätzlich wurde das Referenzsystem vor, während und nach der Probelastung durch ein Kontrollnivelement überprüft. Die Verschiebungen der Probe- und der Reaktionspfähle wurden mit induktiven Wegaufnehmern WSF mit einem Nennmessweg von 100 mm gemessen. Zur Kontrolle wurde parallel mit mechanischen Feinmessuhren (1/100mm) gemessen. Am Probepfahl wurden die vertikalen Verschiebungen an drei Punkten (120°) gemessen, deren Mittelwert die maßgebende Setzung bzw. Hebung ergibt. Zusätzlich wurden die horizontalen Verschiebungen in X- und Y-Richtung gemessen. An den Reaktionspfählen wurden die vertikalen Verschiebungen gemessen. Die Überprüfung bzw. Kalibrierung der Wegaufnehmer erfolgte unmittelbar vor der Probelastung durch die Messung an einem keramischen Kalibrierstein mit einer Kantenlänge von 50 mm. Alle Messdaten wurden begleitend in einem Protokoll festgehalten. Die Aufzeichnung der Messwerte erfolgte einmal je Sekunde (1 Hertz). Die Steuerung der Probelastung erfolgte durch die Ermittlung der mittleren Setzungen, der Setzungsgeschwindigkeit und des Kriechmaßes in den einzelnen Laststufen nach 0, 2, 5, 10, 15, 20... min.



Bild 10: Probelastungsaufbau



Bild 11: Anordnung der Wegaufnehmer am Pfahlkopf



Bild 12: Messstand (v.l.): PC für Protokollierung, PC für Messwertanzeige am Pfahlkopf, Pumpensteuerung mit Lastkonstanthaltung (unten), Datenlogger zur Erfassung aller Messwerte (oben)

Im Vorwege wurde folgendes Probelastungsprogramm geplant:

	Lastschleife 1			Lastschleife 2	
Vorlast	50 kN		7.	1000 kN	ca. 13 min
1.	1000 kN	≥ 18 min	8.	2000 kN	≥ 13 min
2.	2000 kN	≥ 18 min	9.	3000 kN	≥ 13 min
3.	3000 kN	≥ 18 min	10.	4000 kN	≥ 13 min
4.	4000 kN	≥ 60 min	11.	4500 kN	≥ 18 min
5.	2000 kN	≥ 13 min	12.	5000 kN	≥ 18 min
6.	50 kN	≥ 13 min	13.	5500 kN	≥ 18 min
			14.	6000 kN	≥ 18 min
			15.	6500 kN	≥ 18 min
			16.	7000 kN	≥ 18 min
			17.	7500 kN	≥ 18 min
			18.	8000 kN	≥ 60 min
			19.	6000 kN	≥ 13 min
			20.	4000 kN	≥ 13 min
			21.	2000 kN	≥ 13 min
			22.	50 kN	≥ 13 min

In der 14. Laststufe wurde bei 6000 kN ein Kriechmaß von ca. 3,0 mm erreicht und somit gem. EA-Pfähle der zulässige Wert überschritten. Deshalb wurde im Folgenden das Programm ab dieser Laststufe geändert und ein weggesteuerter Versuch (CRP-Versuch) durchgeführt. Da die verfügbare Technik für einen CRP-Versuch nicht ausgelegt war, wurde die Hydraulikpumpe dauerhaft eingeschaltet. Zusätzlich wurde versucht über die Umschaltung zwischen geringer und max. Fördermenge der Pumpe zwei Setzungsgeschwindigkeiten zu erreichen.

Hierbei konnte die Last bis auf folgende Werte gesteigert werden:

min. Fördermenge: N = ca. 7200 kN
 max. Fördermenge: N = ca. 7600 kN

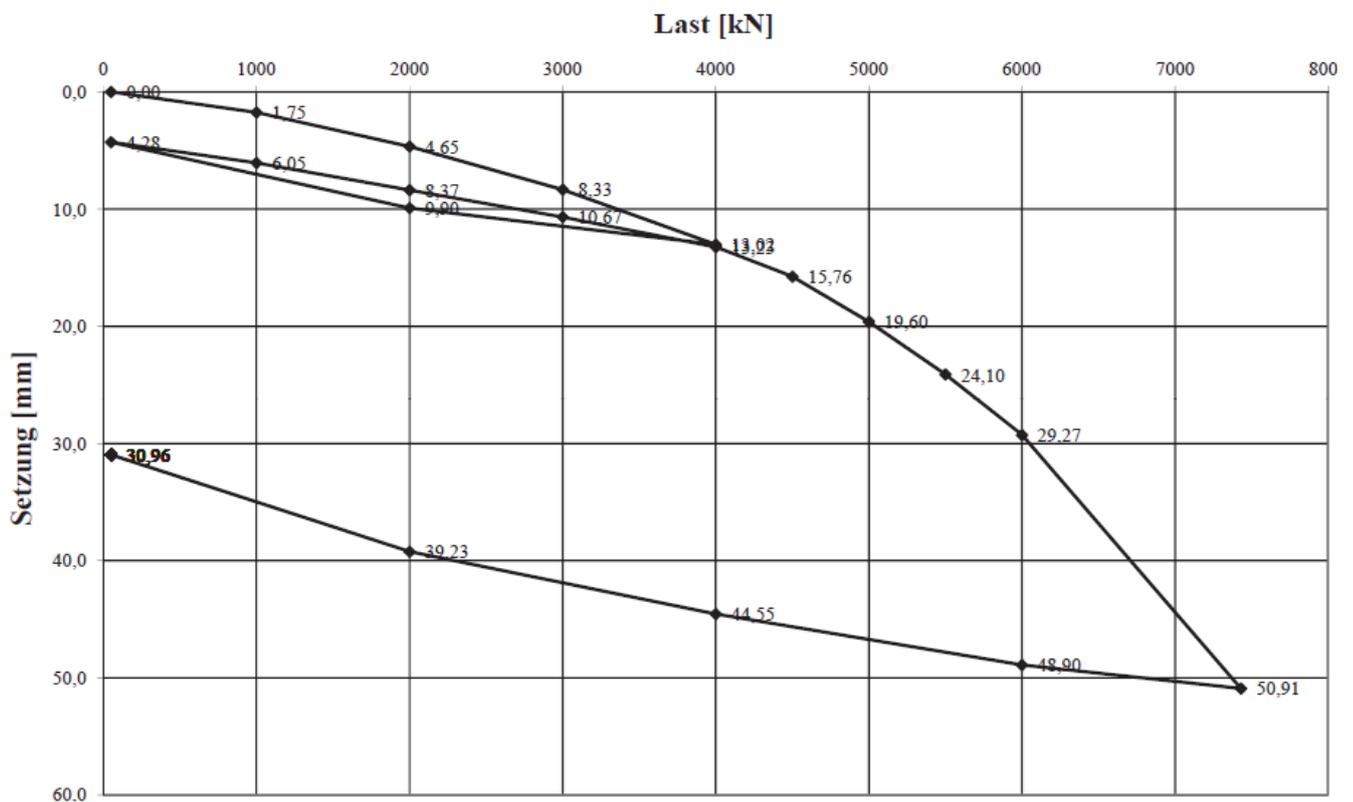


Bild 13: Widerstands-Setzungs-Linie

Zusammenfassend wurden folgende Setzungen gemessen:

Last	1000 kN	Setzung:	1,75 mm
	2000 kN		4,65 mm
	3000 kN		8,33 mm
	4000 kN		13,02 mm
	5000 kN		19,60 mm
max. Last	6000 kN		29,57 mm
			bei $K_s \geq 2,63$ mm
max. Last am Ende CRP-Versuch	7400 kN		50,91 mm
Pfahlneigung	max Hx = -0,53 mm	max Hy = +1,72 mm	

4.1.1 Messergebnisse

Weitere Auswertungen haben gezeigt, dass es innerhalb der einzelnen Laststufen zu Kriechverformungen im Beton gekommen ist. Die Ursache hierfür werden zurzeit noch untersucht und im Vortrag vorgestellt.

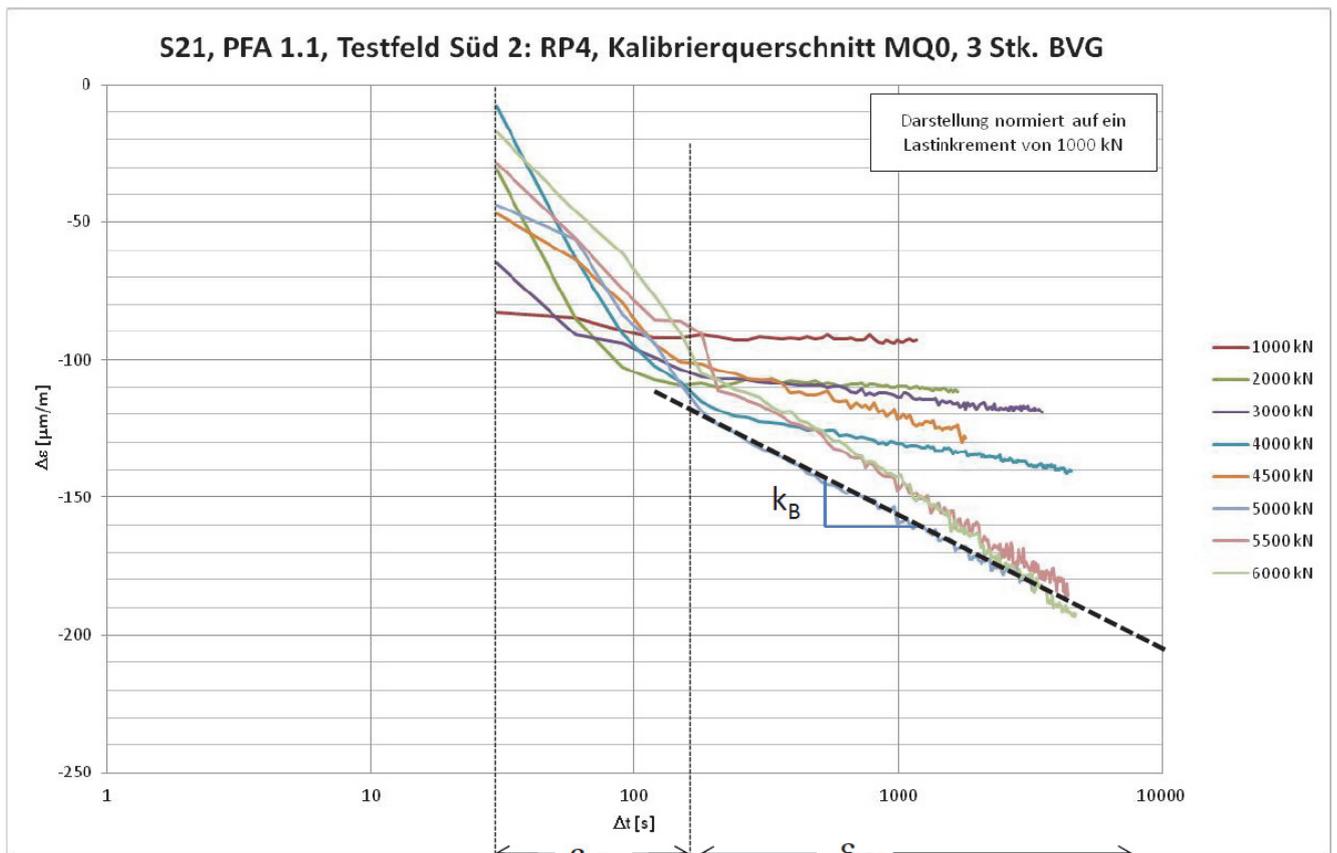


Bild 14: Auftragung der Betonstauchungen

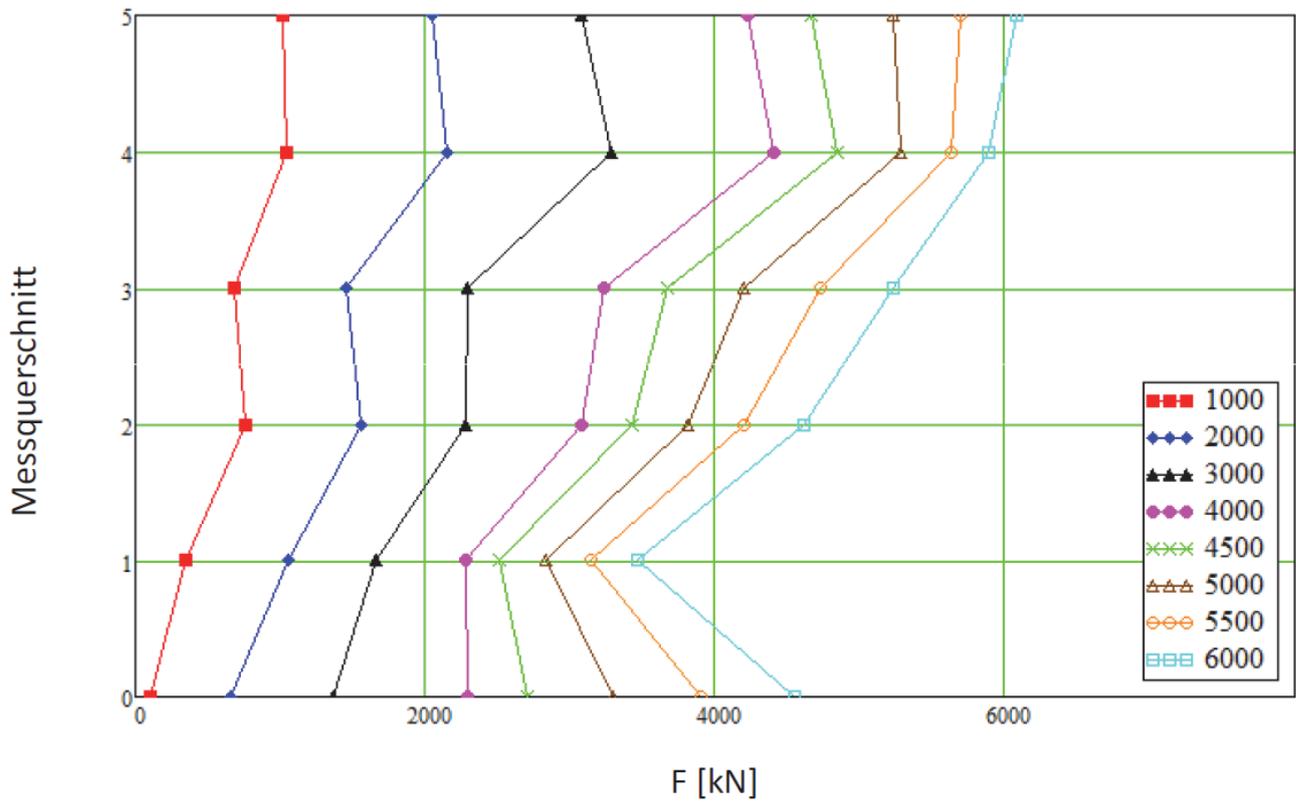


Bild 15: Kriechbereinigte Pfahlwiderstände Dehnungsmessgeber (Kopf = 5, Fuß = 0)

4.2 Dynamische Probelastungen

Die Pfähle P1 und P7 wurden dynamisch belastet. Durch ein Freifallgewicht wurde eine maximale Energie von 92 kNm eingeleitet. Nach der CAPWAP-Analyse wurden Widerstände von 7300 bis 7550 kN ermittelt.

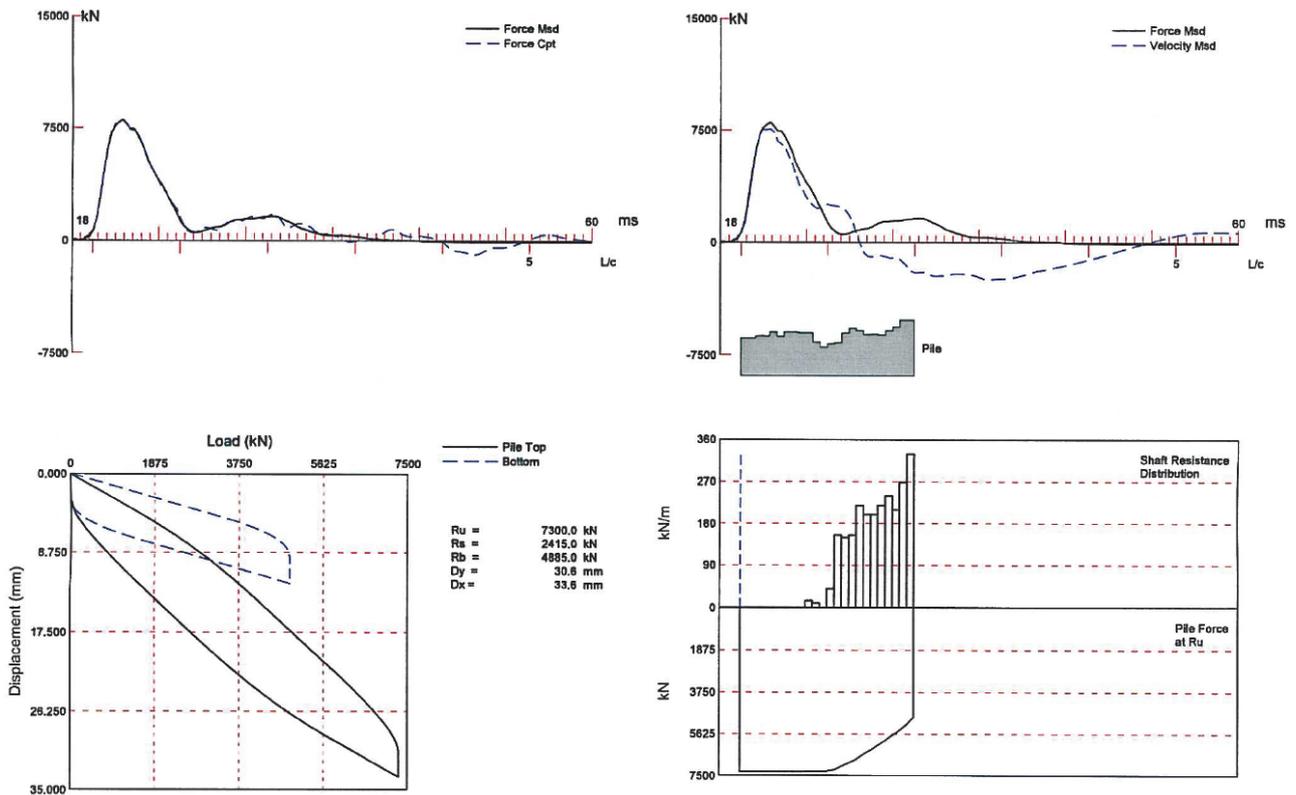


Bild 16: CAPWAP-Analyse Pfahl P 7

4.3 Vergleich und Diskussion der Ergebnisse

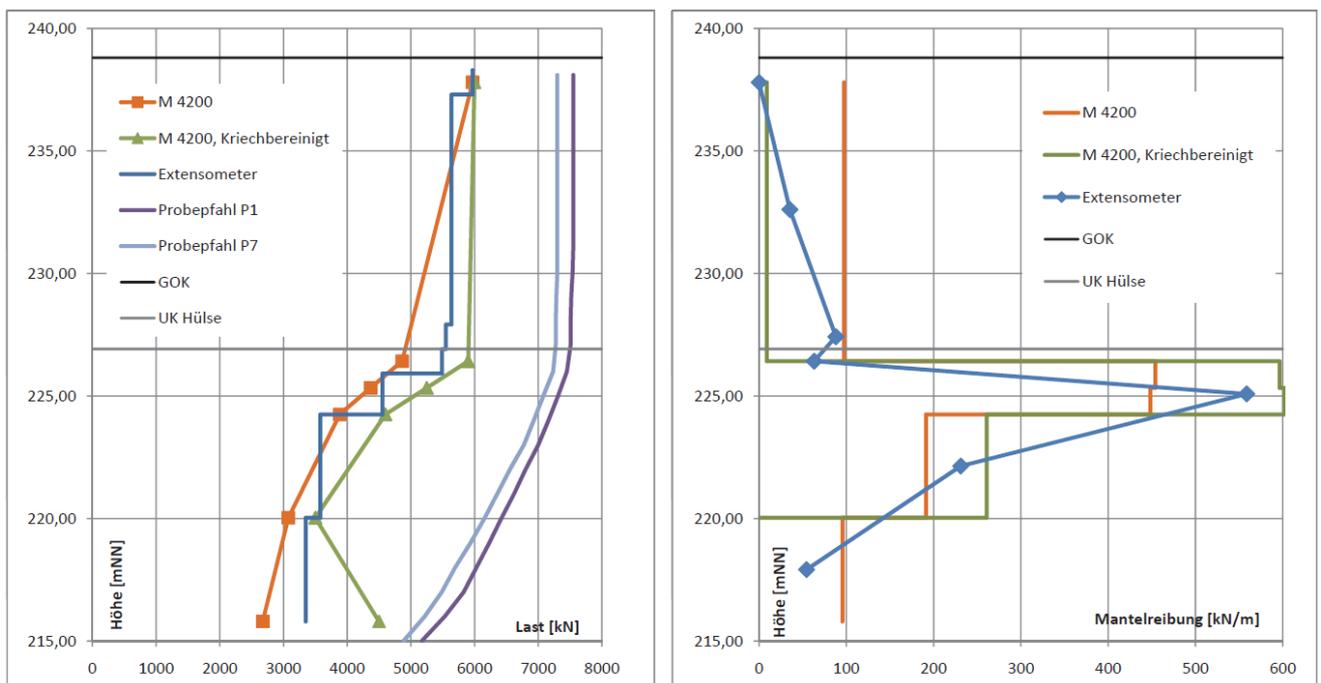


Bild 17: Normalkräfte im Pfahlschaft

- Durch die Messungen konnten starke Kriechverformungen im Beton nachgewiesen werden. Durch nachträglich ausgeführte Prüfungen an Bohrkernen, wurde festgestellt, dass die angesetzten Druckfestigkeiten und E-Moduli zum Zeitpunkt der Belastungen nicht erreicht wurden.
- Bei der lastgesteuerten statischen Probelastung konnten, aufgrund des Kriechmaßes, nicht die Widerstände des CRP-Versuches und der dynamischen Belastungen erreicht werden. Die Ursache liegt offensichtlich in der Betongüte.
- Die ermittelten Mantelreibungs- und Spitzenwiderstände der unterschiedlichen Systeme stimmen relativ gut überein.
- Da die Extensometer eine größere Messstrecke erfassen und nachträglich eingebaut werden, sind sie robuster hinsichtlich Verschiebung / Beschädigung, eventueller lokaler Querschnittänderungen und Kriechverformungen.
- Die Dehnungsaufnehmer liefern ein lokal fokussierteres Bild bezüglich der am Einbauort des Aufnehmers stattfindenden Betonverformung.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Durch die Bestückung des Probepfahls mit zwei redundanten Messsystemen konnte gezeigt werden, dass die erfassten Ergebnisse der Betonverformung konsistent und deren auf den ersten Blick unplausibel erscheinende Verteilung auf die Betongüte zurück zu führen ist. Bei der Durchführung der Belastungen haben sich die nachträglich eingebauten und wiedergewinnbaren Extensometern als robuster hinsichtlich äußerer Einflüsse erwiesen. Da die Messstrecken größer sind als bei Dehnungsaufnehmern, wird die Verformungsverteilung in Längsrichtung des Pfahls zwar nicht so hoch aufgelöst, sie liegt aber in einer akzeptablen Bandbreite. Somit können zukünftig bei statischen Probelastungen kostengünstiger und sicherer Aussagen über die Lastabtragung bei Pfählen erzielt werden.

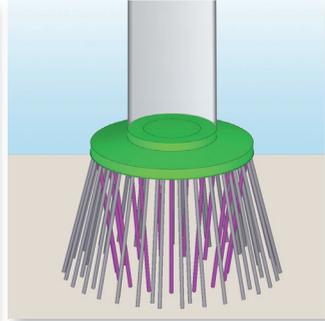
Literatur:

A. Weigl; Messbericht über dynamische Probelastungen Stuttgart 21 Probefeld Süd 2,
DMT Gründungstechniken GmbH, 2013

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers	tgarbers@isg-seevetal.de
Ingenieurservice Grundbau GmbH	www.ingenieurservice-grundbau.de
Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal	Tel.: 04105-58057-0
Dipl.-Ing. Carlos Fischer	carlos.fischer@scanrock.de
Scanrock GmbH	www.scanrock.de
Mühlenweg 3, 29227 Celle	Tel.: 05141-28200
Dr.-Ing. Roberto Cudmani	cudmani@sundp.info
Smoltczyk + Partner GmbH	www.smoltczykpartner.de
Untere Waldplätze 14, 70569 Stuttgart	Tel.: 0711-1316414
Dipl.-Ing. Gerd Maitschke	gerd.maitschke@deutschebahn.com
DB Projekt Stuttgart – Ulm GmbH	
Räpplenstr. 17, 70191 Stuttgart	Tel.: 0711-93319410

Die Planer für eine sichere Gründung



Beratung
Planung
Konstruktion
Qualitätskontrolle
Projektsteuerung

- Baugruben
- Baugrunderkundungen
- Bodenverbesserungen
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründungen
- Probelastungen
- Tragwerksplanungen
- Vermessung



Großprojekt MainTor in Frankfurt am Main – Probelastungen an Großbohrpfählen zur Optimierung des Gründungsdesigns

Matthias Seip, Matthias Vogler, Susanne Kurze, Heiko Kuttig; Frankfurt am Main
Rolf Katzenbach, Frankfurt am Main/Darmstadt

1. Einleitung

Mit der Umsetzung des MainTor Projektes auf dem ehemaligen rd. 30.000 m² großen Degussa-Areal in Frankfurt am Main, rückt die Frankfurter Innenstadt näher zum Main. Mit insgesamt 6 Bauteilen (Primus, Porta, Patio, Panorama, Palazzi und WinX, Abb. 1), davon vier Hochhäuser (Primus, Porta, Panorama und WinX), erhält die Frankfurter Skyline einen neuen Baustein, der insbesondere vom Mainufer aus das Stadtbild prägen wird.

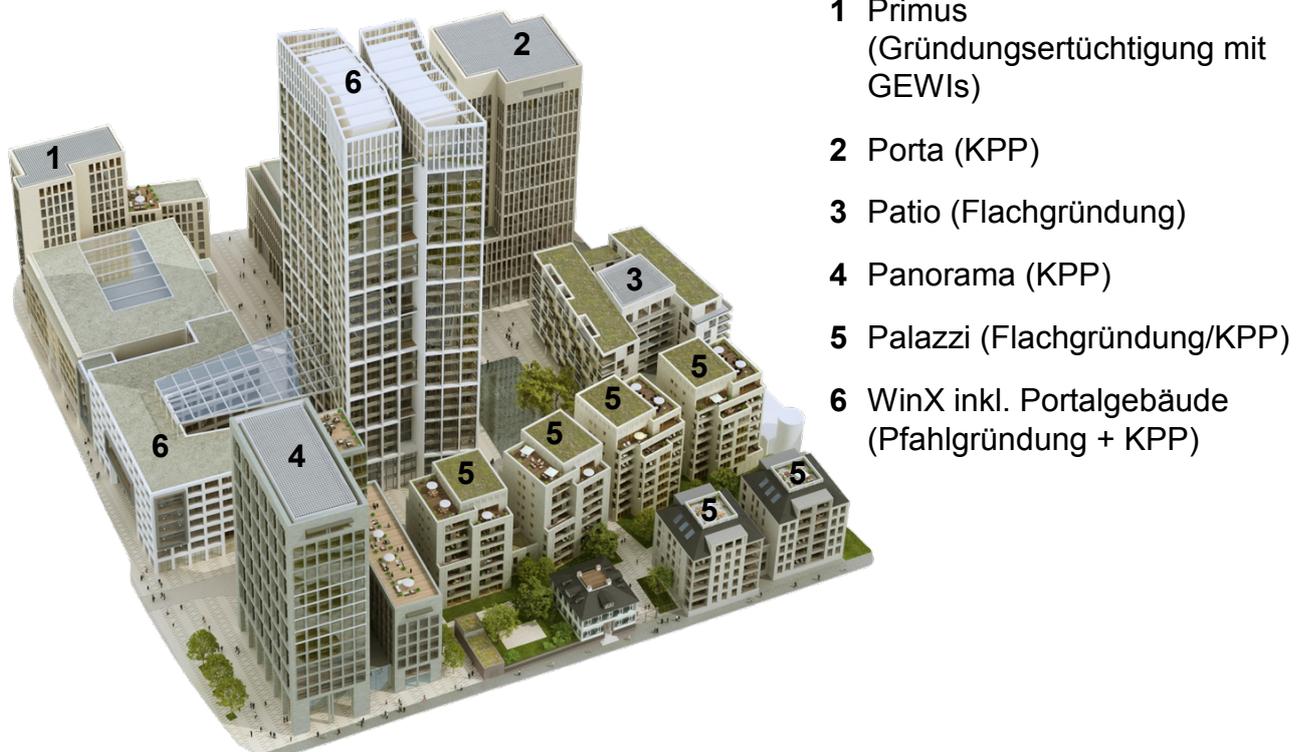


Abb. 1: Bauteilübersicht MainTor Projekt, Quelle: DIC AG [7]

Das Areal liegt am westlichen Rand der Altstadt und grenzt im Norden und Westen an die Innenstadt (Abb. 2). Im Süden liegen der Untermainkai mit dem Mainufer und die Untermainbrücke, nach Norden erheben sich die Wolkenkratzer des Bankenviertels, westlich schließen sich u.a. die Städtischen Bühnen an. Östlich des Areals bildet das benachbarte denkmalgeschützte Karmeliterkloster den Übergang vom Bankenviertel zur Altstadt.

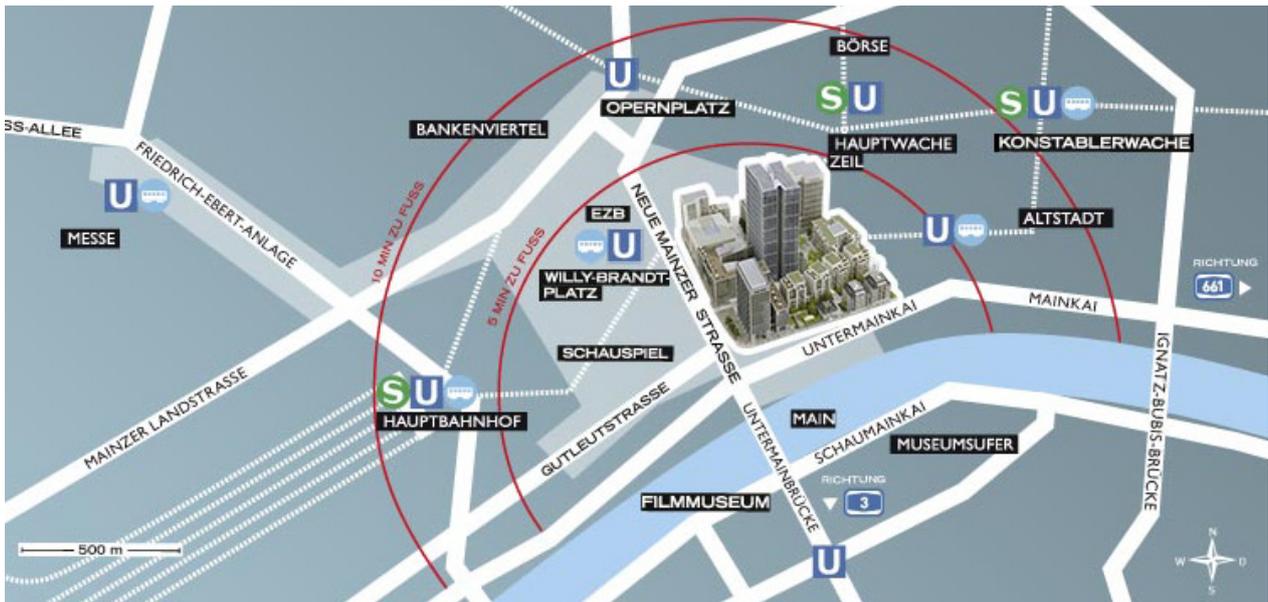


Abb. 2: Lage des MainTor Projektes in der Frankfurter Innenstadt, Quelle: DIC AG [7]

2. Baugruben und Gründungen MainTor – Eine Übersicht

Damit ein solches innerstädtisches Großprojekt wie das MainTor Projekt auf einem zuvor bereits komplett bebauten, großflächig mit bis zu drei Untergeschossen unterkellerten Baufeld in unmittelbarer Nachbarschaft zu verformungsempfindlichen Schutzgütern wie einem Straßen- und zwei U-Bahn Tunneln, einem Mischwassersammler DN 2400 (Abb. 3) und diversen denkmalgeschützten Gebäuden sowie Leitungstrassen gelingen kann, muss von Beginn an auf die Erkundung und zutreffende Beschreibung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse ein besonderes Augenmerk gerichtet werden. Dabei spielt die Auswertung von Archivunterlagen zu den Baugrund- und Grundwasserverhältnissen sowie den Bestandsbauwerken inkl. deren Baugrubenverbaue eine mindestens ebenso wichtige Rolle, wie die projektbezogene Erkundung dergleichen.

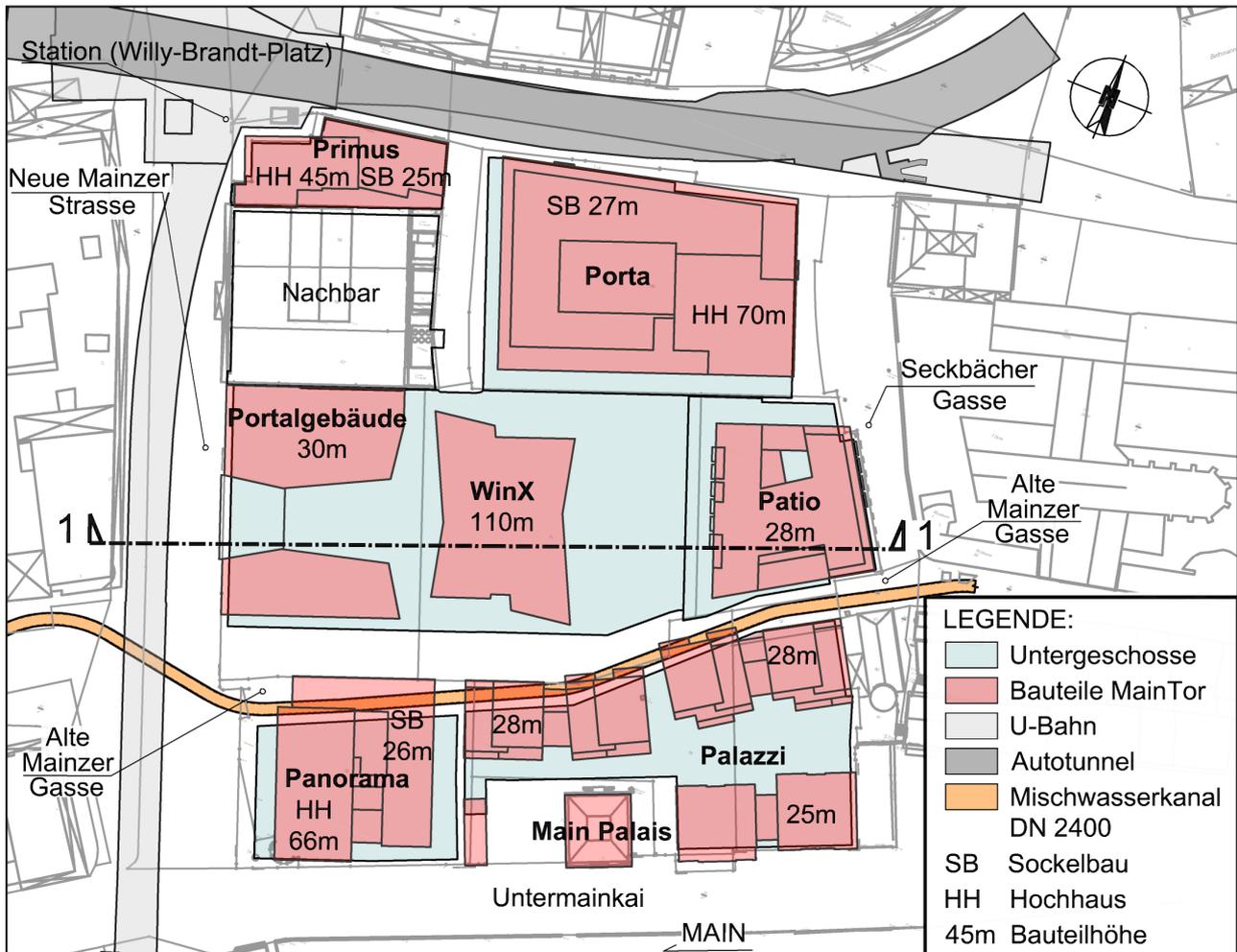


Abb. 3: Lageplan der einzelnen Bauteile und der Schutzgüter in unmittelbarer Nachbarschaft inkl. Schnittführung Schnitt 1-1

Wie bei vielen anderen Großprojekten in der Frankfurter Innenstadt ist auch für das Projekt MainTor die zutreffende Prognose der zu erwartenden Verformungen im setzungsaktiven Frankfurter Ton von besonderer Bedeutung. Hierbei sind sowohl die Verformungen, die aus der Herstellung der insgesamt 5 Baugruben auf die Nachbarschaft entstehen, als auch die Verformungen, die aus den Baugrubenherstellungen auf die zu unterschiedlichen Zeitpunkten realisierten Bauteile des Gesamtprojektes MainTor selbst, zu erwarten sind, zu beachten. Neben den Verformungen aus der Baugrubenherstellung sind auch die Setzungen bzw. Mitnahmesetzungen, die sich insbesondere aus der Errichtung von drei neuen Hochhäusern auf engstem Raum zu unterschiedlichen Zeitpunkten ergeben, zu prognostizieren und ihre Verträglichkeit zu bewerten. Möglich wird eine solche komplexe Prognose der zu erwartenden Verformungen im Vorfeld nur durch eine genaue Erkundung der Baugrundverhältnisse und durch eine zielgerichtete, integrale Planung, d.h. durch ein unter wirtschaftlichen wie technischen Gesichtspunkten optimiertes Baugruben- und

Gründungsdesign aller Bauteile, welches den besonderen innerstädtischen und projektspezifischen Randbedingungen Rechnung trägt.

Die anspruchsvolle Nachgründung eines bereits bestehenden und komplett neu zu strukturierenden Hochhauses (Primus) erfolgte über rd. 80 Kleinbohrverpresspfähle mit Längen von bis zu 15 m und Durchmessern von 200 mm, die mit einem Kellerbohrgerät aus dem Bestand heraus hergestellt werden mussten. Zur Prüfung der angesetzten Tragfähigkeiten und zur Optimierung der Pfahlanzahl wurden beim Bauteil Primus (Abb. 3) insgesamt sechs Probelastungen an Kleinbohrverpresspfählen ausgeführt.

Zwei (Porta, Panorama) der drei neu zu errichtenden Hochhäuser wurden auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) gegründet. Für das zuletzt zu erstellende höchste Hochhaus, das WinX, ist eine Pfahlgründung geplant. Das Portalgebäude, das mit dem WinX auf einer gemeinsamen dreigeschossigen Tiefgarage steht, wird voraussichtlich auf einer KPP gegründet (Abb. 3 und Abb. 4). Insbesondere die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) stellt unter Berücksichtigung des setzungsaktiven Frankfurter Baugrundes ein wirtschaftliches und hochflexibles Gründungssystem dar, welches, aufbauend auf den z.T. großen Setzungen der älteren, flach gegründeten Frankfurter Hochhäuser der ersten Generation, in Darmstadt entwickelt worden ist [3]. Die Pfahlherstellkosten reduzieren sich z.T. um bis zu 70 Prozent im Vergleich zu einer konventionellen Pfahlgründung. Beispiele für die erfolgreiche Anwendung der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) sind unter anderem die folgenden im Frankfurter Ton gegründeten Frankfurter Hochhäuser:

- Messeturm, Japan-Center, Westendstraße 1, Gallileo
- Castor und Pollux
- MainTower, Eurotheum

Unter dem setzungsaktiven Frankfurter Ton folgen die sehr steifen, felsigen Frankfurter Kalke (Abb. 4), die i.d.R. einen außerordentlich gut tragfähigen Baugrund darstellen. In den Frankfurter Kalken ist z.B. das Frankfurter Commerzbank-Hochhaus, auf insgesamt 111 Großbohrpfählen gegründet. Auch der Neubau der Europäischen Zentralbank (EZB) kommt auf den Frankfurter Kalken zu stehen. Beim MainTor Projekt wird das WinX Hochhaus, das mit rd. 110 m Höhe höchste Gebäude des MainTor Ensembles, in den Frankfurter Kalken (Abb. 4) gegründet, während der östliche nicht überbaute Hofbereich des

Bauteils WinX mit Kleinbohrverpresspfählen gegen Auftrieb gesichert werden muss. Das westlich des Hochhauses WinX liegende Portalgebäude wird je nach Anforderungen hinsichtlich der verträglichen Setzungsunterschiede bzw. der zulässigen Verkantungen auf einer KPP gegründet.

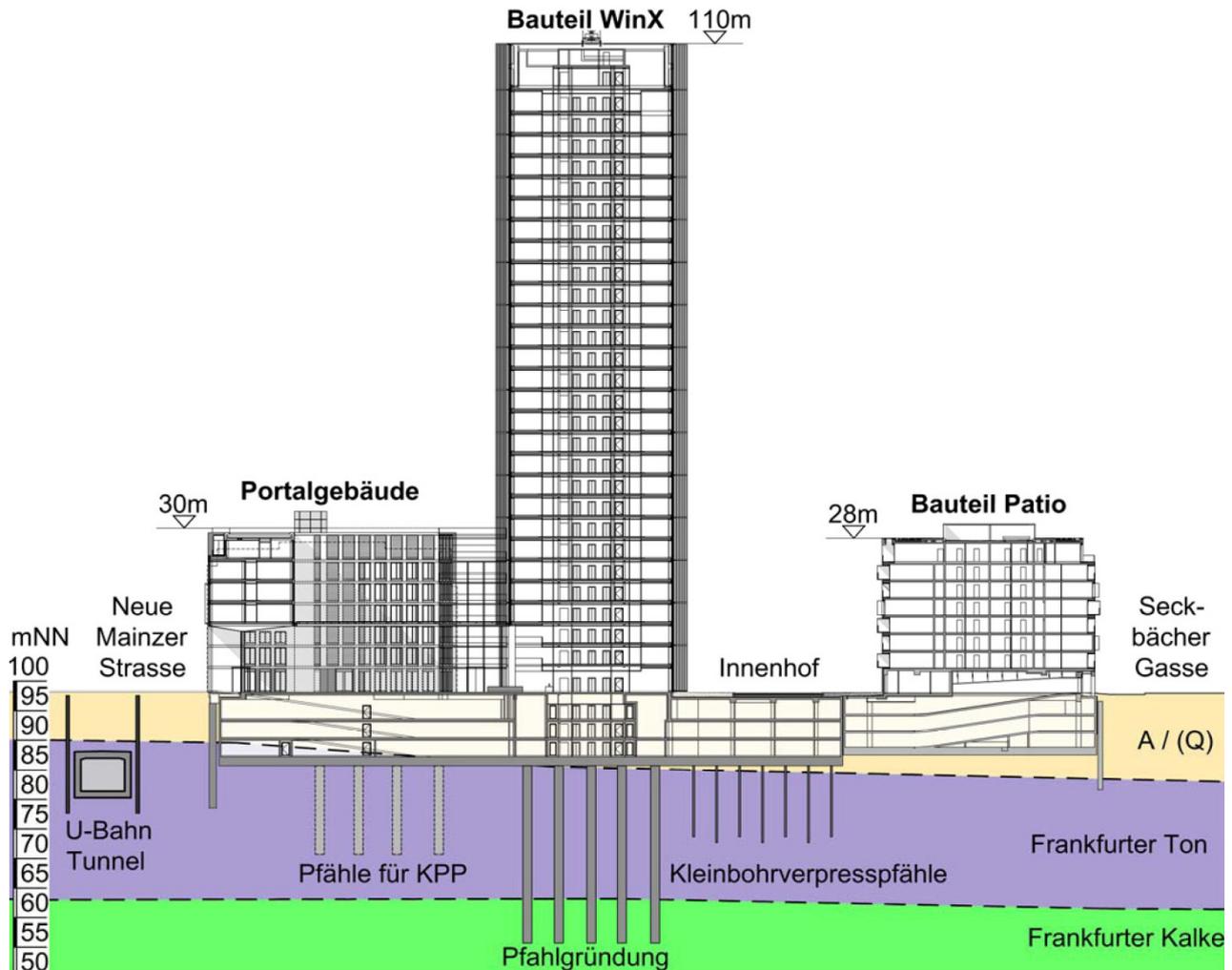


Abb. 4: Schnitt 1-1 durch das Bauteil WinX mit idealisiertem Baugrundaufbau

Zur Optimierung der Hochhausgründungen und der Baugrubenverbaue für das MainTor Areal wurden zwei Pfahlprobelastungen an Großbohrpfählen durchgeführt. Es handelte sich hierbei um so genannte Multi-Level-Tests nach dem Osterberg-Verfahren [1, 5, 6], bei denen der jeweilige Pfahl durch innerhalb seines Querschnittes angeordnete Pressen in verschiedenen Abschnitten auf seine äußere Tragfähigkeit getestet werden kann und sich dabei gegen sich selbst bzw. gegen den Baugrund abstützt. Durch die Durchführung dieser Probelastungen konnten und können letztlich die Gründungsdesigns für die Hochhäuser optimiert sowie die Einbindetiefen der Bohrpfähle für die Baugrubenverbau-

wände z.T. erheblich reduziert werden. Diese, im Januar 2013 durchgeführten Probebelastungen, werden nachfolgend näher erläutert.

3. Probebelastungen an Großbohrpfählen im Frankfurter Ton und den Frankfurter Kalken

Die Oberfläche der Frankfurter Kalke, die im Bereich des Projektgeländes MainTor bei rd. 32 m - 36 m unter der Geländeoberfläche, d.h. auf einem Niveau von rd. 67 - 62 mNN ansteht, begrenzt die Pfahllängen, die bei der Ausführung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) ausgeführt werden können, da es sich bei einem Aufsetzen der Gründungspfähle auf den Frankfurter Kalken nicht mehr um eine KPP, sondern um eine Pfahlgründung handeln würde. Bei Baugrubentiefen von rd. 11 - 14 m und großflächigen Sohl niveaus der verschiedenen Baugruben von rd. 85 - 87 mNN liegen die ausführbaren Pfahllängen ab Baugrubensohle für eine KPP bei rd. 20 m.

Diese Einschränkung sowie die Vielzahl von Bohrpfählen für die Baugrubenumschließungen der einzelnen Bauteile, die sich teilweise am Lastabtrag aus den Bauwerken beteiligen, haben den Bauherrn dazu veranlasst Probebelastungen an Großbohrpfählen ausführen zu lassen, die neben der direkten Bestimmung der Mantelreibung und des Spitzendruckes von Gründungspfählen sowohl im Frankfurter Ton als auch in den Frankfurter Kalken auch eine Aussage über die Steifigkeit des Baugrundes über eine Rückrechnung der Last-Verformungskurven mit Hilfe der Finite-Element Methode zulassen.

3.1 Probepfähle

Die zwei Probepfähle [5, 6] wurden mit einem Durchmesser von 1,2 m ausgeführt, um die bestmögliche Übertragbarkeit auf alle bei der Baumaßnahme verwendeten Pfahldurchmesser zu ermöglichen (Pfahldurchmesser Verbaupfähle 90 cm und 120 cm, Pfahldurchmesser Gründungspfähle 150 cm). Jeder der beiden Probepfähle war durch zwei Pressenebenen in drei Pfahlabschnitte unterteilt (Abb. 5). Die Bohrtiefen der beiden Probepfähle betragen 30,6 m (TP 1) und 41,5 m (TP 2) ab der Geländeoberfläche.

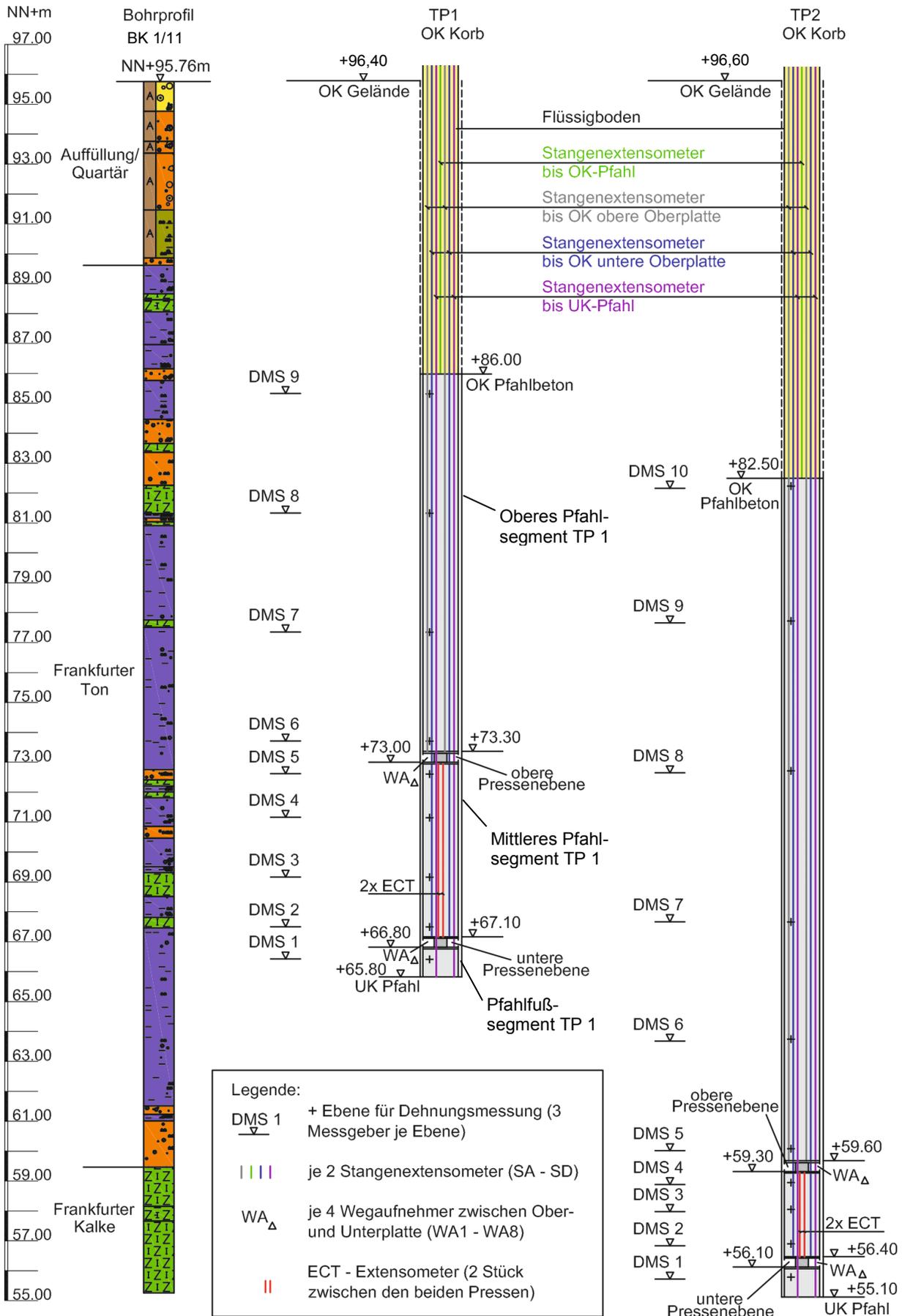


Abb. 5: Geometrie und Ausrüstung der Testpfähle inkl. Baugrundsichtung

Die einzelnen Pfahlsegmente (Abb. 5) wurden jeweils separat getestet, d.h. es wurde für die einzelnen Segmente getrennt die Mantelreibung bzw. - im Fall der Fußsegmente (Abb. 6) - der Spitzendruck ermittelt. Dabei stützten sich die einzelnen Segmente gegen die jeweils anderen Pfahlsegmente bzw. gegen den Baugrund ab. Die messtechnische Ausstattung der Probepfähle ist in Abb. 5 dargestellt. Dabei wurden in verschiedenen Ebenen über den Pfahlquerschnitt verteilt Dehnmessgeber installiert. Zusätzlich wurden in jeder Pressenebene Wegaufnehmer und Stangenextensometer installiert um die Verformungen der einzelnen Segmente exakt und redundant messen zu können. Die Pressen zur Aufbringung der Belastung waren dabei so dimensioniert, dass nach den vorliegenden Erfahrungswerten für den Frankfurter Baugrund jedes Segment bis zum Bruchzustand gefahren werden konnte.



Abb. 6: Instrumentierter Probepfahl TP 2, untere Pressenebene und Fußsegment, kurz vor (links) und während des Einbaus (rechts)

3.2 Ergebnisse der Probelastungen

Der Versuchsablauf wurde bei den zwei Probepfählen in verschiedene Testphasen unterteilt. Beim Probepfahl TP 1 [5] (Tab. 1) wurde in der Phase 1 der Pfahlfuß gegen das mittlere und obere Pfahlsegment mit der unteren Presse nach unten gedrückt. Die maximale Belastung bis zum Erreichen des Bruchs betrug bei einer Verformung von rd. 94 mm 3,25 MN. In der Phase 2a wurde die untere Presse geöffnet, d.h. die untere Presse konnte keine Last aufnehmen, während die obere Presse mit einer Last von 4,94 MN das mittlere Pfahlsegment gegen den Widerstand des oberen Pfahlsegments bis zum Bruch nach unten gedrückt hat. Die Verformung des mittleren Pfahlsegmentes betrug hierbei rd. 60 mm.

TP 1	Untere Presse	max. Last [MN]	Obere Presse	max. Last [MN]
Phase 1	Aktiv	3,25	Geschlossen	0
Phase 2a	Offen	0	Aktiv	4,94
Phase 2b	Geschlossen	0	Aktiv	8,44
Phase 3	Aktiv	2,45	Aktiv	2,45

Tabelle 1: Belastungen der einzelnen Segmente des Testpfahls TP 1 in den verschiedenen Testphasen

In der Phase 2b wurde die untere Presse geschlossen und mit der oberen Presse das obere Pfahlsegment gegen den Widerstand des mittleren und unteren Pfahlsegmentes mit einer Laststeigerung auf 8,44 MN nach oben gedrückt. Abzüglich des Eigengewichtes des Pfahls wurde das obere Pfahlsegment in der Phase 2b mit 8,23 MN belastet, ohne dass ein Bruch eingetreten ist. Die Verformungen des Pfahlkopfes betrugen lediglich rd. 6 mm (Abb. 7). Die Last-Verformungskurven der Testphasen 1, 2a und 2b des TP 1 sind in der Abb. 7 dargestellt.

In der Phase 3 wurde das mittlere Segment des Testpfahls zwischen der oberen und der unteren Presse gestaucht. Dies diente der Ermittlung der elastischen Dehnung des Pfahlbetons und somit der Kalibrierung für die Auswertung der Probelastung.

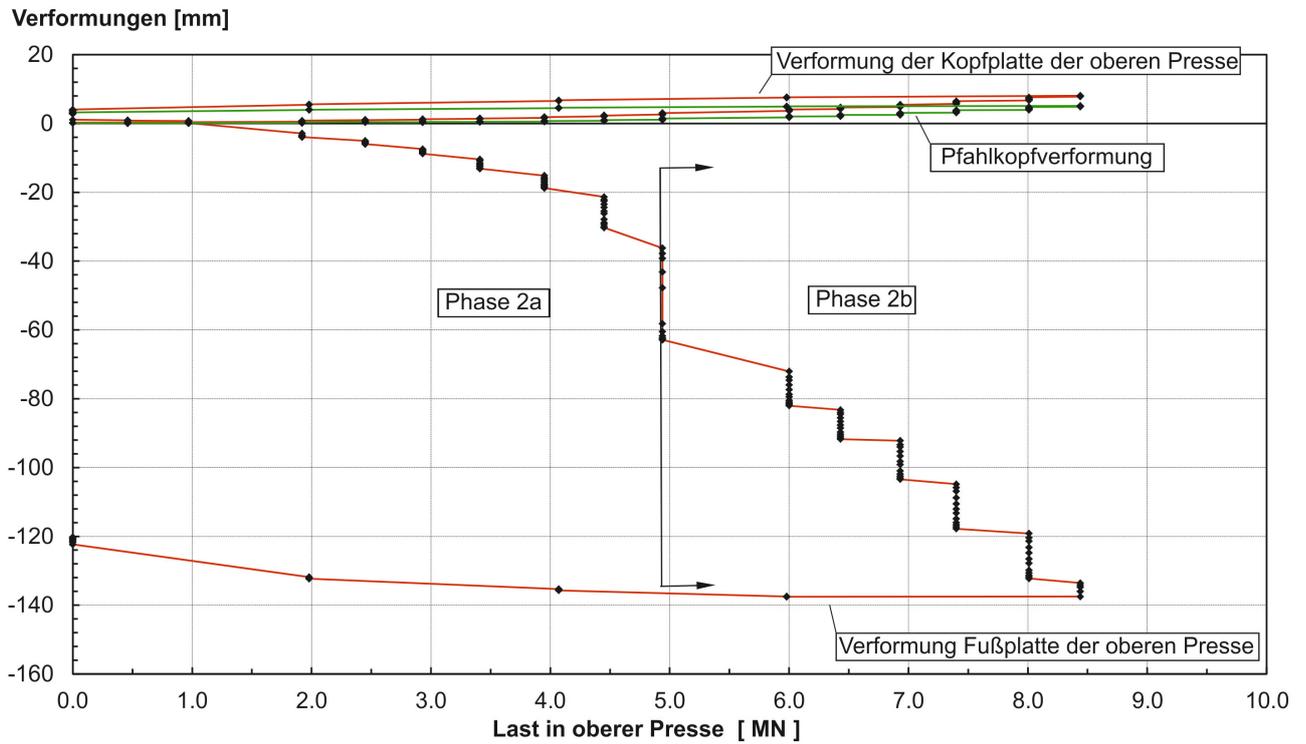
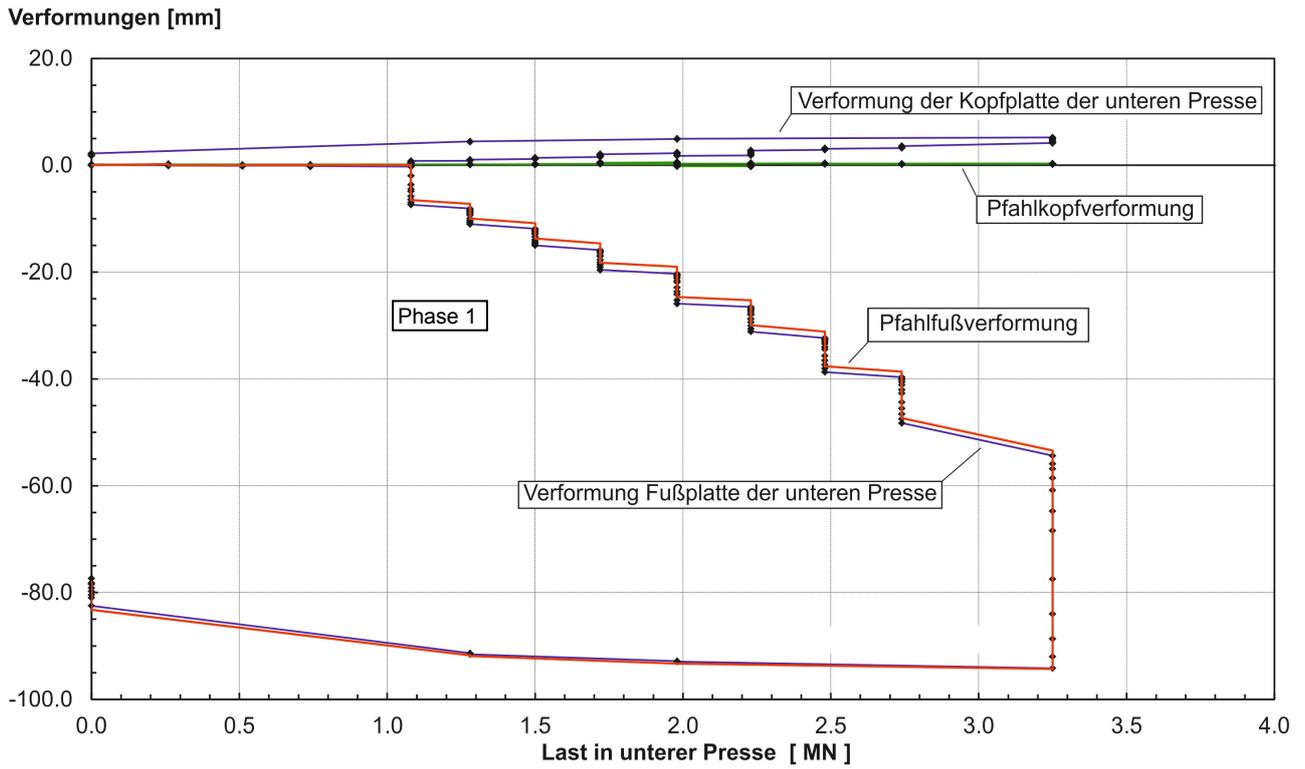


Abb. 7: Last-Verformungskurven TP 1 für die Phasen 1 (oben) und 2a und 2b (unten)

Beim Probepfahl TP 2 [6] (Tab. 2), der bis in die Frankfurter Kalke reichte, wurde in der Phase 1 analog zum TP 1 der Pfahlfuß gegen das mittlere und obere Pfahlsegment mit der unteren Presse nach unten gedrückt. Die maximale Belastung bis zum Erreichen des Bruchs betrug 1,99 MN bei einer Verformung des Pfahlfußes von rd. 94 mm (Abb. 8). Dieser Wert ist für die Frankfurter Kalke extrem niedrig, so dass davon auszugehen ist, dass unter dem Pfahlfuß weiche und/oder kavernöse Strukturen vorhanden waren.

TP 2	Untere Presse	max. Last [MN]	Obere Presse	max. Last [MN]
Phase 1	Aktiv	1,99	Geschlossen	0
Phase 2	Offen	0	Aktiv	18,16 ¹⁾
Phase 3	Aktiv	2,65	Geschlossen	0

¹⁾ Maximale Pressenkraft erreicht, kein Versagen des Pfahlsegmentes erkennbar, d.h. sehr hohe Tragfähigkeit in den Frankfurter Kalken (mittleres Pfahlsegment) und im Frankfurter Ton (oberes Pfahlsegment)

Tabelle 2: Belastungen der einzelnen Segmente des Testpfahls TP 2 in den verschiedenen Testphasen

In der Phase 2 wurde die untere Presse geöffnet, d.h. die untere Presse konnte keine Last aufnehmen, während die obere Presse mit einer Last von 18,16 MN das mittlere Pfahlsegment gegen den Widerstand des oberen Pfahlsegments nach unten gedrückt hat. Trotz der gegenüber den Erfahrungswerten sehr hohen Last konnte weder das mittlere Pfahlsegment, noch das obere Pfahlsegment des TP 2 zu Bruch gefahren werden. Die Verformungen des Pfahlkopfes lagen lediglich bei rd. 1,5 mm und die Verformungen des mittleren Segmentes bei rd. 9 mm (Abb. 8).

In der Phase 3 wurde das untere Pfahlsegment, ausgehend von den Vorverformungen aus der Phase 1 und 2, mit der unteren Presse erneut belastet und ein Pressenhub in Summe von rd. 134 mm bei einer Belastung von 2,65 MN erzeugt (Verformung der unteren Presse aus den Phasen 1, 2 und 3 ergibt sich zu 90 mm + 5 mm + 39 mm = 134 mm), ohne dass ein signifikantes Ansteigen des Spitzendrucks zu erkennen war (Abb. 9).

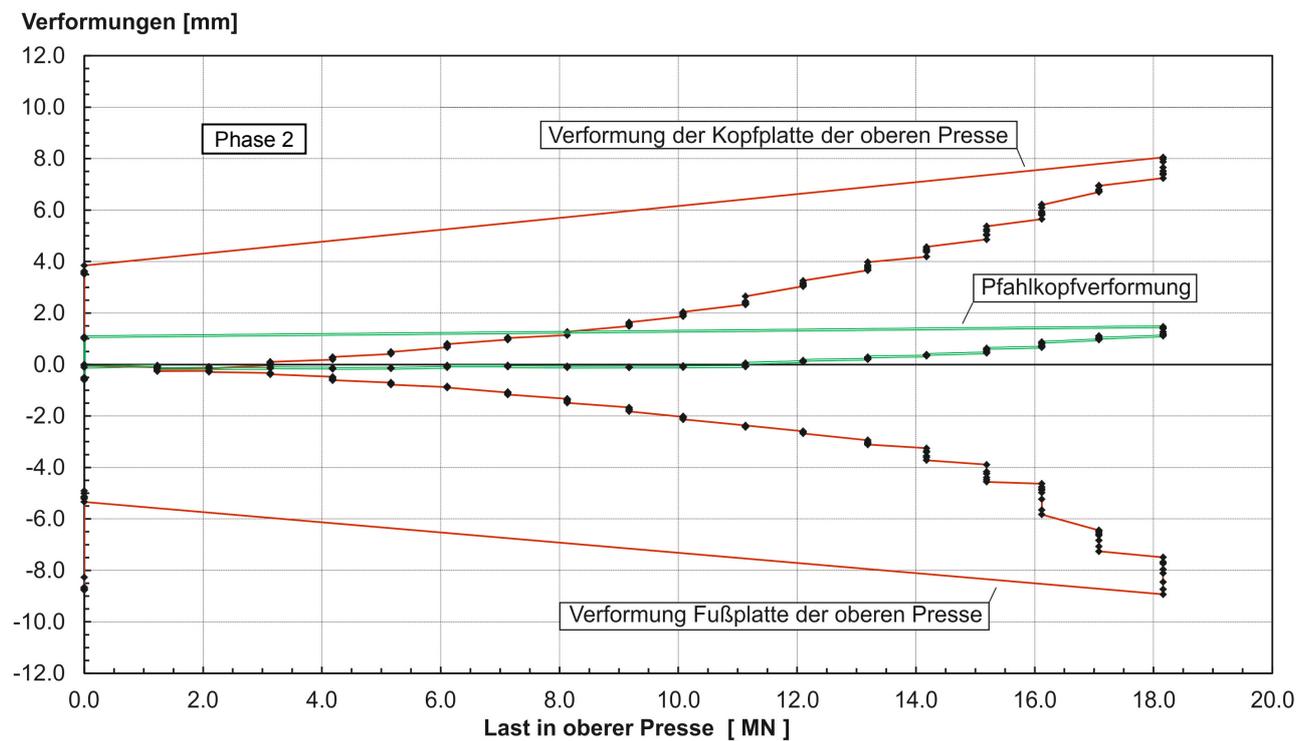
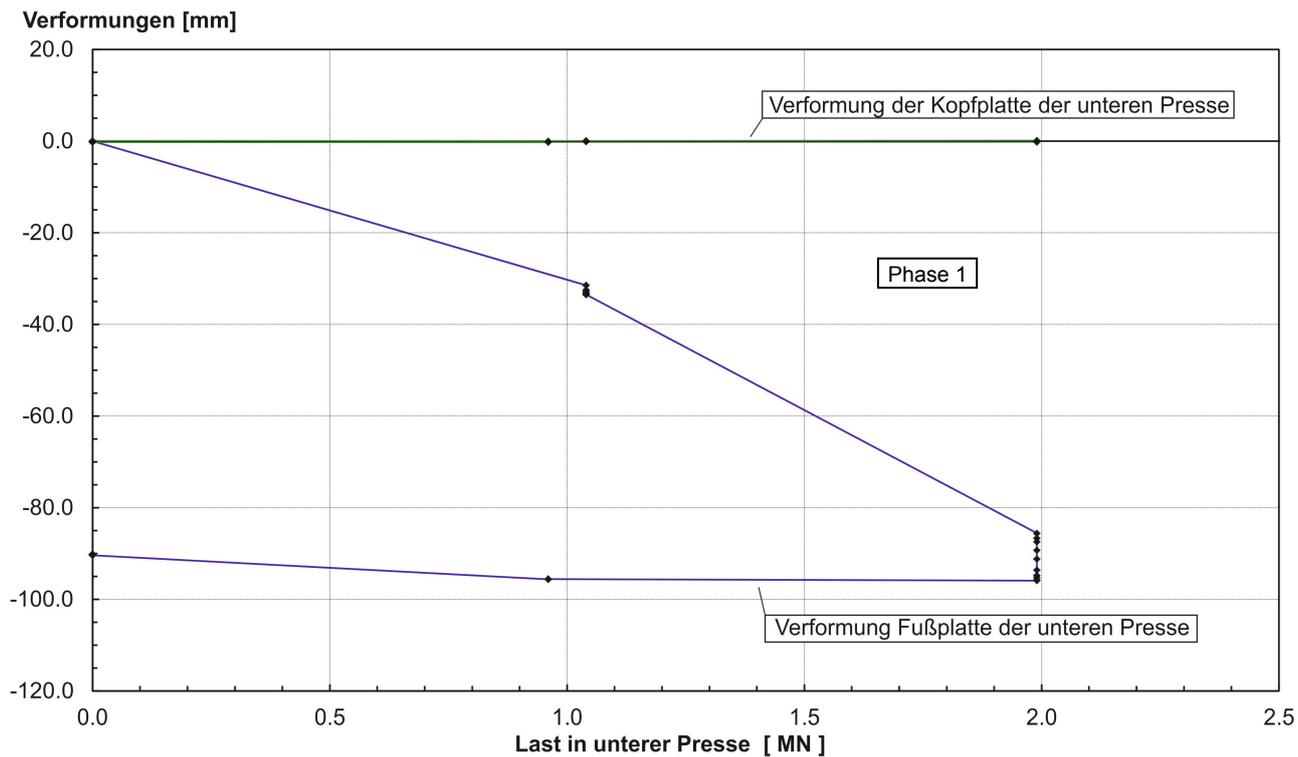


Abb. 8: Last-Verformungskurven TP 2 für die Phasen 1 (oben) und 2 (unten)

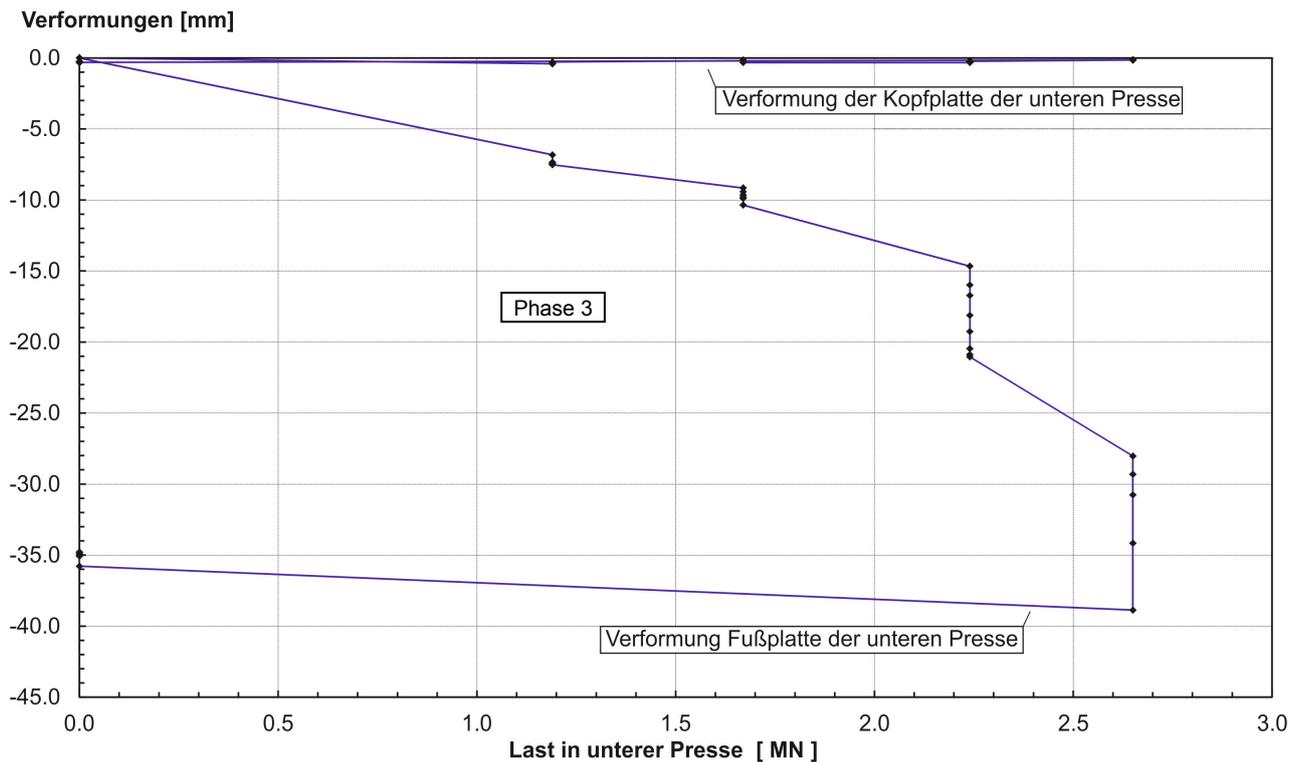


Abb. 9: Last-Verformungskurven TP 2 für die Phase 3

3.3 Auswertung der Ergebnisse

Die Ermittlung der charakteristischen Mantelreibungen und Spitzendrücke für die einzelnen Segmente wurde nach den Vorgaben der DIN EN 1997-1:2009-09 ausgeführt. Gemäß DIN EN 1997-1:2009-09 sind bei der Ermittlung der Druckwiderstände von Pfählen auf der Basis von Pfahlprobelastungen unter Berücksichtigung der Anzahl der Probelastungen Streuungsfaktoren zu ermitteln, mit denen die Druckwiderstände nach folgender Formel (Gl. 1) zu reduzieren sind:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (\text{Gl. 1})$$

Im vorliegenden Fall wird dieses Vorgehen analog auf die Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte (q_s und q_b) angewendet, um sich dann mit den so ermittelten charakteristischen Werten ($q_{s;k}$ und $q_{b;k}$) die Tragfähigkeit bzw. den Druckwiderstand eines Pfahls ermitteln zu können. Grundsätzlich wird dabei davon ausgegangen, dass die Tragwerke eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit haben, um Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern (siehe DIN EN 1997-1:2009-09, Kap. 7.6.2.2, Absätze (8) und (9)).

Bei der Ermittlung der Streuungsfaktoren nach der DIN EN 1997-1:2009-09 wird des Weiteren davon ausgegangen, dass in den Frankfurter Kalke eine Pfahlprobebelastung und im Frankfurter Ton zwei Pfahlprobebelastungen stattgefunden haben (im Frankfurter Ton wurden streng genommen dreimal die Mantelreibung und einmal der Spitzendruck mit unterschiedlichen Pfahlsegmenten getestet).

In der nachfolgenden Tabelle 2 sind die für die Ermittlung der charakteristischen Mantelreibung $q_{s;k}$ bzw. des charakteristischen Spitzendruckes $q_{b;k}$ heranzuziehenden Streuungsfaktoren in Abhängigkeit der zu beurteilenden Bodenschicht (Frankfurter Ton bzw. Frankfurter Kalke) angegeben:

Streuungsfaktoren bei möglicher Umlagerung von „weichen“ zu „steifen“ Pfähle	Frankfurter Ton (zwei Probebelastungen)	Frankfurter Kalke (eine Probebelastung)
ξ_1	1,25/1,1 = 1,136	1,35/1,1 = 1,227
ξ_2	1,15/1,1 = 1,045	1,35/1,1 = 1,227

Tabelle 3: Streuungsfaktoren nach DIN EN 1997-1:2009-09

Hieraus ergeben sich die für die Ermittlung des charakteristischen Druckwiderstandes $R_{c,k}$ eines Pfahls heranzuziehenden charakteristischen Mantelreibungs- $q_{s;k}$ bzw. Spitzendruckwerte $q_{b;k}$ wie folgt (Tabelle 4):

	Wert aus Probebelastung [MN/m ²]	charakteristischer Wert nach Gl. 1 mit Streuungsfaktoren nach vorstehender Tabelle [MN/m ²]
Mantelreibung Frankfurter Ton (FT)	> 0,170	$q_{s;k;FT} = 0,170 / 1,045 = 0,163 \approx \mathbf{0,160}$
Spitzendruck Frankfurter Ton (FT)	2,15	$q_{b;k;FT} = 2,15 / 1,136 = 1,893 \approx \mathbf{1,80}$
Mantelreibung Frankfurter Kalke (FK)	1,607	$q_{s;k;FK} = 1,607 / 1,227 = 1,310 \approx \mathbf{1,30}$
Spitzendruck Frankfurter Kalke (FK)	1,76	$q_{b;k;FK} = \mathbf{5,0}$ (unterer Grenzwert aus der EA-Pfähle für Fels mit einer einaxialen Druckfestigkeit von $q_{u,k} > 5\text{MN/m}^2$; die Felsqualität ist zu prüfen)

Tabelle 4: Charakteristische Mantelreibungs- $q_{s;k}$ bzw. Spitzendruckwerte $q_{b;k}$

4. Nachrechnung der Pfahlprobelastung

Neben den in Tabelle 4 angegebenen charakteristischen Mantelreibungs- $q_{s;k}$ bzw. Spitzendruckwerten $q_{b;k}$, die gegenüber den nach der EA-Pfähle [4] bzw. nach den üblicherweise in Frankfurt am Main auf der Basis von Erfahrungswerten ohne standortbezogene Probelastungen angesetzten Werte [1] um bis zu 2,5 fach größer sind, wurde über eine Nachrechnung der Pfahlprobelastungen mit der Finite-Element Methode ein Steifigkeitsprofil für den Baugrund rückgerechnet, um für die Gründungsdimensionierung der KPP und den Verformungsprognosen für den Verbau im Bereich der angrenzenden Schutzgüter (z.B. U-Bahn Tunnel) eine validierte und optimierte Baugrundsteifigkeit ansetzen zu können.

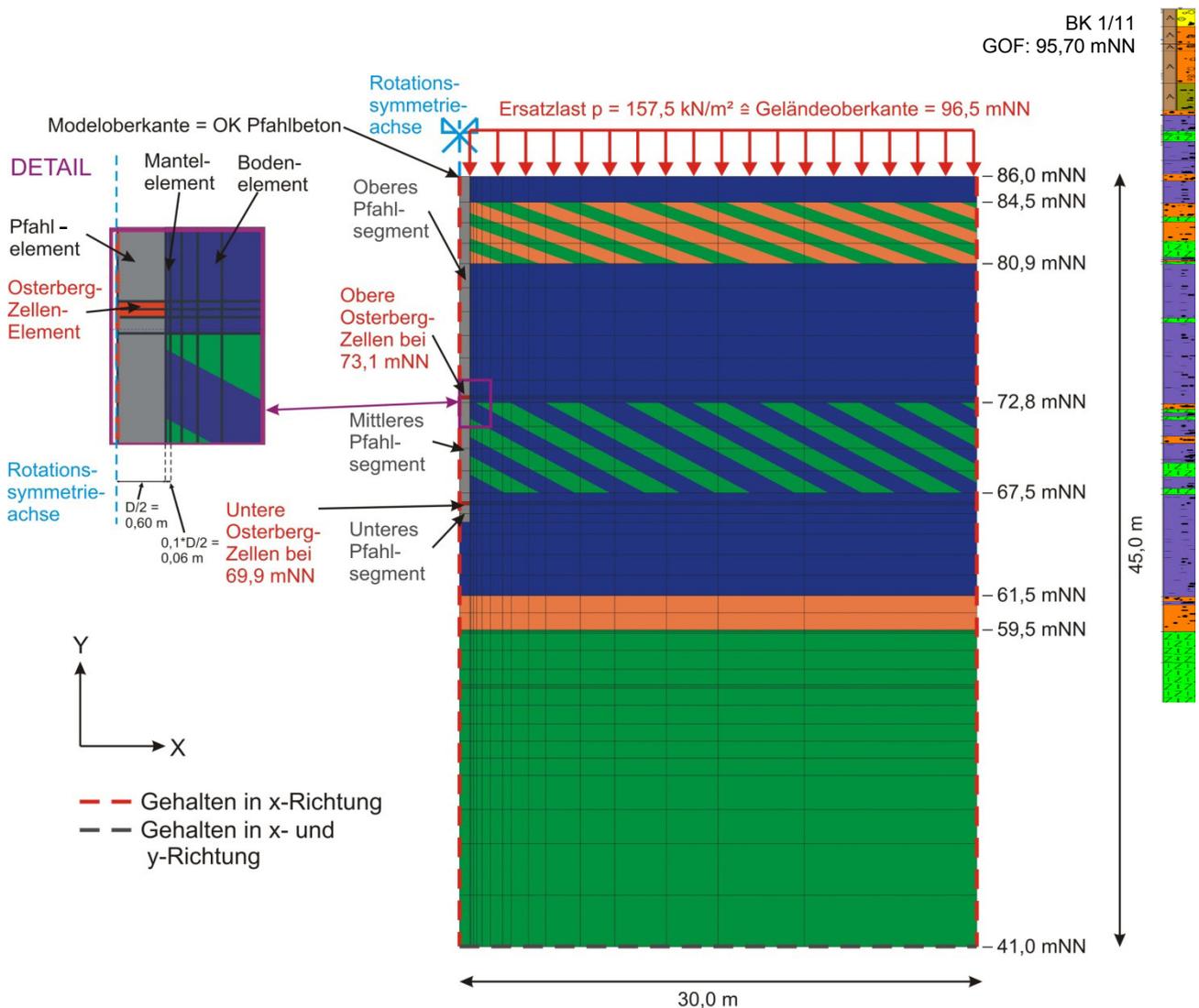


Abb. 10: Finite-Element Modell des Testpfahls TP 1

Dabei wurden jeweils beide Testpfähle vollständig als FE-Modell modelliert. Beispielhaft ist das FE-Modell des Testpfahls TP1 in Abb. 10 dargestellt. Bei den numerischen Berechnungen wurden die einzelnen Belastungsphasen in den jeweiligen Pressenebenen simuliert und die Verformungen anhand der gemessenen Last-Verformungskurve über die Variation der bodenmechanischen Kennwerte kalibriert.

Diese numerischen Berechnungen wurden als iterativer Prozess durchgeführt, da die Berechnungsergebnisse und die Einflüsse der gewählten bodenmechanischen Parameter sowohl zwischen den beiden Testpfählen, als auch zwischen den einzelnen durch die jeweiligen Testphasen beanspruchten Bodenschichten abgeglichen werden mussten. Nach einer Vielzahl von Berechnungen und - in Anbetracht der Vielzahl der Variablen - der guten Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Last-Verformungskurven (Abb. 11, Var. 12), wurde das in der Tabelle 4 dargestellte Steifigkeits-/Festigkeitsprofil (Var. 12) des Baugrundes aus der Nachrechnung der Pfahlprobepbelastungen abgeleitet und für die weiteren numerischen Untersuchungen beim MainTor Projekt verwendet.

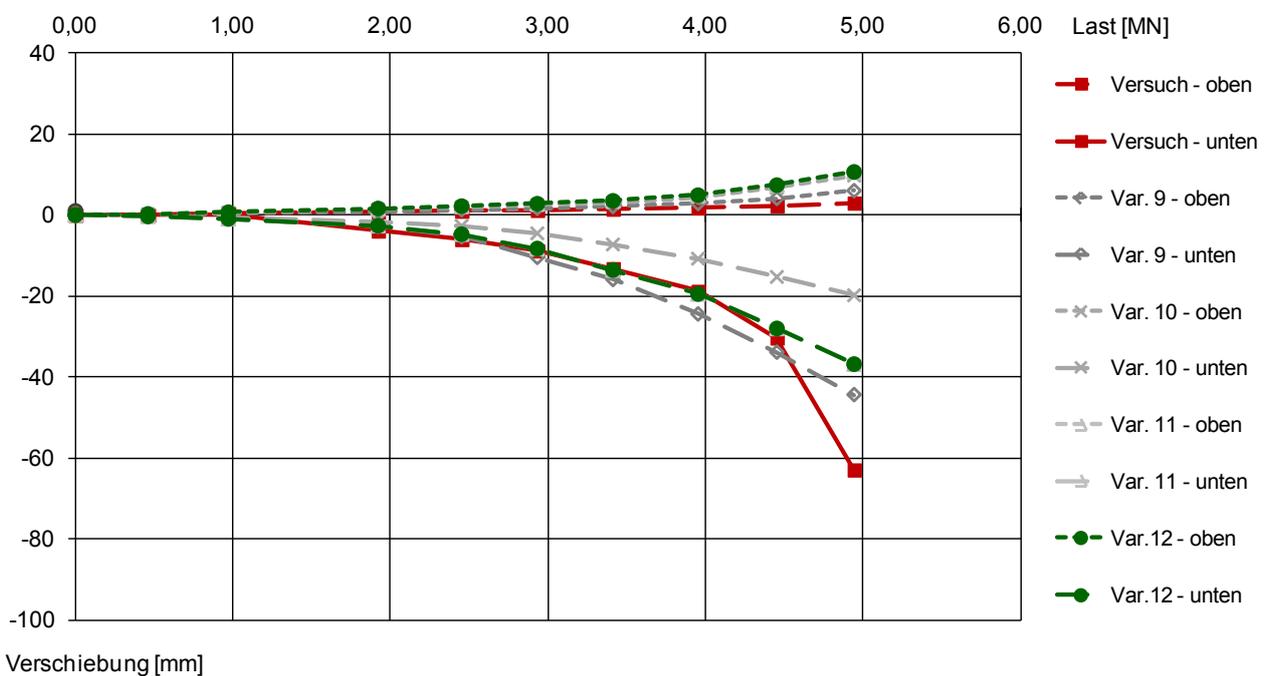


Abb. 11: Nachrechnung der Last-Verformungskurve, beispielhaft für die Phase 2 des Testpfahls TP 1

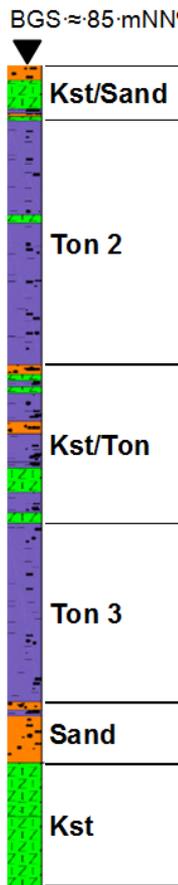
	Var. 12			
	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	E [MN/m ²]	ν [-]
BGS ≈ 85 mNN 				
Kst/Sand	32,5	15	150	0,25
Ton 2	20	30	50	0,3
Kst/Ton	30	15	100	0,25
Ton 3	20	30	50	0,3
Sand	32,5	0	300	0,25
Kst	32,5	750	500	0,25

Tabelle 5: Aus der Rückrechnung der Pfahlprobelastungen TP 1 und TP 2 abgeleitetes Steifigkeits-/Festigkeitsprofil des Baugrundes unter der Baugrubensohle (BGS)

5. Fazit / Schlussbemerkung

Durch die zwei Probelastungen an Großbohrpfählen beim MainTor Projekt, d.h. durch das Messen der tatsächlichen Tragfähigkeit von Großbohrpfählen vor der eigentlichen Bauausführung, konnten und können letztlich die nachfolgend aufgeführten positiven Effekte für die Bemessung der Baugruben und Gründungen der Bauteile des MainTor Projektes genutzt werden:

- Die charakteristischen Mantelreibungs- $q_{s;k}$ bzw. Spitzendruckwerte $q_{b;k}$, konnten für die Baumaßnahmen auf dem MainTor Areal gegenüber den nach der EA-Pfähle [4] bzw. nach den üblicherweise in Frankfurt am Main ohne standortbezogene Probebelastungen angesetzten charakteristischen Mantelreibungs- $q_{s;k}$ bzw. Spitzendruckwerte $q_{s;b}$ bis zum Faktor 2,5 erhöht werden.

Effekt: Reduzierung der Längen der Sekundärpfähle der überschnittenen Bohrpfahlwände bei den Baugruben der Bauteile Patio, Palazzi, Panorama und WinX

- Durch die standortbezogenen Pfahlprobebelastungen kann z.B. der Teilsicherheitsbeiwert für die Ermittlung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstandes γ_t im Lastfall BS-P von $\gamma_t = 1,4$ auf $\gamma_t = 1,1$ reduziert werden kann.

Effekt: Reduzierung der Längen der Sekundärpfähle der überschnittenen Bohrpfahlwände bei den Baugruben der Bauteile Patio, Palazzi, Panorama und WinX

- Durch die standortbezogenen Pfahlprobebelastungen konnte ein Steifigkeitsprofil des Baugrundes durch Rückrechnung ermittelt werden, welches eine höhere Steifigkeit zeigt als die im Vorfeld auf der Basis von Erfahrungswerten getroffenen Annahmen [2] zur Baugrundsteifigkeit. Dies ist höchstwahrscheinlich u.a. auf den im Projektareal vorgefundenen relativ hohen Anteil an Sand- und Kalksteinlagen im Schichtpaket des Frankfurter Ton zurückzuführen.

Effekt: Beispielsweise konnte die Gründung des Bauteils Panorama aufgrund der höheren Baugrundsteifigkeit als KPP ausgeführt werden. Mit dem Ansatz der ursprünglichen Steifigkeitswerte des Baugrundes wären die Verformungsrandbedingungen z.B. am Schutzgut Mischwasserkanal oder im Übergangsbereich zwischen Kellerkasten und Arkadenstützen nur mit längeren Gründungspfählen zu erreichen gewesen, was, aufgrund des geringen Abstandes der jetzigen Pfahlunterkante zu den Frankfurter Kalken, unmittelbar eine konventionelle Pfahlgründung zur Folge gehabt hätte. Auch für die Pfahllängen der Verbau- pfähle der Baugrube WinX und der Gründungspfähle des Bauteils WinX und des Portalgebäudes sind positive Effekte zu erwarten.

Schlussendlich ist für die Pfahlprobelastungen des MainTor Projektes festzustellen, dass trotz erheblicher Anfangsinvestitionen im sechsstelligen Bereich für die Herstellung und Durchführung der Probelastungen sich die Investition bereits jetzt, d.h. vor dem Beginn des abschließenden größten Projektes, dem Bauteil WinX, für den Bauherrn gelohnt hat. Die Kosten haben sich durch die o.g. Effekte bereits amortisiert.

Literatur

- [1] Vogler M., Katzenbach R.: Ergebnisse einer Pfahlprobelastung in den Frankfurter Kalken mit 78 MN Grenzlast, Messen in der Geotechnik 2004, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 77, Seite 53-66, 2004
- [2] Reul, O.: In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 53, 2000
- [3] Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G.: Kombinierte Pfahl-Plattengründungen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2002
- [4] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle, 2. Auflage, 2012
- [5] Fugro LOADTEST Ltd.: Report on bored pile load testing (Osterberg-method), P1 MainTor, Frankfurt, Germany, FLT 20089-01, 26.03.2013
- [6] Fugro LOADTEST Ltd.: Report on bored pile load testing (Osterberg-method), P2 MainTor, Frankfurt, Germany, FLT 20089-02, 26.03.2013
- [7] DIC Website MainTor

Autoren:

Dipl.-Ing. M. Seip, Dr.-Ing. M. Vogler, Dipl.-Ing. S. Kurze, Dipl.-Ing. H. Kuttig

Ingenieursozietät Prof. Dr.-Ing. Katzenbach GmbH, Pfaffenwiese 14A, 65931 Frankfurt am Main

Kontakt: Dipl.-Ing. M. Seip, Tel: 06151 / 130130, E-Mail: seip@katzenbach-ingenieure.de

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Direktor des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt

Franziska-Braun-Straße 7, 64287 Darmstadt

Weiterentwicklung von Messsystemen im Spezialtiefbau und ihre Auswertemethodik

Sebastian Höhmann, Christian Leible

1 Einleitung

Das Überwachen und Kontrollieren von Baumaßnahmen eröffnet neben der Qualitätssicherung häufig Optimierungsmöglichkeiten. Das komplexe Zusammenspiel zwischen Boden und Bauwerk kann durch die gewonnenen Messerfahrungen besser verstanden werden. Im Rahmen dieses Beitrags wird versucht, Ergebnisse aus baubegleitenden Messungen aufzuarbeiten. Aus den oft schwierigen örtlichen Randbedingungen entstehen dabei manchmal interessante Weiterentwicklungen von Messinstrumenten.

Im ersten Teil des vorliegenden Berichtes werden die aus Kaimauerbauten und Baugruben gewonnen Ergebnisse aus Inklinometermessungen vorgestellt. Hier wird insbesondere auf die Möglichkeit der indirekten Ermittlung von Biegebeanspruchungen aus diesen Messungen eingegangen.

Der zweite Abschnitt widmet sich den Neuentwicklungen im Bereich der Messtechnik bei Spezialtiefbaumaßnahmen der Bilfinger Construction GmbH.

2 Erfahrungen aus Inklinometermessungen

Zur Bestimmung horizontaler Verschiebungen bei Grundbaumaßnahmen haben sich Inklinometermessungen seit vielen Jahren bewährt. Messergebnisse werden aus Zeitgründen jedoch häufig nicht weiter untersucht und diskutiert. Im Folgenden werden anhand zweier Projekte im Hamburger Hafen die Messungen vorgestellt und genauere Betrachtungen aufgezeigt.

2.1 Rückrechnung von Biegebeanspruchungen

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden beim Bau einer Kaimauer diverse Messungen an der Spundwand und gerammten Schrägpfählen durchgeführt [siehe *Höhmann (2010)*]. Die Kaimauer wurde in typischer Hamburger Bauweise hergestellt, bei der die unter 10:1 geneigte vordere gemischte Spundwand aus HZ 975A-24 Profilen mittels gerammter Stahlpfähle rückverankert wurde.

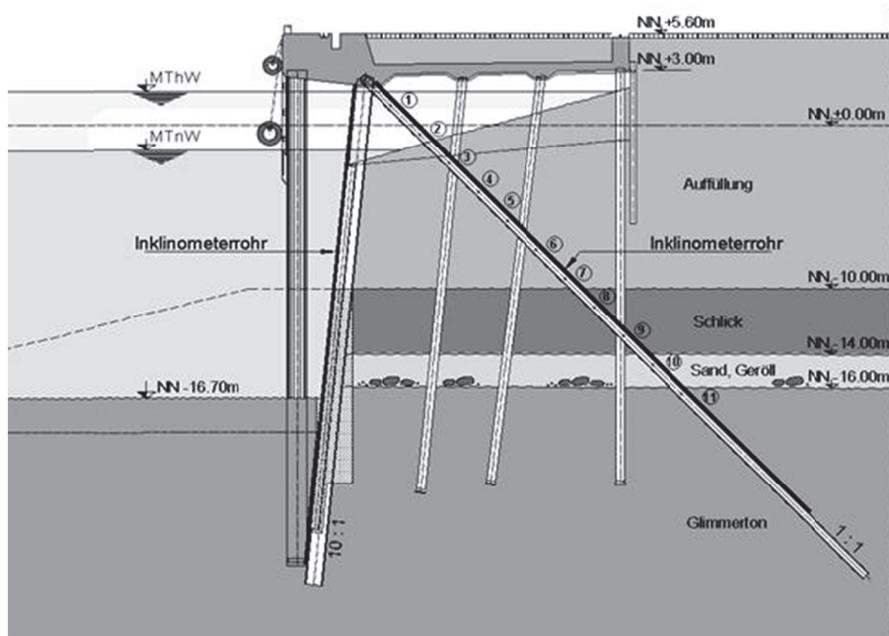


Abb. 1: Europakai LP 5 Kaimauerquerschnitt mit Messinstrumentierung

Im Rahmen des Bauvorhabens wurden an insgesamt sieben Profilen Inklinometermessungen (3 Tragbohlen und 4 Schrägpfähle) vorgesehen. Hintergrund waren hierbei vermutete Restschlickschichten im Bereich eines Kaimauerblockes, die zusätzliche Setzungen befürchten ließen. Diese Restschlickschichten wurden nach Ausführung von örtlichen Bodenaustauschmaßnahmen im Schutze eines Spundwandkastens durch Drucksondierungen bestätigt.

Die Messungen an den Tragbohlen ergab exemplarisch für eine Tragbohle T143 unter der Randbedingung einer Fußfesthaltung folgendes Verformungsbild:

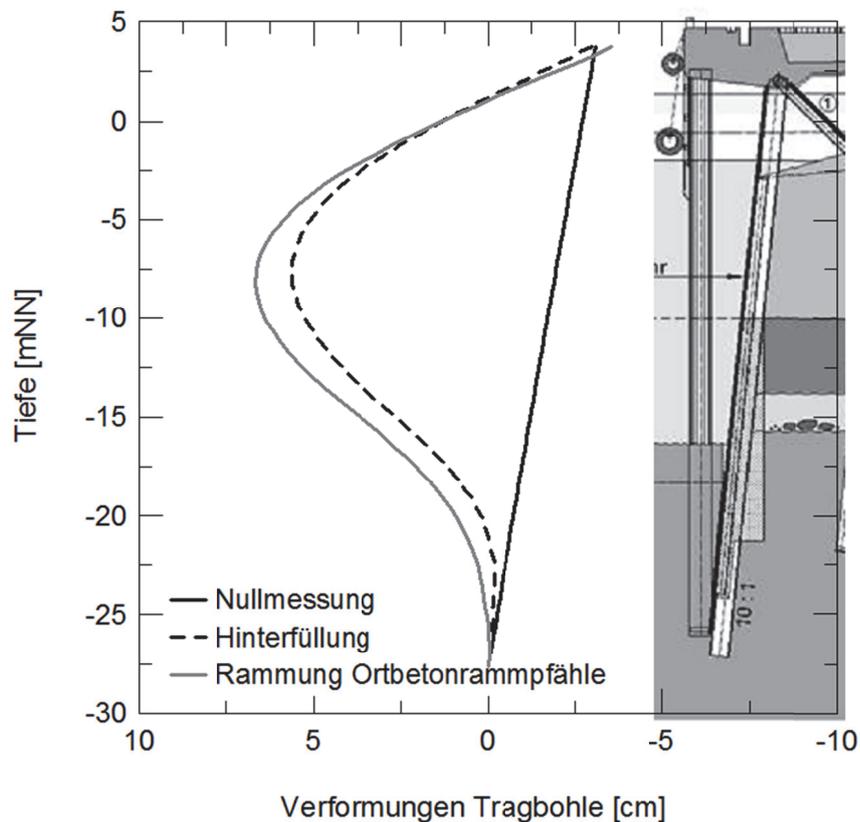


Abb. 2: Verformungsverlauf der Tragbohle T143

An diesen Messungen ist insbesondere der Einfluss der Rammung der Ortbetonrammpfähle zur Gründung der Kaiplatte zu erkennen. Infolge des nur schwer zu berechnenden Einflusses der eingeleiteten Rammenergie auf die Tragbohle, kommen an diesem Beispiel zusätzliche Verformungen in Größenordnung von 25% hinzu. Die Messungen an den vergleichbaren Tragbohlen zeigten einen Zuwachs der Verformungen in einer Größenordnung von bis zu 80%.

Interessant ist die Streuung der maximalen Verformungen im Endzustand an allen Tragbohlen. Hier zeigt sich, dass auch unmittelbar nebeneinanderliegende Tragbohlen unterschiedliche Verformungswerte aufweisen. Der qualitative Verlauf der Durchbiegung stimmt jedoch weitgehend überein.

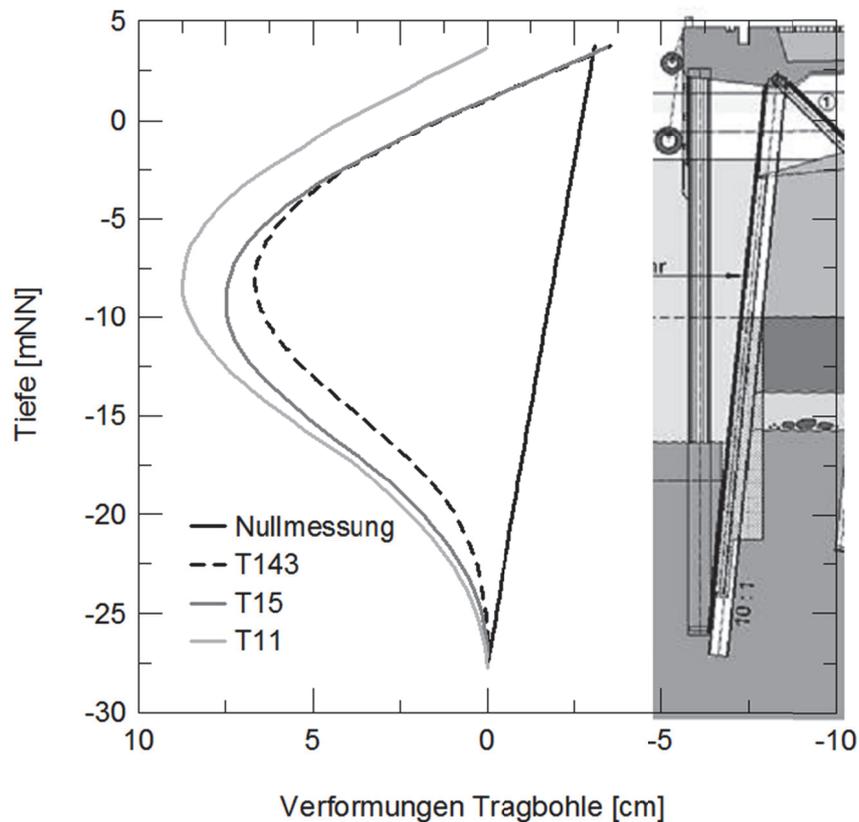


Abb. 3: Verformungen verschiedener Tragbohlen nach Abschluss der Herstellung der Kaiplattenpfähle

Interessant für die weitere Betrachtung ist die Rückrechnung von Belastungs- und Schnittgrößenverläufe aus den vorliegenden Verformungsmessungen. Berechnungen der Momentenlinien aus Inklinometermessungen wurden beispielhaft von *Gattermann (1998)* oder *Marte (1998)* durchgeführt.

Problematisch ist, dass infolge von Messwertstreuungen eine Rückrechnung einer Momentenlinie mittels Differenzierung nicht ohne weiteres durchführbar. Eine numerische Differenzierung führt zu nur eingeschränkt brauchbaren Ergebnissen (siehe Beispiel in Abb. 4).

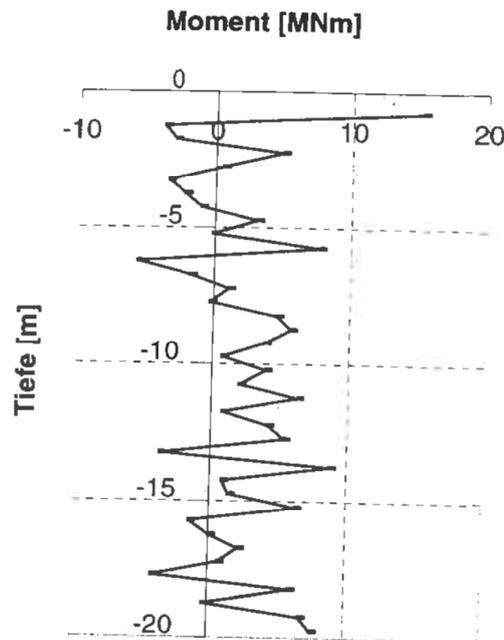


Abb. 4: Beispiel der Ermittlung einer Momentenlinie aus ungeglätteten Inklinometermessungen nach *Marte (1998)*

In *Gattermann (1998)* und *Marte (1998)* wird eine „Glättung“ der Messdaten mittels Spline – oder Polynomfunktionen vorgestellt. Um eine Differenzierung der Regressionskurve möglich zu machen, sollte diese mindestens einer Polynomfunktion 6. Grades entsprechen. Durch die direkte Berechnung der Krümmung aus der Funktion kann es jedoch zu größeren Ungenauigkeiten in den Randbereichen kommen. Die Aussagekräftigkeit der ermittelten Momentenlinie ist damit örtlich eingeschränkt. Abhilfe verschaffen geeignete Extrapolationen der Messdaten über das Stabende hinaus (*Marte (1998)*]

An dieser Stelle wird nun alternativ versucht die gemessenen Daten mittels eines höheren Polynoms zu glätten und anschließend mit der Differenzenmethode den Krümmungsverlauf zu ermitteln. Diese Vorgehensweise hat gegenüber den zuvor erwähnten Ansätzen den Vorteil, dass keine Rand- bzw. Lagerbedingungen vorgegeben werden müssen. Einzig das Einspannmoment kann nicht genau bestimmt werden. Es kann jedoch meist von einer gelenkigen Lagerung ausgegangen werden, so dass sich das Moment am Stabanfang zu Null ergibt.

Somit kann über die Betrachtung der zweiten Ableitung über die Stablänge die Stelle der maximalen Krümmung κ ermittelt werden. Die Abschnittslänge Δx wird aus dem Abstand der Messpunkte der Inklinometermessungen festgelegt, was im Rahmen dieser Überlegung als ausreichend genau betrachtet werden kann.

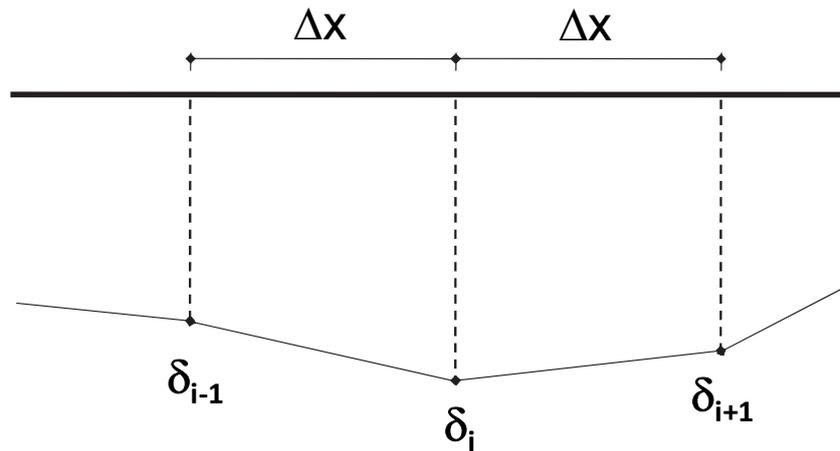


Abb. 5: Auswertemethodik von mittels Inklinometermessungen ermittelten Verformungen δ_i mit dem Messabstand Δx für die Anwendung der Differenzenmethode

Mit Hilfe der Daten kann nun über einen Abschnitt von drei Messpunkten der Krümmungsverlauf numerisch ermittelt werden. Dazu wird die erste und zweite Ableitung der Funktion der Biegelinie näherungsweise durch Differenzenquotienten ersetzt.

Die Veränderung der Durchbiegung $w'(x)$ über die Länge Δx kann dann wie folgt ermittelt werden:

$$w'(x) = \frac{\Delta \delta_i}{\Delta x} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{\Delta x} \quad (2.1)$$

Die Krümmung ergibt sich somit über die Ableitung der Durchbiegung dreier benachbarter Messpunkte zu:

$$w''(x) = \frac{\Delta^2 \delta_i}{\Delta x^2} = \frac{\Delta \delta_{i+1} - 2\delta_i + \Delta \delta_{i-1}}{\Delta x^2} \quad (2.2)$$

Mit Hilfe des aus der Biegelinie mittels Differenzenmethode ermittelten Krümmungsverlaufes kann über die bekannte Balkendifferentialgleichung (2.3) die Momentlinie bestimmt werden.

$$M = E \cdot I \cdot w''(x) \quad (2.3)$$

Abbildung 6 zeigt exemplarisch die Momentenermittlung eines Schrägpfahls über die geglättete und ungeglättete Biegelinie der Inklinometermessdaten

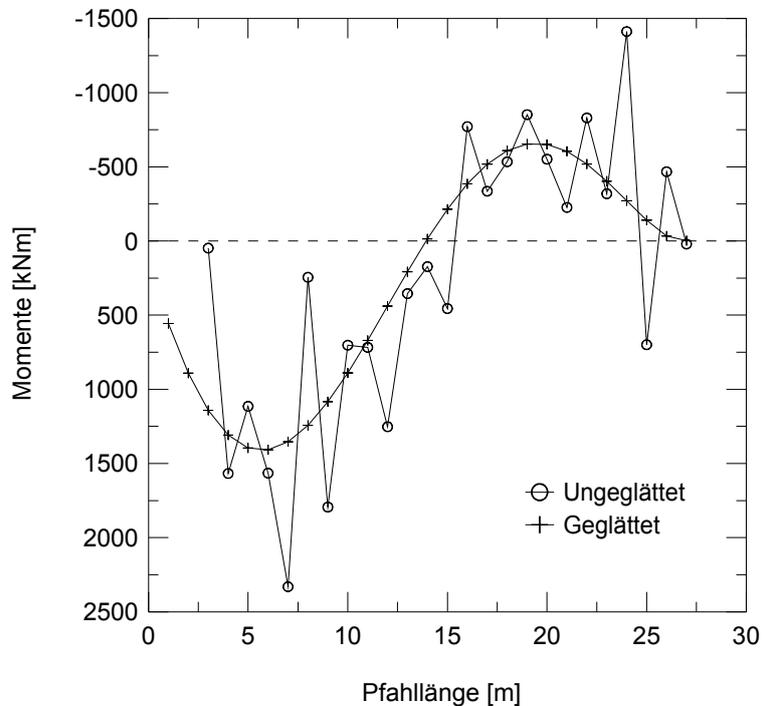


Abb. 6: Schrägpfahl S6 – Momentenermittlung aus geglätteten und ungeglätteten Neigungsmessdaten nach Einbringung der Ort betonrammpfähle

Den Einfluss des Grades der glättenden Polynomfunktion auf die Ermittlung der Momentenlinie wird beispielhaft in Abbildung 7 für die Messungen im Bereich der Tragbohle T11 gezeigt. Hier zeigt sich, dass Polynomfunktionen niedriger Ordnung noch zu relativ ungenauen Ergebnissen führen. Die Berechnung der Momentenlinie über ein Polynom 6. Grades führt bereits zu einer guten Annäherung.

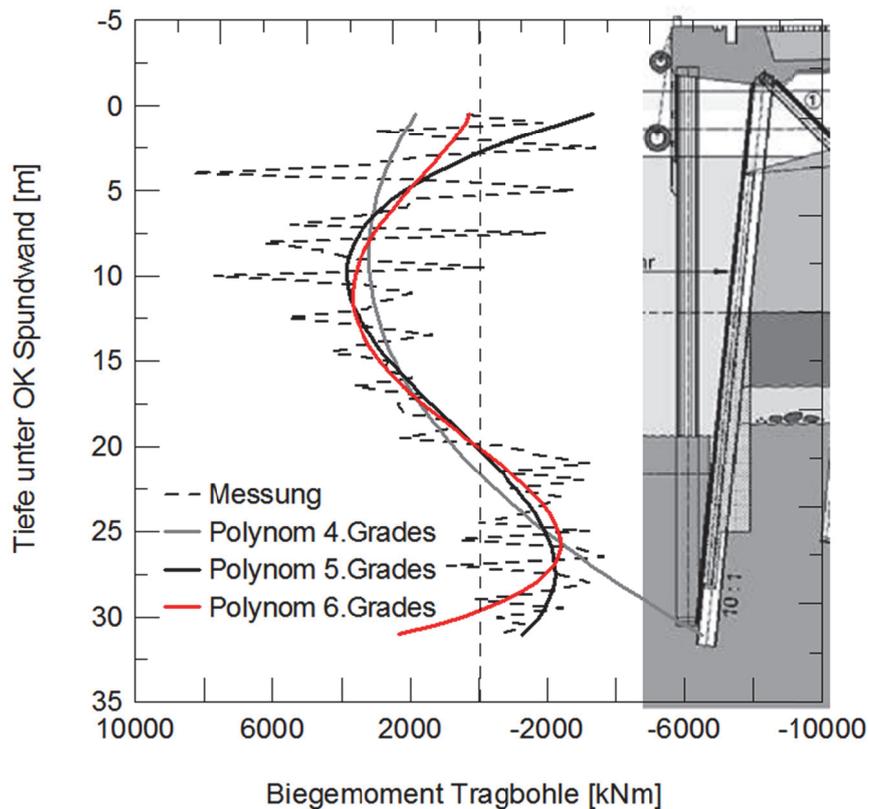


Abb. 7: Tragbohle T11 - Momentenermittlung aus geglätteten und ungeglätteten Neigungsmessdaten nach Einbringung der Ort betonrammpfähle

Die Ermittlung der Belastungsfunktion über den Ansatz der Differenzenmethode wäre sicherlich möglich, bedingt jedoch aufgrund der vierfachen Ableitung der Biegefunktion die Kenntnis von vier dem betrachteten Punkt benachbarten Messstellen. Das würde die Ergebnisse in den Randbereichen weiter einschränken.

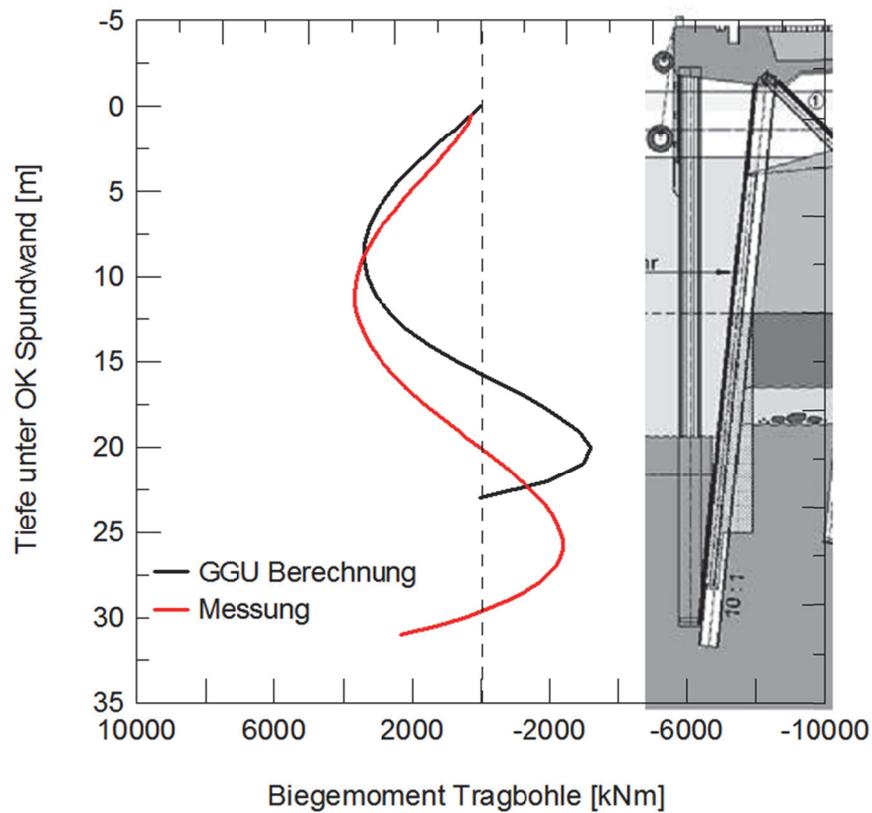


Abb. 8: Tragbohle T11 – Vergleich der Momentenlinie aus erdstatistischer Berechnung mittels GGU RETAIN und Rückrechnung aus Inclinometermessung

Für den Lastfall „Hinterfüllung“ zeigt der Vergleich der aus der erdstatistischen Berechnung ermittelten charakteristischen Momentenlinie eine quantitativ gute Übereinstimmung mit den gemessenen Daten (Abb. 8). Die Bodeneinspannung liegt jedoch in Wirklichkeit etwas tiefer als die erdstatistische Berechnung zeigt. Es kann demnach davon ausgegangen werden, dass die Bodenstützung in den oberen Bereichen der Hafensohle nur teilweise aktiviert oder überbewertet wurde.

2.2 Erfahrung aus Messungen an einer Baugrubenwand

Im Rahmen des Neubaus einer Klappbrücke im Hamburger Hafen wurden umfangreiche Voruntersuchungen und baubegleitende Messungen an den Baugrubenwänden durchgeführt. Hintergrund ist die unmittelbare Nähe des Neubaus neben der bestehenden Hubbrücke.

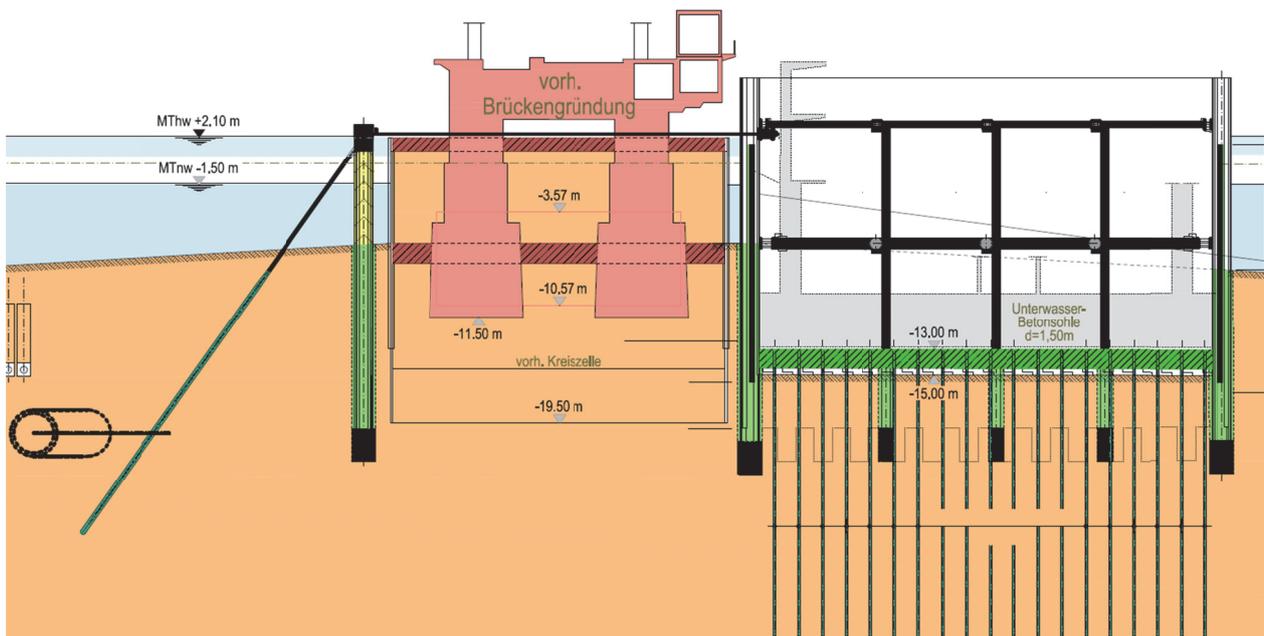


Abb. 9: Baugrube WL Achse 20 neben der bestehenden Brückengründung

In Teilbereichen betrug der Abstand der Baugrubenwand nicht mehr als 3,0 m. Aufgrund der wirtschaftlichen Bedeutung des Hafengebietes ist eine Aufrechterhaltung des Brückenbetriebes bis zur Fertigstellung des Neubaus unerlässlich. Im Rahmen der Ausführung wurden daher schonende Einbauverfahren für die Herstellung der Baugrubenspundwand angewendet. Erschütterungen durch schlagendes Rammen waren ausgeschlossen und die Anwendung von Vibrationsrammung nur für Sekundärbauteile zugelassen.

Der Einbau erfolgte durch Einstellen der verwendeten gemischten Rohrspundwand in ein vorgebohrtes Rohr. Während des Ziehens des Bohrrohres wurde der Zwischenraum mit einem hydraulischen Spezialbindemittel (Flüssigboden) verfüllt. Neben der Stabilität der

Bohrlochwandung konnte durch Verwendung des Flüssigbodens eine hohe Endfestigkeit des Materials sichergestellt werden.

Abbildung 10 zeigt das Einbauverfahren mittels Verrohrungsmaschine und Kugelgreifer unter beengten Verhältnissen. Zur Herstellung im Wasser war die Anwendung einer Hubinsel unerlässlich. Nur so konnte das während des Bohr- und Ziehvorganges entstehende Drehmoment aufgenommen werden. Die Wandung der Hubinsel musste für diesen Einsatz extra verstärkt werden.



Abb. 10: Einbau der Baugrubenelemente in abgeteufte Bohrungen direkt neben dem bestehenden Widerlager

Im Vorfeld der Baumaßnahme wurden umfangreiche numerische Untersuchungen durchgeführt. Ziel war eine genaue Prognose der Verformungen der bestehenden Brückenwiderlager infolge der Bauarbeiten des Neubaus. Ein Überblick der Berechnungen kann *Grabe (2010)* entnommen werden.

Eine Randbedingung der Ausschreibung war, dass die Horizontalverformung der Baugrubenwand in einer Tiefe von NN -11,5m (Gründungsebene des bestehenden Widerlagers) rechnerisch rund 30 mm betragen durfte. Diese Verformungsbegrenzung musste während der Ausführung mittels Inklinometermessungen nachgewiesen werden.

Im Rahmen der im Vorfeld durchgeführten zweidimensionalen FE-Berechnungen wurden beim Baugrubenaushub in Höhe NN -11,5 m eine maximale Verformung von 37 mm berechnet. Nur mittels eines komplexen räumlichen FE Modells konnten die prognostizierten Verformungen auf maximal 7 mm reduziert werden.

Nach dem Herstellen der Unterwasserbetonsohle und dem Lenzen der Baugrube wurden in der Gründungsebene des bestehenden Widerlagers beim zweidimensionalen Hardening Soil Modell eine Verformung von 48mm prognostiziert.

Die Berechnungen der Ausführungsstatik wurden mit dem Programm SOFISTIK an einem vereinfachten elastisch gebetteten Rahmenmodell durchgeführt. Hier konnte die Maximalverformungen nur mittels einer Festhaltung im Kopfbereich der Baugrubenspundwand sichergestellt werden. Dies erfolgte durch eine vorgespannte Horizontalverankerung die auf der gegenüberliegenden Seite des bestehenden Widerlagers an eine Pfahlbockkonstruktion angeschlossen wurde.

Die in der Ausführungsstatik höher bewerteten Verformungen ergaben sich insbesondere durch die nicht berücksichtigte zusätzliche Steifigkeit der Füllbohlen und des Verfüllungsmateriales.

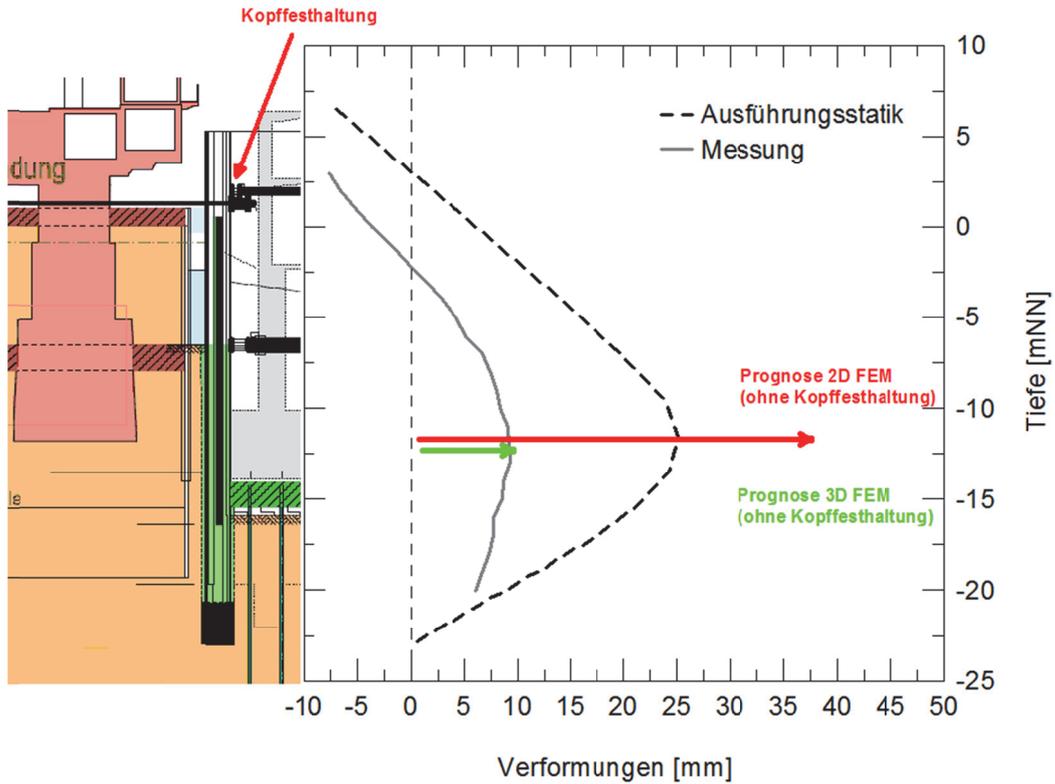


Abb. 11: Darstellung der berechneten und gemessenen Verformungen der östlichen Baugrubenwand im Aushubzustand (unter Wasser)

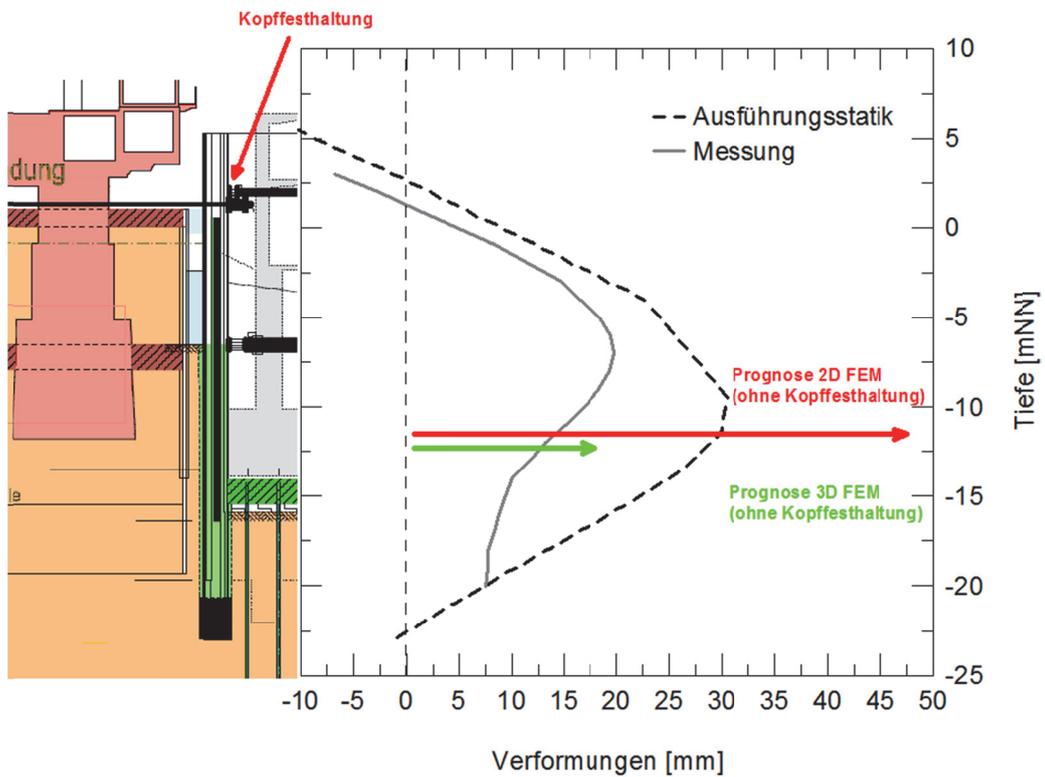


Abb. 12: Darstellung der berechneten und gemessenen Verformungen der östlichen Baugrubenwand nach dem Lenzen

3 Neu-/ Weiterentwicklungen

Gibt es Neuentwicklungen oder wie sehen Neuentwicklungen im Spezialtiefbau aus? Wirklich Neues im Sinne von noch nie da gewesen Techniken ist selten. Vielmehr handelt es sich heute um die Weiterentwicklungen bekannter Verfahren. Weiterentwicklungen entstehen aber in den meisten Fällen aus einer Notwendigkeit heraus, Abläufe auf Baustellen zu optimieren oder überhaupt erst möglich zu machen. Bauliche Beschränkungen, terminliche Abhängigkeiten bedürfen Anpassungen der zu Verfügung stehenden Systeme. In diesem Sinne sind die nachfolgenden Entwicklungen entstanden.

3.1 Elektronische Kraftmessdosen

Verformungen von Baugruben, die durch ein Ankersystem begrenzt werden, erzeugen Kräfte, die Rückschluss auf die Funktion der Anker und auch des gesamten Verbausystems zulassen. In der Vergangenheit wurden hierfür Kraftmessdosen eingesetzt die für die Baustelle praktikabel und vor allem einfach ablesbar sind. Hydraulische „Kissen“ bei denen der Druck bereits in *Kilonewton [kN]* angezeigt wird, sind hier sehr einfach und praktikabel jedoch nicht komfortabel. Der zuständige Polier oder die Fachperson kann mit einem Blick den ungefähren Zustand der momentanen Kraft nur aus der „Ferne“ (Blickkontakt) abschätzen.

Wesentlich komfortabler sind Fernanzeigen bei denen der hydraulische Innendruck mittels Leitungen an eine zentrale gut zugängliche Stelle übertragen und zur Anzeige gebracht wird. Bei elektrischen Kraftmessdosen ist das noch wesentlich einfacher, bedarf aber einer weiterverarbeitenden Elektronik bzw. eines Loggers, der die elektrischen Signale wandelt, zur Anzeige bringt und speichert. Werden so die Daten an einen zentralen Rechner gekoppelt der einen internetbasierten Netz-Zugang hat, ist der Komfort kaum noch zu überbieten. Einziger Nachteil ist, dass die Personen direkt am Bauwerk keine Kontrolle haben, in welchem Zustand sich der gespannte Anker gerade befindet. Genau hier setzt die weiterentwickelte Kraftmessdose Bilfinger KMD-DMS an.

Entstanden ist die Kraftmessdose aus einer Anforderung der Baustelle eine sehr kleine und kurze Dose einsetzen zu müssen. Handelsübliche Kraftmessdosen konnten nicht

eingesetzt werden, dennoch bestand die Anforderung die Kraft zu messen und zu dokumentieren.

So entstand eine Kraftmessdose mit vier aktiven Dehnungsmessstreifen auf kleinstem Raum. Die Auswerte-Elektronik wurde aus Platzgründen außerhalb angebracht. Die eingesetzte A/D Wandlertechnik wurde in einem Schutzgehäuse in unmittelbarer Nähe der Dose montiert. Die Kraftsignale wurde digital gewandelt und auf einem 485 Bus an einen zentralen Rechner geleitet. Dieser hat mittels UMTS die Messdaten im Zyklus von 4 Stunden auf einen Server geladen. Über entsprechende Masken können die Daten im Internet betrachtet und zur Weiterverarbeitung ausgedruckt oder lokal wieder gespeichert werden.

Um die Kontrolle für das Personal vor Ort zu ermöglichen, wurde die Elektronik weiterentwickelt, miniaturisiert und mit einer optischen Anzeige in Form einer mehrfarbigen LED Anzeige erweitert. Somit war es möglich die Messgröße Kraft digital zu verarbeiten und auch die Kraft visuell vor Ort anzuzeigen.



Abb. 11: Mehrere Platinen zum Test in Reihe geschaltet)

Vor dem Einbau der Kraftmessdose können Grenzwerte eingestellt werden bei der die LED Anzeige mit entsprechender Farbe leuchtet. So werden eine zu geringe Kraft in rot, eine zu hohe Kraft in blau und eine genau im Bereich eingehaltene Kraft in grün angezeigt.

Sind so die entsprechenden Anker mit einer Kraftmessdose ausgestattet und gespannt, kann auf einen Blick aus der Baugrube heraus der Zustand der anliegenden Kraft erkannt werden. Die Dosen leuchten nach richtigem Einbau grün.

Der digitale Wert wird über das Versorgungskabel an einen zentralen Rechner geleitet, der die Daten wie beschrieben weiterverarbeitet. Ein in Reihe geschalteter Bluetooth-Adapter lässt einen Zugriff auf alle Kraftmessdosen parallel zu. So kann jeder Smartphone-Besitzer mit entsprechender „APP“ den Datenstrom mithören. Entwickelt wurde dies vorrangig zur Anzeige der Ankerkraft beim Spannen der Anker und einfachen Kontrolle vor Ort.



Abb. 12: B-KMD-1200 beim Einbau mit Unterlast (rote LED)

3.2 Horizontale Bohrlochvermessung (HBLV1.0)

Immer enger wird das Raster an Gewerken in dem innerstädtischen Baugrund. Planungsphasen werden umfangreicher, da angrenzende Sparten umfahren oder umgelegt werden müssen. Nachträgliche Bauwerke müssen mit geringen Toleranzen in den Bestand geplant werden. Um diese Toleranzen im Untergrund gewährleisten zu können ist es notwendig, die genaue Position der Bauwerke im Untergrund zu bestimmen. Sehr häufig sind dies Rückverankerungen, die viele Meter weit außerhalb der betreffenden Baugrube in Nachbar Grundstücke ragen. Hier sind Messsysteme gefordert, die zum einen recht genau, zum anderen aber auch einfach zu bedienen sind. Auf Grund des immer größeren Kostendruckes müssen Messverfahren schnell einsetzbar und für das Personal vor Ort ausführbar sein. Bekannte Systeme am Markt erfüllen zwar die hohe Anforderung an die Messgenauigkeit, sind jedoch in der Bedienung nicht für Jedermann ohne weiteres anwendbar.

Aus dieser Motivation heraus wurde das System HBLV 1.0 entwickelt. Die Sensorik wurde aus bereits bestehenden, in der Praxis erprobten und bewehrten Systemen entnommen und in ein neues Gehäuse integriert. Die recht kompakte und robuste Bauform hat so schnell Anklang auf der Baustelle gefunden. Die Anbindung der Sensorik mittels Funk und ein Akkubetrieb über mehrere Wochen haben die Akzeptanz des Systems erhöht.



Abb. 15: Messung im Schacht mit Drahtloskommunikation

Erstmals wurde das System an Rohrschirmbohrungen bei Querschlägen in einem Eisenbahntunnel eingesetzt. Durch Schichtbetrieb konnte die Baustelle nicht rund um die Uhr mit entsprechendem Fachpersonal besetzt werden, so dass hier einfachste Bedienbarkeit Grundvoraussetzung für den Einsatz des Messsystems war. Dies konnte durch einen großen Erfahrungsschatz aus anderen Anwendungen bei der Datenerfassung in die Programmierung umgesetzt werden.

Bei Bauwerken mit sehr beschränktem Platzangebot konnte das System seine Stärke voll ausspielen. Die Sonde mit einer gesamten Länge von 1,3 m und einem Durchmesser von 90 mm ist schnell in Position gebracht. Nachdem eine Synchronisierung zwischen Mess-PC und Sonde stattgefunden hat, kann die Messung beginnen. Hierbei kann der Mess-PC mehrere Meter (Rufweite) ohne Kabelverbindung positioniert sein. Oft stehen die Bediener des PC's oben am Schacht und die Mannschaft unten führt die Sonde in die jeweilige Bohrung. Die Sonde wird in Meterschritten eingefahren. Nach einer Beruhigungsphase von 10 sec. wird ein Messwert gespeichert und der nächste Tiefenschritt angefahren. Aus diesen System bedingten Zeiten entsteht bei einer 40 m langen Bohrung eine Messdauer von etwas über 12 Minuten.

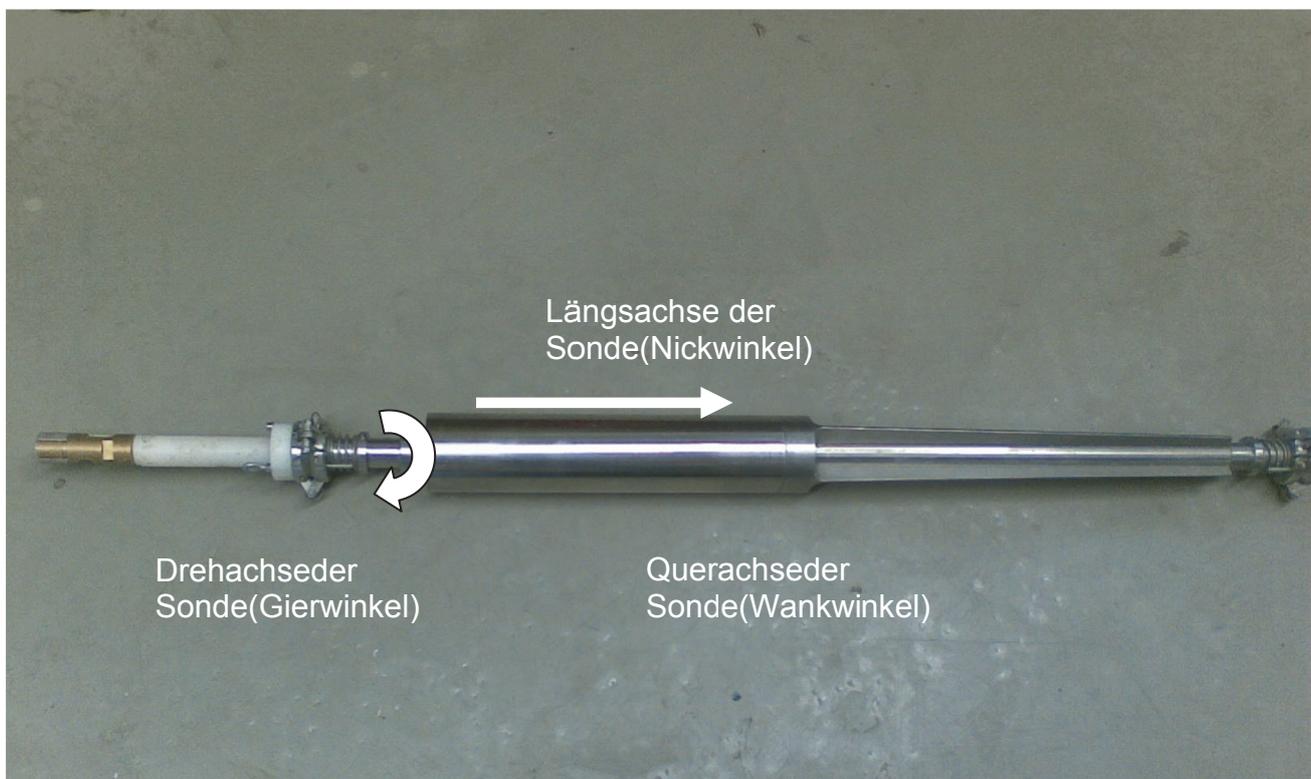


Abb. 16: Horizontalsonde HBLV 1.0

Im Kern der Sonde ist ein Lichtfaserkreisel für die horizontale (Rechts-Links) Abweichung verantwortlich. Da diese Kreiselsysteme einer Drift unterliegen, ist eine kurze Messdauer immer von Vorteil. Die Drift einer Sonde variiert von Baustelle zu Baustelle und muss vor Ort bestimmt werden. Die Drift wird zur Korrektur des Messwertes berücksichtigt.

Die vertikale Abweichung wird mit einem Inclinometer bestimmt. Durch den absoluten Bezug ist keine Kompensation notwendig.

Mit den eingesetzten Sensoren in Kombination mit dem Messadapters sind Messtoleranzen bei 40 m langen Bohrungen von wenigen Zentimetern möglich.

4 Zusammenfassung

Messungen im Spezialtiefbau sind zur Aufrechterhaltung der Herstellungsqualität unabdingbar. Durch die beschriebenen Weiterentwicklungen der elektronischen Kraftmessdose und der horizontalen Bohrlochvermessung ist die Handhabung im Rahmen der Ausführung einfacher und sicherer geworden.

Weiterhin wurde anhand eines Beispiels gezeigt, dass die Berechnung der Verformung mittels dreidimensionaler Finite Elemente Methode vergleichsweise gute Ergebnisse liefern kann. Der Unterschied zu einer zweidimensionalen FEM Berechnung ist jedoch auffallend. Eine einfache Berechnung an einem einfach gebetteten Rahmensystem bringt jedoch schon eine erstaunlich gute Darstellung des qualitativen Verformungsverlaufes der Baugrubenwand. Aufgrund der auf der sicheren Seite liegenden Steifigkeitsannahmen wird die Größe der Verformung jedoch überschätzt.

Durch einen verbesserten Berechnungsansatz ist es ohne weiteres möglich, aus Inclinometermessdaten Schnittgrößenverläufe zurückzurechnen. Die Auswertung von Messdaten im Nachgang eines Bauprojektes wird aufgrund des hohen Aufwandes jedoch nur in geringem Maße vorgenommen. Gerade hier bestände die Möglichkeit das Zusammenspiel von Bauwerken mit Belastung und Bodeninteraktion besser zu verstehen.

Literatur

- Gattermann, J. (1998): „Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen“, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, 1998
- Grabe et al. (2010): „Zum Einfluss der Herstellung der Widerlagerbaugruben der neuen Rethelbrücke in Hamburg auf die bestehende Hubbrücke“, Christian Veder Kolloquium TU Graz, 2011
- Höhmann et al. (2010): „Ausführung des Neubaus ‘Europakai LP 5‘ in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm“, Pfahlsymposium 2010, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig
- Marte, R. (1998): Rückrechnung der Schnittgrößen und Belastung von horizontal beanspruchten Stahlbetonpfählen zur Sicherung von Hangrutschungen aus Verformungsmessungen“, Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 2, TU Graz, 1998

Autoren

Christian Leible
Bilfinger Spezialtiefbau GmbH
Messtechnik
Diffenésstraße 14, 68169 Mannheim

christian.leible@bilfinger.com

Tel.: 0621 700 14-284

Sebastian Höhmann
Bilfinger Construction GmbH
Technisches Büro Hamburg
Kanalstr. 44, 22085 Hamburg

sebastian.hoehmann@bilfinger.com

Tel.: 040 229 23-403

Site Assessments für den Offshore-Einsatz von Hubinseln: Geotechnische Berechnung, Messung und Optimierung

A. Vasquez, A. Nernheim, F. Wilke, H. Kahle

RWE Offshore Logistics Company GmbH, Überseering 34, 22297 Hamburg

1. Einführung

In Zukunft soll der großmaßstäbliche Ausbau der Offshore-Windenergie auch in Deutschland einen wichtigen Beitrag zur Energie- und Klimapolitik liefern. Bis 2020 sollen als Zielvorgabe rund 6500 MW installierte Leistung erreicht werden. Somit kann ein weiteres Wachstum dieses Industriesektors erwartet werden, wenn es gelingt, die Zuverlässigkeit zu steigern und dabei gleichzeitig Kosten zu senken. Um dies zu erreichen ist neben effizienten Gründungsstrukturen eine optimierte, robuste Installationslogistik sicherzustellen.

Zur Installation der Fundamente, Türme und Turbinen können Jackup-Plattformen, Jackup-Schiffe mit eigenem Antrieb oder Heavy-Lift-Schiffe eingesetzt werden. Die beiden erstgenannten Typen werden oft vereinfacht unter dem Begriff Hubinsel zusammengefasst, da sie sich mit mechanisch oder hydraulisch bewegten Beinsystemen (Jacking-System) aus dem Wasser heben können und somit eine feste, nahezu unbewegliche Arbeitsplattform bieten. Die Vorteile der Hubinsel sind dabei im Wesentlichen durch ihren festen Stand bei Offshore-Arbeiten und die Verlagerung der Arbeitsebene auf oberhalb der Wechselwasserzone gegeben. Dadurch ermöglichen die hohen Wettergrenzkriterien moderner Hubinseln eine große jährliche Verfügbarkeit und damit eine anderen Konzepten überlegene Produktivität. Im Gegensatz zum schwimmenden Schiff erweitert die Bein-Baugrund-Interaktion die Komplexität der Operation um die Tragfähigkeitsanalyse des Baugrundes mit entsprechenden Nachweisen. Daher ist die Durchführung einer Baugrundanalyse und die Erstellung eines sogenannten lokationsspezifischen „Site Assessment“ (SA) erforderlich. Hierbei besteht oben erwähnte Robustheitsanforderung unter anderem in der Gewährleistung eines gleichermaßen effizienten wie sicheren Aufjackvorganges.

Aus diesem Grund befasst sich dieser Beitrag mit dem geotechnischen Teil des SA und gibt einen Einblick in die Aufgabenstellung, die wesentlichen Einflussparameter sowie bestehenden Entwicklungsbedarf.

Im weiteren Verlauf wird dabei hauptsächlich auf die in der Deutschen Bucht anzutreffenden nicht-bindigen Böden eingegangen. Weiterhin werden bei der

Fußausbildung der Hubinsel-Beine überwiegend solche ohne Fußverbreiterung (engl.: „Spudcan“) betrachtet. Durch die damit verbundenen größeren Beineindringungen kann zudem die Problematik der Horizontallastableitung weitestgehend vernachlässigt werden.

2. Installationsschiffe

2.1 Typen von Installationsschiffen

Aufgrund ihrer vielfältigen Einsatzmöglichkeiten und der bei modernen Schiffen hohen Wettergrenzkriterien kommen bei der Installation von Offshore-Windparks üblicherweise Hubinseln zum Einsatz. Für den im weiteren Verlauf behandelten Windpark in der Nordsee setzt die RWE Offshore Logistics Company GmbH die Hubinsel „Victoria Mathias“ ein. Dabei handelt es sich um ein selbstangetriebenes Schiff der dritten Generation, das mit dem baugleichen Schwesterschiff „Friedrich Ernestine“ der Seabreeze-Klasse zuzurechnen ist (Abbildung 1).



Abbildung 1: Links: Hubinsel „Victoria Mathias“; Rechts: Bein mit (oben) und ohne Spudcan

Die Hubinseln sind mit vier rohrförmigen Beinen und einem 1000 t Hauptkran ausgestattet. Ihre Einsatzwassertiefe hängt vom Baugrund und den lokationsspezifischen Umweltrandbedingungen ab und beträgt etwa 45 m. Die rohrförmigen Beine können am unteren Ende jeweils mit einem 9 m x 10 m messenden Spudcan verbunden werden (Abbildung 1 rechts oben). Dadurch wird bei weichen Böden die Beineindringung reduziert und der Vorbelastungsprozess der Beine wird robuster im Ablauf. Die Hauptparameter der Seabreeze-Schiffe sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Im Vergleich zu anderen

Hubinseln der dritten Generation zeichnen sie sich durch ein sehr gutes Verhältnis von Zuladung zu Schiffsleergewicht sowie die große hindernisfreie Decksfläche aus.

Tabelle 1: Hauptdaten und Performance-Kriterien der Seabreeze-Schiffe

Klassifikation	<ul style="list-style-type: none"> – GERMANISCHER LLOYD, Deutsche Flagge – 100 A5 Self Elevating Unit DP2, MC-AUT, Environmental Passport, SPS
Hauptabmessungen	<ul style="list-style-type: none"> – L x W = 100 m x 40 m – Tiefe bis Hauptdeck: 8 m, Tiefgang: 4,5 m
Antrieb	<ul style="list-style-type: none"> – DP2 klassifiziert, 6 versenkbare Strahlruder mit je 1.600 kW – Geschwindigkeit: 7,5 Knoten
Jacking-System	<ul style="list-style-type: none"> – 4 Beine mit 78 m Länge und 3,75 m Durchmesser – Max. jackbare Zuladung: bis zu 4.350 t
Hauptkran	<ul style="list-style-type: none"> – Liebherr BOS, 1000 t @ 25 m – Max. Arbeitshöhe: 110 m über Hauptdeck

2.2 Jacking operation

Der Vorgang des Aufjackens der Hubinsel, die sogenannte „Jacking Operation“ besteht im Einzelnen aus den folgenden Phasen:

- Positionierung an der Lokation
- Absenkung der Beine
- Vorbelastung („Preloading“) des Untergrundes durch die Hubbeine
- Herstellung der operativen Arbeitshöhe (ggfs. weiteres Herausfahren zum Abwettern)
- Absenkung der Hubinsel bis zur Erreichung des Schwimmzustandes (nach Beendigung der Installationsarbeiten)
- Heraufziehen der Beine und Verlassen der Lokation

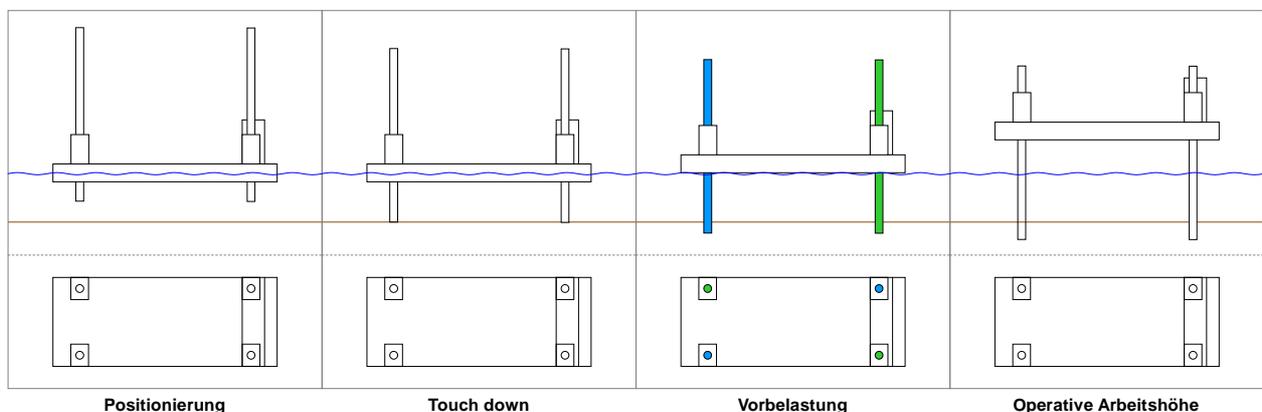


Abbildung 2: Schematischer Ablauf einer Jacking Operation bis zum Erreichen der operativen Arbeitshöhe

Im Hinblick auf ein sicheres Arbeiten sind insbesondere die ersten vier Schritte von Bedeutung. Abbildung 2 gibt einen Überblick über die jeweiligen Schiffs- und Beinpositionen. Bei der Positionierung hält sich die Hubinsel mit Hilfe des DP2 Positionierungssystems an der Sollposition für die spätere Installation der Komponenten. Dabei ist neben der horizontalen Positionierung auch die korrekte Ausrichtung der Hubinsel („Heading“) im unregelmäßigen Seegang von Bedeutung. Zur Vorbereitung des späteren Aufjackens müssen im nächsten Schritt die Beine abgesenkt werden. Hierbei ist insbesondere der Erstkontakt der Beine mit dem Baugrund zu beachten („Touch-down“). Da sich die schwimmende Hubinsel im Seegang bewegt, kommt es in Abhängigkeit von der Wellenhöhe zu größeren vertikalen und horizontalen Relativbewegungen zwischen Beinspitze und Baugrund. Im Moment des Kontaktes induziert diese dynamische Bein-Baugrund-Interaktion große Kräfte im Bein und Jacking-System, deren korrekte numerische Ermittlung derzeit noch Bestandteil aktueller Forschungsarbeiten ist. Nach dem Absenken der Beine erfolgt die sogenannte Vorbelastung des Untergrundes durch die Hubbeine. Die Vorbelastung soll sicherstellen, dass keine sicherheitsrelevanten transienten Effekte wie eine zu schnelle Beineindringung („Punch-Through“) auftreten und bei den nachfolgenden Installationsarbeiten nur unmaßgebliche Zusatzsetzungen zu erwarten sind. Die Vorbelastung stellt somit einen in-situ Nachweis der Standsicherheit der Gründung dar, der mit den maximal auftretenden theoretischen Beinlasten inklusive Sicherheit durchzuführen ist. Dafür hebt sich die Hubinsel soweit wie nötig aus dem Wasser, um ihr volles Eigengewicht zu aktivieren. Dann werden diagonal zwei der vier Beine in den Meeresboden gedrückt (blaues Beinpaar in Abbildung 2), bis die definierte Vorbelastungskraft erreicht ist und gehalten werden kann. Nach Einstellung eines stabilen Zustandes wird der Prozess mit den anderen beiden diagonal versetzten Beinen wiederholt (grünes Beinpaar in Abbildung 2). Nach dem erfolgreichen Abschluss der Vorbelastung kann sich die Hubinsel bis auf die gewünschte Arbeitshöhe hochfahren.

3. Messkonzept

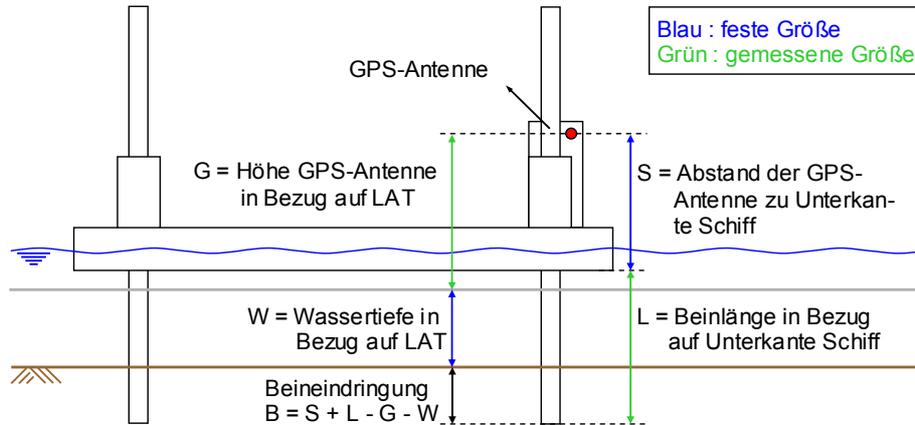


Abbildung 3: Ermittlung der Beineindringung

Zur Erzielung der erforderlichen hohen Genauigkeit erfolgt die Positionierung der Hubinsel über ein Differential Global Positioning System (DGPS). Dabei wird die Positionsbestimmung per GPS, die auf der Messung der Abstände des Schiffsempfängers zu mehreren Satelliten basiert, um Referenzmessungen eines ortsfesten GPS-Empfängers ergänzt, einer sogenannten Referenzstation (häufig ein nahegelegener Messmast). Die DGPS-Empfänger verwenden diese Differenz-Angaben als Korrektursignal, wodurch sich die Position des Schiffsempfängers sehr viel genauer berechnen lässt. In der Horizontalen betragen die erreichbaren Positionierungsgenauigkeiten ca. 5 cm, in der Vertikalen etwa 10 cm.

Für die dargestellte Thematik der Ermittlung der Beineindringung wird mit abgeleiteten Werten gearbeitet. Wie in Abbildung 3 dargestellt, wird die Beineindringung im Wesentlichen über die bekannten Maße Abstand GPS Empfänger zu Unterkante Schiffskörper (S), Beinlänge unterhalb Unterkante Schiffskörper (L), Tiefgang T und Wassertiefe (W), ermittelt. Da die ausgefahrene Länge des Hubbeines über die Schiffssysteme, d.h. Hydraulik und induktive Wegaufnehmer, sehr genau bestimmt werden kann, definieren die Messfehler aus GPS-Signal die Genauigkeit der Messkette. Zusätzlich sind lokationsspezifische Messfehler aus der LAT-Einmessung zu berücksichtigen. Bei Böden mit entsprechender Impedanz können die Wassertiefen vor Ort zusätzlich per Echolotmessung korrigiert werden. Insgesamt lassen sich die Beineindringungen in der Summe auf etwa 20 cm genau bestimmen.

4. Geotechnisches Site Assessment

4.1 Einführung

Das SA ist im Wesentlichen ein Nachweis der Integrität der Hubinsel an einer beliebigen Lokation des Windparks. Prinzipiell ähneln sich die Analyseschritte und Designanforderungen denen einer fixen Offshore-Struktur. Es ist empfehlenswert, das SA in einen strukturellen und einen geotechnischen Teil aufzuspalten. Eine Standardisierung derartiger Integritätsbewertungen findet sich in [1] und [2]. Abbildung 4 zeigt einen Überblick der Bestandteile eines SA.

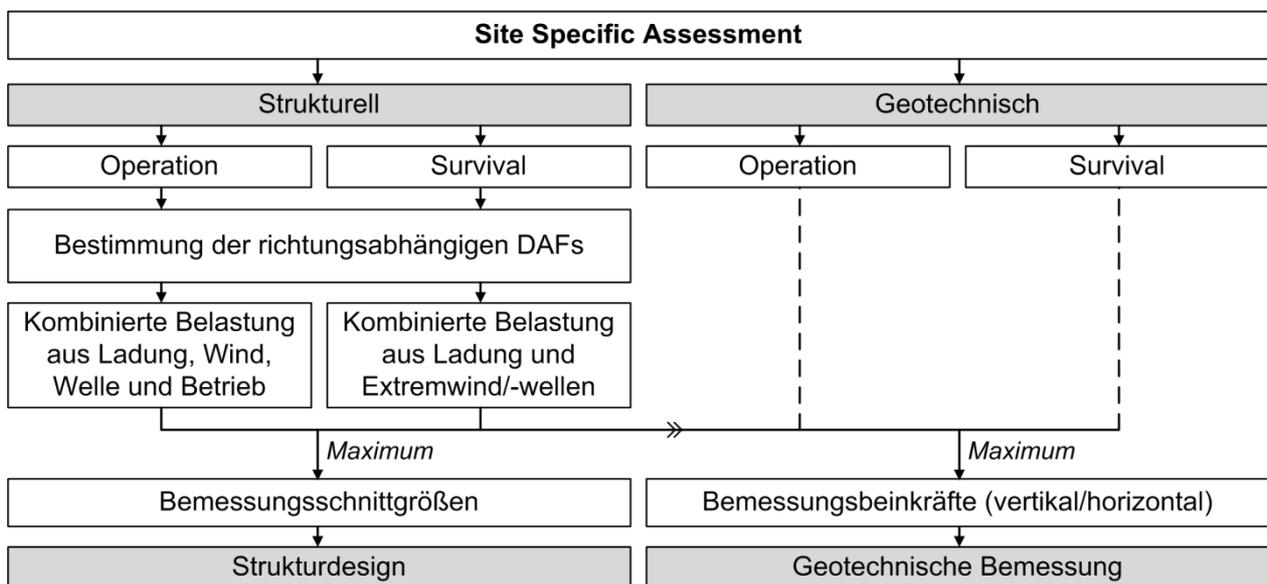


Abbildung 4: Ablaufschema eines Site Specific Assessment

Ein wichtiger Bestandteil des strukturellen SA ist die Bestimmung der maßgebenden Lasten und Bemessungsschnittgrößen. Dieses muss sowohl für den Arbeitsbetrieb („Operational Mode“), z.B. die Installation eines Monopiles oder Jackets, als auch für den sogenannten „Survival Mode“ durchgeführt werden. Letzterer definiert ein schweres Sturmereignis, bei dem die Hubinsel abgewettert auf der Lokation verbleibt. Insbesondere die zum „Survival Mode“ gehörenden Grenzeinsatzkriterien sind stark lokationsspezifisch, weil sie im besonderen Maße durch Wind, Welle, Strömung und Bodenbeschaffenheit bestimmt werden. Üblicherweise werden die „Survival Limits“ iterativ über die Integritätsbewertung des Schiffes ermittelt. Besonderes Augenmerk kommt dabei der Bestimmung der dynamischen Anregung der aufgejackten Hubinsel im unregelmäßigen Seegang zu, die üblicherweise über transiente Berechnungen mit entsprechenden Seegangszuständen erfasst wird. Da der dynamische Vergrößerungsfaktor (engl.: DAF) von der Wellenrichtung, Wellenhöhe und der Spitzenperiode des Seegangsspektrums

abhängt, wird eine große Anzahl an Time-History-Berechnungen benötigt. Durch Überlagerung der Wellenlasten mit den anderen Lasten (Wind, Nutzlast, Theorie 2. Ordnung, ggfs. Betriebslasten) können die Bemessungsschnittgrößen bestimmt werden.

Das Strukturdesign besteht dann im Einzelnen aus:

- dem Tragfähigkeitsnachweis der Beine inklusive Beulen,
- der Überprüfung des eigentlichen Schiffskörpers,
- dem Nachweis der Bein-Schiffskörper-Interaktion,
- und dem Kippnachweise des Gesamtsystems.

Das daran anschließende geotechnische SA stellt zudem sicher, dass die Baugrundkapazität an jeder Lokation für die ermittelten vertikalen und horizontalen Beinkräfte ausreichend ist. Im Detail wird Folgendes bestimmt bzw. überprüft:

- Die erwartete Beineindringung unter definierten Vorbelastungslasten
- Die Wahrscheinlichkeit zu schneller Beineindringungen beim Durchstich in darunterliegende, weichere Bodenschichten („Punch-Through“)
- Der Nachweis der Horizontal-Vertikalkraft-Interaktion
- Die Ermittlung der für das Ziehen der Beine erforderlichen Kräfte.

Im Weiteren wird der Fokus auf die Berechnung der Beineindringung gelegt. Im Gegensatz zu anderen Ingenieuraufgaben, bei denen die Berechnung oder Einhaltung eines Sicherheitsfaktors ausreichend ist, zielen die Beineindringungsanalysen darauf ab, diese möglichst exakt vorherzusagen. Aufgrund der Skaleneffekte und der auftretenden zyklischen Bewegungen stellt dies eine große Herausforderung dar. Die Bedeutung des Parameters Beineindringung resultiert aus entsprechenden Sicherheits- und Risikobetrachtungen: Zu große Abweichungen zwischen Vorhersage und Messwert können zu einer signifikanten Verlangsamung der Jacking-Operation oder sogar zu ihrem Abbruch führen, weil aus Sicht der Schiffsbesatzung in diesem Falle die Anwendbarkeit der zugrundegelegten Baugrunddaten für die aktuelle Jackingposition in Frage zu stellen ist.

Die Erstellung des geotechnischen SA erfolgt bei der RWE Offshore Logistics Company GmbH in Anlehnung an [1] und [3] mit dem selbstentwickelten Programmsystem CaPPTA (**C**alculation of Leg **P**enetration and **P**unch-**T**hrough **A**ssessment for Jack-up Units).

4.2 Beinkraftermittlung und Betriebszustände der Hubinsel

Alle einwirkenden Lasten werden über die Struktur des Schiffes in die Beine geleitet. Diese werden anschließend über die Lasteinleitungsfläche der Beine in den Untergrund abgetragen.

Wie bereits erläutert wird im Betrieb der Hubinsel zwischen zwei grundsätzlichen Lastzuständen unterschieden: Dem Arbeitsbetrieb unter normalen Wetterbedingungen („Operational Mode“) und dem Abwettern unter stürmischen Wetterbedingungen („Survival Mode“). Für jeden zugrundeliegenden Lastzustand werden in einem strukturellen SA mehrere charakteristische Lastkombinationen berechnet, die die jeweiligen Wetterbedingungen (Wind, Wellen, Tide, etc.), die Lage des Schiffes relativ zur Wasseroberfläche („Air gap“), die Position des Hakens des Hauptkranes, sowie das Gewicht der aufgenommenen Komponente (nur im Operational Mode) und den Ladungszustand berücksichtigen. Als Ergebnis dieser Lastkombinationen ergeben sich zwei Lasten in jedem Bein: Eine charakteristische Last und eine erforderliche Vorbelastungslast („Preload“). Diese Vorbelastungslast ergibt sich aus Summe und Verteilung der Lasten, wobei die unterschiedlichen Lastarten mit verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert werden (Formel (1) der Tabelle 2). Die ungünstigste Last der vier Beine wird als repräsentativ für die Lastkombination angenommen. In gleicher Weise wird die ungünstigste Lastkombination als repräsentativ für den Standort gewählt und die entsprechende Vorbelastung wird für die Einschätzung der Beineindringung benutzt. Häufig ergibt sich die ungünstigste Lastkombination eines Standortes aus dem „Survival Mode“. Allerdings kann die ungünstigste Lastkombination auch im "Operational Mode" auftreten, wenn eine schwere Komponente in ungünstiger Position mit dem Hauptkran bewegt wird.

Durch den Vorbelastungsvorgang wird die reale Bodentragfähigkeit jedes Beines an jeder Lokation quasi einem In-Situ-Test unterzogen. Dadurch ist in Abhängigkeit vom Schiffseigengewichtsanteil die Verwendung eines aus geotechnischer Sicht geringen Gesamt-Sicherheitsniveaus von 1,11 bis 1,28 für beide Betriebszustände möglich [1]. Aufgrund der dominierenden Eigengewichtskomponente liegen die tatsächlichen Werte im vorgestellten Projekt eher im unteren Bereich des genannten Korridors.

4.3 Erforderliche Baugrunduntersuchungen

Die Baugrunduntersuchung für ein geotechnisches SA besteht aus zwei Teilen: Der Untersuchung des Meeresbodens und der Untersuchung des Untergrundes.

Der erste Teil bezieht sich auf die Detektion nicht explodierter Munition (UXO), Felsblöcke, Wracks und sonstiger Hindernisse am Meeresboden am zu analysierenden Standort. Für diesen Zweck kommen verschiedene Untersuchungsarten wie z.B. Bathymetrie, Magnetometer, Side Scan Sonar etc. zum Einsatz. Identifizierte Objekte, die eine Gefahr für die Hubinsel während des Einsatzes darstellen können, müssen vor deren Jacking-Operation entfernt werden.

Der zweite Teil bezieht sich auf die Feststellung der Bodenschichtung und ihre charakteristischen Bodenkenngrößen. Die Mindestanforderungen für Baugrunduntersuchungen in der deutschen ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) sind in [4] dokumentiert. Im Rahmen der geotechnischen Haupterkundung eines Windparks muss an jedem Anlagenstandort mindestens ein Baugrundaufschluss ausgeführt werden, wenn der Untergrund homogene Eigenschaften aufweist. Wenn eine Variabilität der Eigenschaften des Untergrundes zu erwarten ist, werden eventuell zusätzliche Baugrundaufschlüsse erforderlich. Die Art und Anzahl der Baugrundaufschlüsse werden vom geotechnischen Sachverständigen festgelegt.

In der Praxis wird aufgrund der hohen Kosten der Offshore-Untersuchungen in der Regel eine Drucksondierung (CPT) in der Mitte jedes WEA-Fundamentes und zusätzlich eine gewisse Anzahl von Probenentnahmebohrungen durchgeführt. Diese Bohrungen werden repräsentativ im gesamten Projektgebiet angeordnet. Normalerweise wird diese Drucksondierung als repräsentativ für die Untergrundverhältnisse unter allen Beinen der Hubinsel angenommen. Nur an Standorten, an denen eine hohe Inhomogenität mit einer Variabilität der Schichtung zu erwarten ist (z.B. in Häfen), werden insgesamt bis zu 4 CPT an allen Beinpositionen angefordert. Dadurch können die Variabilität des Untergrundes eindeutig interpretiert und im Extremfall getrennte Eindringungsprognosen für alle vier Beine erstellt werden.

Mit der Auswertung der Sondierergebnisse wird ein Bemessungs-Baugrundmodell („Design Soil Profile“) des Standortes erzeugt. Das Baugrundmodell besteht aus drei separaten Bodenprofilen:

- Dem „Lower Bound Soil Profile“ (LBSP),
- dem „Average Soil Profile“ (AVSP),
- und dem „Upper Bound Soil Profile“ (UBSP).

Für jedes Bodenprofil werden die Schichtenfolge und die zugehörigen Bodenkennwerte separat definiert. Das „LBSP“ und das „UBSP“ werden aus den ungünstigen und

günstigen abgeleiteten Bodenkennwerten jeder Schicht gebildet. Hieraus wird das „AVSP“ mit mittleren Werten der Bodenkennwerte erzeugt. Es wird davon ausgegangen, dass es sich beim „AVSP“ um eine repräsentative Ableitung der realen Baugrundbedingungen handelt.

Die Bodenkennwerte werden aus den gemessenen Spitzendruck und Mantelreibungswerten der CPT unter Verwendung verschiedener, anerkannter Korrelationen abgeleitet ([5], [6], [7], [8]). Abbildung 5 zeigt diesen Prozess in einem Teilmodul des Programmsystem CaPPTA.

Die Wahl der Bodenkennwerte jeder Schicht (obere und untere Grenze) hat einen entscheidenden Einfluss auf die Form der Tragfähigkeitskurven und damit auf die abgeschätzte Beineindringung.

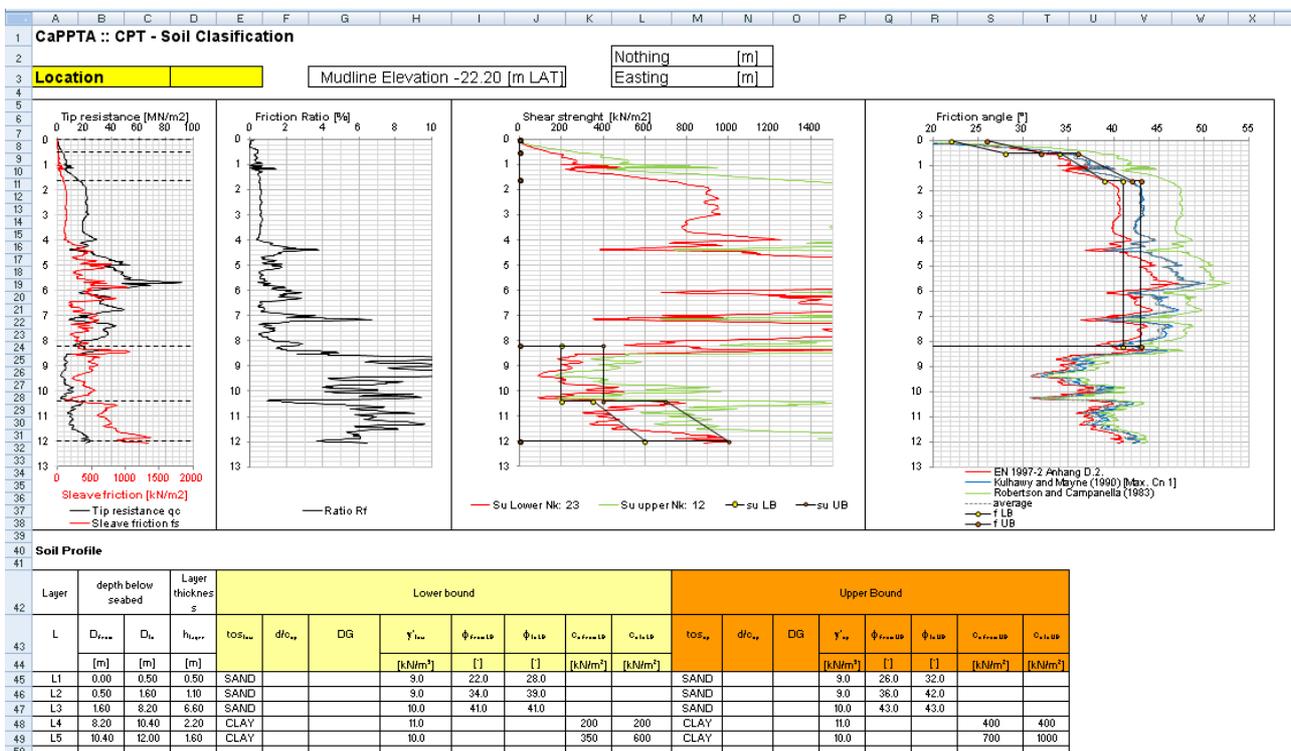


Abbildung 5: Auswertung einer Drucksondierung in einem Modul des Programmsystems CaPPTA

4.4 Ermittlung der geotechnischen Tragfähigkeit

Im Rahmen dieses Beitrags wird das Hauptaugenmerk auf die geotechnische Tragfähigkeitsermittlung der für die deutsche AWZ typischen nicht-bindigen Böden gelegt. Für bindige Böden typische Phänomene werden der Vollständigkeit halber kurz beschrieben.

Die Ermittlung der geotechnischen Tragfähigkeit wird mit einem analytischen Berechnungsmodell durchgeführt, welches in Anlehnung an die Empfehlungen in [1] entwickelt und in das Programmsystem CaPPTA implementiert wurde.

Tabelle 2: Formelapparat für die Tragfähigkeitsberechnung (in Anlehnung an [1] und [3])

$Q_v = [\gamma_1 \cdot D + \gamma_2 \cdot L + \gamma_3 \cdot (E + \gamma_4 \cdot D_n)] \cdot \Phi_p$ (1) mit: Q_v = Vorbelastungslast [kN] γ_1 bis γ_4 = Teilsicherheitsbeiwerte D = Eigengewicht [kN] Φ_p = Teilsicherheitsbeiwert Widerstand [-]	L = veränderliche Last [kN] E = Last infolge Wind, Welle und Tide [kN] D_n = Last infolge dynamischer Effekte [kN]
$F_v = F_s + F_b$ (2) mit: F_v = vertikale geotechnische Tragfähigkeit [kN] F_b = Fußwiderstand (Tip resistance) [kN]	F_s = Mantelwiderstand (Skin friction) [kN]
$F_s = \sum f_{si} \cdot A_{si}$ (3) $f_{si} = K \cdot p_o \cdot \tan \delta \leq f_1$ (4) mit: f_{si} = Mantelreibung der Schicht i [kN/m ²] f_1 = Begrenzung der Mantelreibung [kN/m ²] K = Erddruckbeiwert ($K = 1.0$ für geschlossene Pfähle) [-] φ = Reibungswinkel [°]	A_{si} = Beinmantelfläche der Schicht i [m ²] p_o = Überlagerungsdruck in der Tiefe der maximale Lasteinleitungsfläche [kN/m ²] δ = Verbundreibungswinkel zwischen Beine und Boden. ($\delta = 2/3 \varphi$) [°]
$F_b = A \cdot f_b$ (5) $f_b = (0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma + p_o' \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q) \leq f_2 \cdot \text{cof}$ mit: A = Lasteinleitungsfläche [m ²] B = Fundamentbreite [m] N_γ, N_q = Tragfähigkeitsbeiwerte [-] f_2 = Begrenzung des Spitzendrucks [kN/m ²]	γ' = Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m ³] d_γ, d_q = Tiefenbeiwerte [-] s_γ, s_q = Formbeiwerte [-] cof = cut-off Faktor [-]

Ein Teil des implementierten Formelapparates wird in Tabelle 2 vorgestellt. Obwohl dieser Formelapparat für die Berechnung der Tragfähigkeit von Hubinseln mit Spudcans entwickelt worden ist, kann er auch für die Abschätzung des Fußwiderstandes von Hubinseln ohne Spudcans verwendet werden. Der Mantelwiderstand wird in diesem Fall gemäß den Empfehlungen in [3] abgeschätzt.

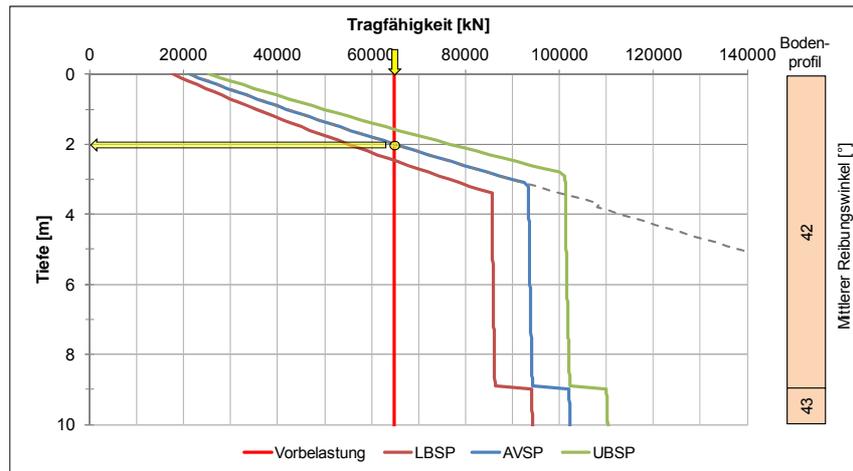


Abbildung 6: Tragfähigkeitskurven des Untergrundes

Die tiefenabhängige Tragfähigkeit des Untergrundes wird durch eine Tragfähigkeitskurve („Bearing Curve“) dargestellt. Aus den drei Bodenprofilen des Baugrundmodelles (LBSP, AVSP und UBSP) werden drei Tragfähigkeitskurven erzeugt (Abbildung 6).

Ab einer bestimmten Berechnungstiefe liefert der analytisch ermittelte Fußwiderstand unrealistische große Werte. Diese Werte werden gekappt, um die Kurven besser an die Realität anpassen zu können. Die graue Linie in Abbildung 6 zeigt den Verlauf der mittleren Tragfähigkeit des Bodens ohne Schnitt, während die blaue Kurve die mittlere Tragfähigkeit mit gekappten Werten in einer Tiefe von ca. 3 m darstellt.

Abbildung 7 zeigt die starke Abhängigkeit der tiefenabhängigen Tragfähigkeitsentwicklung vom Winkel der inneren Reibung nicht-bindiger Böden und verdeutlicht somit die Notwendigkeit der realitätsnahen Bestimmung dieses wichtigen Einflussparameters.

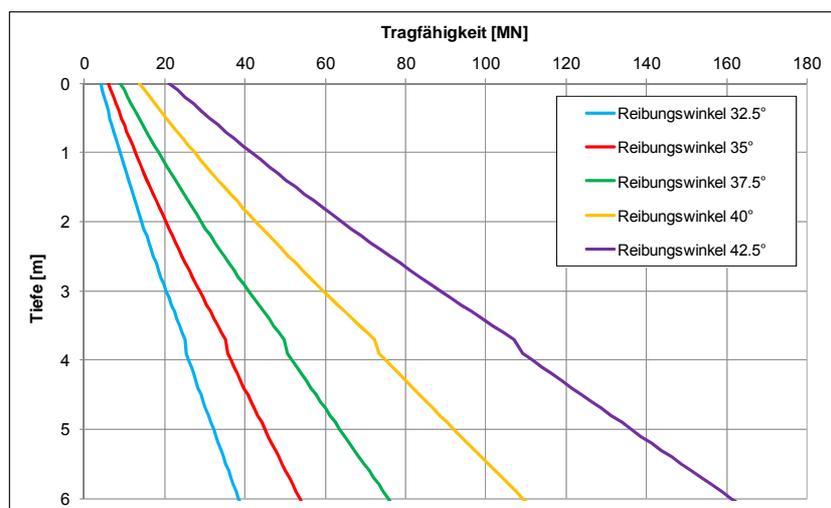


Abbildung 7: Verlauf der tiefenabhängigen Tragfähigkeit für nicht-bindige Böden unterschiedlicher Festigkeit

Die Tragfähigkeit des Untergrundes hängt prinzipiell vom Überlagerungsdruck (Tiefe), der Bodenart der Schicht, in der sich die Lasteinleitungsfläche befindet, aber auch von der Tragfähigkeit tieferliegender Schichten ab. Dieser Einfluss macht sich in zwei unterschiedlichen Phänomenen bemerkbar: Dem sogenannten „Squeezing“ (SQ) und dem „Punch-Through“ (PT).

Squeezing (SQ)

Wenn sich eine weiche bindige Bodenschicht über einer harten Schicht befindet (z.B. weiche bindige Schicht mit geringer undrainierter Scherfestigkeit über nicht-bindiger Bodenschicht), findet in der weichen Schicht ein SQ-Effekt statt: Die weiche Schicht wird von den Beinen ausgepresst und das Material unter den Beinen wird zur Seite verdrängt. Dadurch steigt die Bodentragfähigkeit der weichen Schicht mit der Eindringung der Beine, bis die Bodentragfähigkeit der unteren Schicht erreicht ist. Abbildung 8 zeigt auf der linken Seite ein Beispiel für die Auswirkung des Squeezing-Effektes auf die Tragfähigkeitskurven.

Punch-Through (PT)

Ein PT kann auftreten, wenn eine harte Bodenschicht (harte bindige bzw. nicht-bindige Bodenschicht) eine nicht-bindige, sehr weiche Bodenschicht direkt überlagert.

Dies kann zu einer sehr schnellen Eindringung des Beines aufgrund eines Grundbruchversagens in der harten Sandschicht führen, welches durch die darunterliegende bindige Schicht verursacht wird. Dieses Verhalten kann bei Erreichen einer bestimmten Beinbelastung plötzlich auftreten und wird sich erst bei einer Erhöhung der Traglast bei Erreichung tragfähigerer Schichten verzögern. Der Abbildung 8 ist auf der rechten Seite zu entnehmen, wie es durch den Punch-Through-Effekt zu einer deutlichen Verringerung der berechneten Tragfähigkeit der Sandschicht unter dem Einfluss der Tonschicht (blaue Kurve) im Vergleich mit der Tragfähigkeit ohne Berücksichtigung des Einflusses der unteren Schicht (gestrichelte graue Kurve) kommen kann.

Eine Beineindringung ist als PT zu bewerten, wenn die Eindringungsgeschwindigkeit des Beines größer als die maximale durch das Hydrauliksystem aufbringbare Beinegeschwindigkeit ist und es damit zu einem Absinken der Hubinsel kommt.

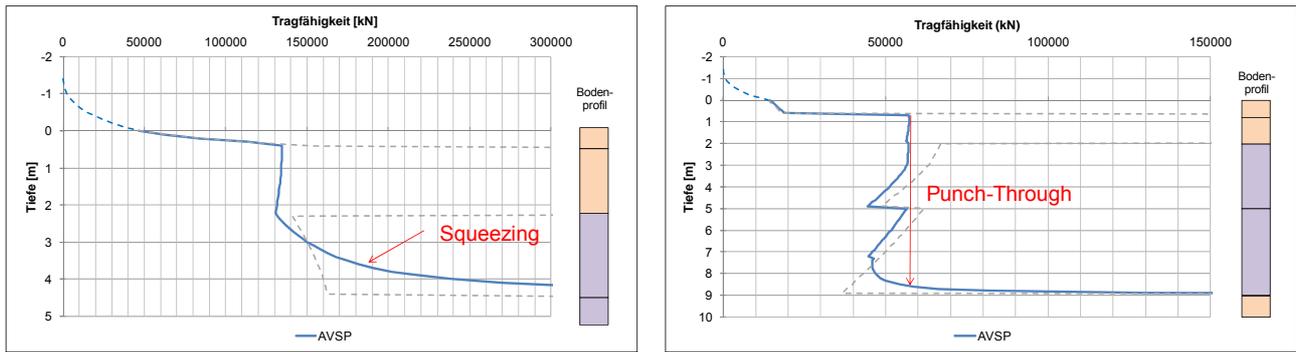


Abbildung 8: Tragfähigkeitskurven unter Berücksichtigung von Squeezing (links) und Punch-Through (rechts)

4.5 Abschätzung der Beineindringung der Hubinsel

Nach Ermittlung der Tragfähigkeitskurven wird die erwartete Beineindringung ermittelt, wobei in Abhängigkeit der verwendeten Bodenprofile drei verschiedene Beineindringungen abgeschätzt werden (Tabelle 3).

Tabelle 3: Ableitung der Beineindringung aus den Bodenprofilen

Bodenprofil	UBSP	→	minimale	Beineindringung
	AVSP	→	erwartete	
	LBSP	→	maximale	

Die berechnete Vorbelastungslast wird als vertikale rote Linie in Abbildung 6 eingetragen. Der Kreuzungspunkt dieser Vorbelastungslast mit den Tragfähigkeitskurven ergibt den Korridor der zu erwartenden Eindringungen der Lasteinleitungsfläche während des Vorbelastung-Vorganges.

5. Auswertung von In-Situ-Messergebnissen / Optimierungen

5.1 Einführung

In diesem Kapitel werden die Beineindringungen der Hubinsel „Victoria Mathias“ analysiert, die während der Installation von 41 Fundamenten des RWE Innogy Offshore-Windparks Nordsee Ost (NSO) gemessen wurden. Die Messungen wurden im Zeitraum zwischen September 2012 und Dezember 2013 erfasst. Das Projekt NSO befindet sich rund 35 Kilometer nördlich der Insel Helgoland in der AWZ der Nordsee. Es besteht aus 48 Windturbinen der Multimegawattklasse und verfügt über eine Gesamtleistung von 295 Megawatt. Die Wassertiefe im Projektbereich beträgt ca. 22 m bis 26 m.

Den mit dem Programmpaket CaPPTA analytisch abgeschätzten Beineindringungen werden gemessene Eindringungen gegenübergestellt. Es erfolgt eine systematische

Analyse von Abweichungen und es wird gezeigt, wie eine kontinuierliche Auswertung der Messergebnisse als Grundlage für die Optimierung der Prognosequalität und zu einer Verbesserung des analytischen Berechnungstools verwendet werden kann.

5.2 Abgeschätzte und gemessene Beineindringung

Die unter Verwendung der in Kapitel 4 vorgestellten analytischen Berechnungsmethoden ermittelten Beineindringungen an 41 Lokationen des Projektes werden in Abbildung 9 dargestellt. Demnach sind nach Abschluss der Vorbelastung standortabhängig mittlere Beineindringungen zwischen ca. 1,5 m und 9,0 m zu erwarten. In Abhängigkeit der Bemessungsbodenprofile kann sich dabei ein enger Prognosekorridor mit einer geringen Varianz der Eindringung zwischen LBSP und UBSP oder aber ein Unterschied der Eindringung in einer Größenordnung von einigen Metern zwischen LBSP und UBSP ergeben. Große Unterschiede ergeben sich häufig, wenn die Tragfähigkeit einer Schicht im UBSP für die Vorbelastung ausreichend ist, während im LBSP zur Erreichung der erforderlichen Tragfähigkeit eine tiefere, tragfähigere Schicht erreicht werden muss. Dies ist dann mit größeren rechnerischen Beineindringungen verbunden.

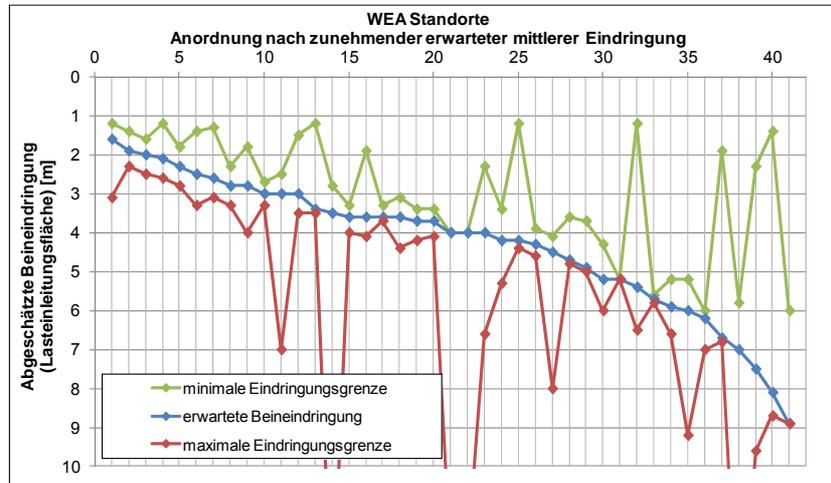


Abbildung 9: Abgeschätzte Beineindringungen an unterschiedlichen WEA Standorten

Zum Vergleich werden die aus Messungen ermittelten Beineindringungen nach Abschluss des Vorbelastungs-Vorganges an den 41 Lokationen in Abbildung 10 dargestellt. Es wurden dabei zwischen den vier Beinen der Hubinsel an einem Standort gemittelte Beineindringungen zwischen ca. 3,0 m und 6,5 m festgestellt. Zusätzlich sind in Abbildung 10 für jeden Standort die Maximal- und die Minimaleindringung einzelner Beine sowie ein Eindringungskorridor von +/- 1,0 m um die mittlere Eindringung eingetragen. Zwischen den Beinen mit der minimalen und der maximalen Eindringung können dabei Unterschiede von

2,0 m bis zu mehr als 3,0 m auftreten. Aufgrund einer weitgehend vergleichbaren Belastungsprozedur in allen Beinen ist anzunehmen, dass diese Unterschiede aus einer Variabilität des Baugrundes resultieren.

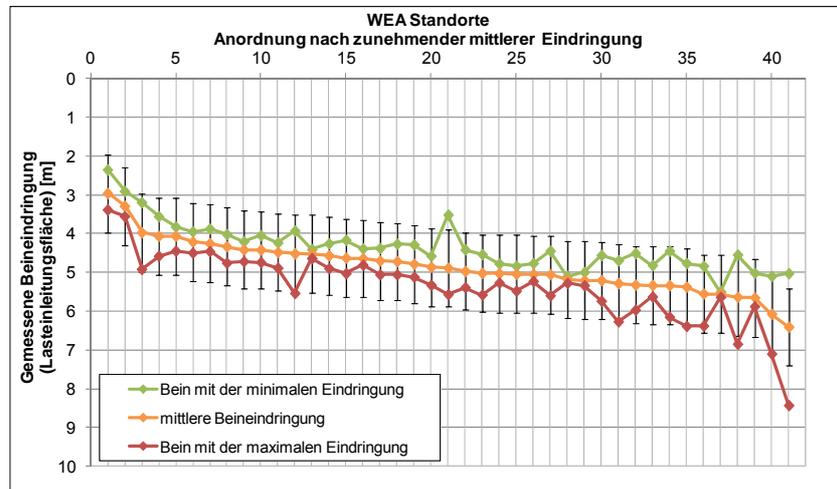


Abbildung 10: Gemessene Beineindringungen an unterschiedlichen WEA Standorten

Wie bereits erläutert wird die Prognose der Beineindringung auf Grundlage der am zukünftigen Standort der WEA ausgeführten CPT durchgeführt. Abbildung 11 ist zu entnehmen, dass es dabei aufgrund der Dimensionen der verwendeten Hubinsel zu einer maximalen Entfernung von ca. 80 m zwischen dem Hubinselbein und der Position der CPT kommen kann. Selbst bei homogenem Baugrund kann bei diesem Abstand eine Variation des Schichtenhorizontes oder der Tragfähigkeitsparameter zu Abweichungen führen. Abbildung 10 zeigt jedoch, dass die Mehrzahl der Beineindringungen innerhalb eines Korridors von +/- 1,0 m um die mittlere Eindringung schwankt und damit eine akzeptable Varianz aufweist. Insbesondere in küstennahen Regionen mit komplexer Morphologie kann eine starke Variabilität des Baugrundes jedoch die Durchführung separater Drucksondierungen an jeder Position eines Beines erforderlich machen.

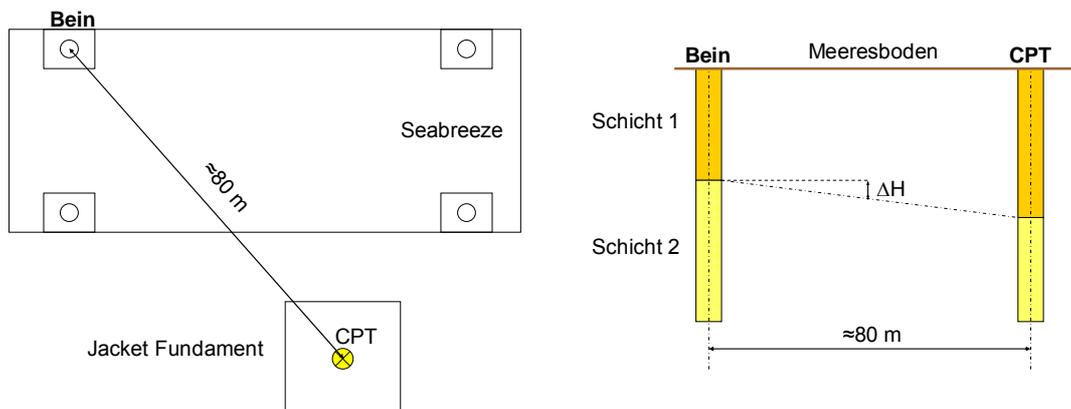


Abbildung 11: Position der CPT relativ zu der Hubinsel

Nachfolgend werden abgeschätzte und gemessene Beineindringung gegenübergestellt (Abbildung 12), Unterschiede analysiert und mögliche Gründe vorgestellt. Die größten Abweichungen der Beineindringungen ergeben sich bei Lokationen in den Bereichen I und III der Grafik, während die Lokationen im Bereich II innerhalb der erwarteten Eindringungstiefen liegen.

Der Bereich I symbolisiert im Wesentlichen Lokationen mit hohen Reibungswinkeln ($\geq 40^\circ$) in den oberen Metern unterhalb des Meeresbodens, die im analytischen Modell zu vergleichsweise geringen Beineindringungen führen (Abbildung 13, links). Die Messergebnisse zeigen dabei, dass an diesen Lokationen die Tragfähigkeit des Bodens in der Prognose systematisch überschätzt wird. Eine mögliche Ursache besteht in einer Auflockerung der oberen 1,0 m bis 2,0 m während des „Touch-downs“ und des Eindringungsvorganges, da die Hubinsel und damit auch die Beine zu diesem Zeitpunkt noch Bewegungen aus Wind und Wellen ausgesetzt sind, die zu einem Auflockerungseffekt in den obersten Bodenschichten führen können. Weiterhin ergeben sich möglicherweise aufgrund der zum Teil extrem hohen Spitzendrücke der CPT mit herkömmlichen Korrelationsansätzen zu große Reibungswinkel. Eine Anpassung der Auswertung auf Basis der vorliegenden empirischen Erkenntnisse wird zurzeit geprüft.

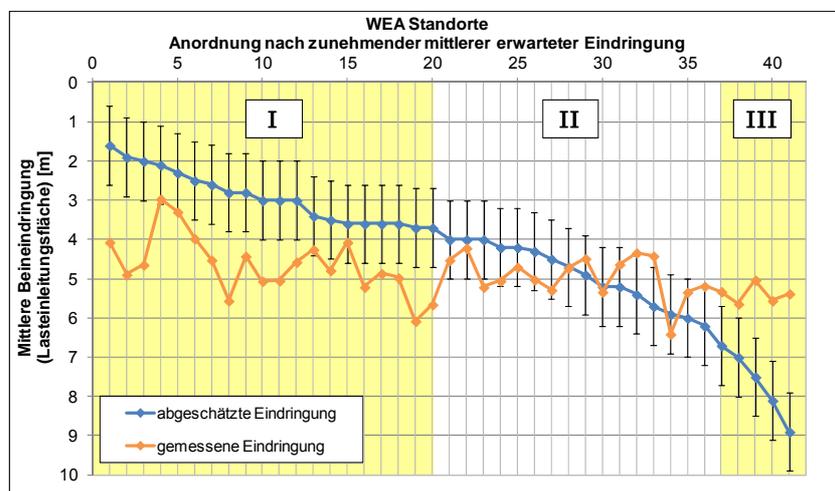


Abbildung 12: Vergleich abgeschätzter und gemessener Beineindringungen an unterschiedlichen WEA Standorten

Der Bereich III charakterisiert im Wesentlichen Lokationen, in denen Schichten mit geringen Reibungswinkeln ($\leq 35^\circ$) in tieferen Bereichen identifiziert worden sind, die im analytischen Modell zu vergleichsweise hohen Beineindringungen führen (Abbildung 13, rechts). Die Messergebnisse zeigen dabei, dass dieser Effekt in der Praxis nicht in dieser ausgeprägten Form auftritt. Eine mögliche Ursache besteht darin, dass mit herkömmlichen

Korrelationen aus der CPT abgeleitete Reibungswinkel in größeren Tiefen möglicherweise unterschätzt werden. Wahrscheinlicher ist jedoch, dass es im Rahmen des Eindringvorganges des Beines zu Verdichtungseffekten unterhalb des Beines kommt, die im analytischen Modell nicht berücksichtigt werden. Dadurch entwickelt sich bei zunehmender Eindringtiefe ein Verdichtungsbereich unterhalb der Beinspitze, der im Vergleich zu einer gegenüber der aus der Baugrunduntersuchung abgeleiteten Tragfähigkeit zu einer deutlich erhöhten Tragfähigkeit führt.

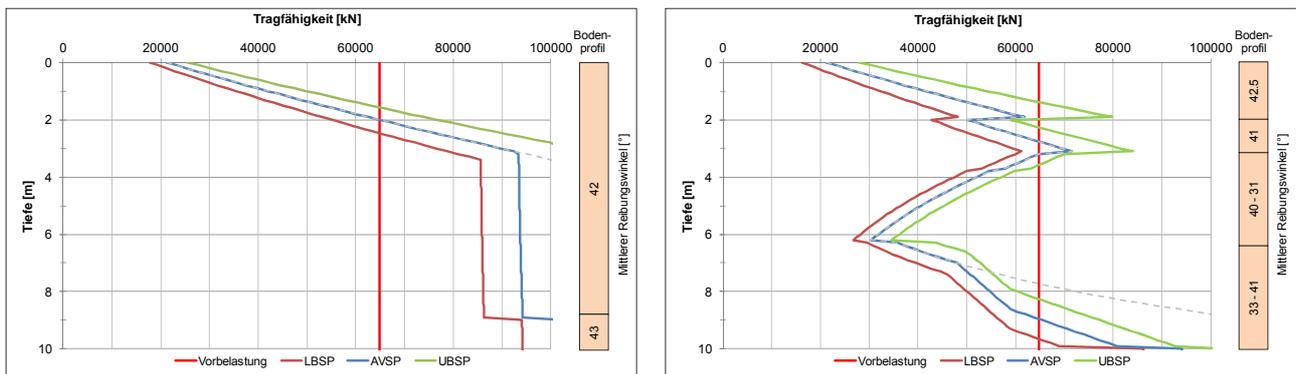


Abbildung 13: Tragfähigkeitskurven ausgewählter Bodenprofile (links ein repräsentatives Beispiel für den Bereich I; rechts ein repräsentatives Beispiel für den Bereich III)

5.3 Optimierung des analytisches Modells

5.3.1 Tragfähigkeit oberer Schichten mit großen Reibungswinkeln

Eine Vielzahl von Lokationen weist oberflächennah in den oberen ca. 2 m unterhalb des Meeresbodens Spitzendrücke der CPT in einer Größenordnung von bis zu 20 MPa auf, woraus sich eine dichte bis sehr dichte Lagerungsdichte ableiten lässt. Dementsprechend ergeben sich bei Verwendung des analytischen Formelwerkes oberflächennah hohe Tragfähigkeiten und somit rechnerisch geringe Beineindringungen. Ein repräsentatives Beispiel für diese Gruppe von Lokationen ist in Abbildung 14 dargestellt. Die Messdaten der Beineindringungen weisen jedoch durchgehend höhere Beineindringungen auf. Mögliche Ursachen hierfür wurden bereits in Kapitel 5.2 aufgeführt.

Zur Zeit wird an Verfahren gearbeitet, welche auf Basis der empirisch gewonnenen Daten eine Anpassung des analytischen Modells erlauben und damit zu einer realitätsnäheren Abschätzung der Beineindringung führen. Als möglicher Ansatz kann dabei eine tiefenabhängige Anpassung des CPT-Spitzendrucks in den oberen Metern herangezogen werden, wie er beispielsweise auch von [9] bei der Pfahlbemessung vorgeschlagen wird.

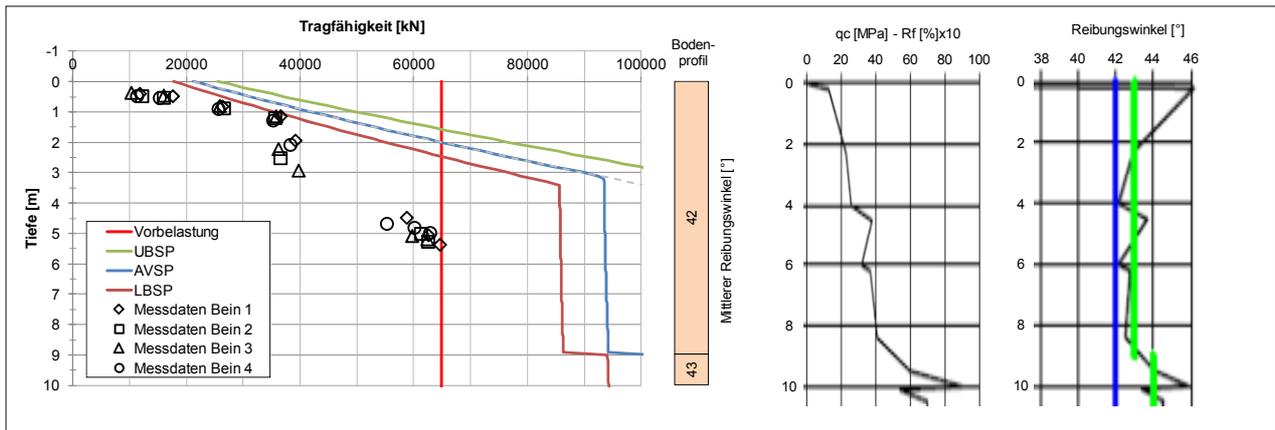


Abbildung 14: Links: Tragfähigkeitskurven und die gemessenen Beineindrungen. Rechts: Drucksondierung mit Auswertung [10]

5.3.2 Tragfähigkeit tieferer Schichten mit geringen Reibungswinkeln

Als Ergebnis der Messdatenanalyse wurde die oben genannte Problematik der Unterschätzung der Tragfähigkeit tieferer Schichten mit vergleichsweise geringen Reibungswinkeln identifiziert (Lokationen in Bereich III). Abbildung 15 zeigt an einer Beispiellokation exemplarisch deutlich die Abweichung zwischen der analytisch abgeschätzten und der gemessenen Beineindringung. Als mögliche Ursache für diese Diskrepanzen der Eindringung in größeren Tiefen wurde die Vernachlässigung der Simulation des Eindringprozesses im analytischen Modell identifiziert.

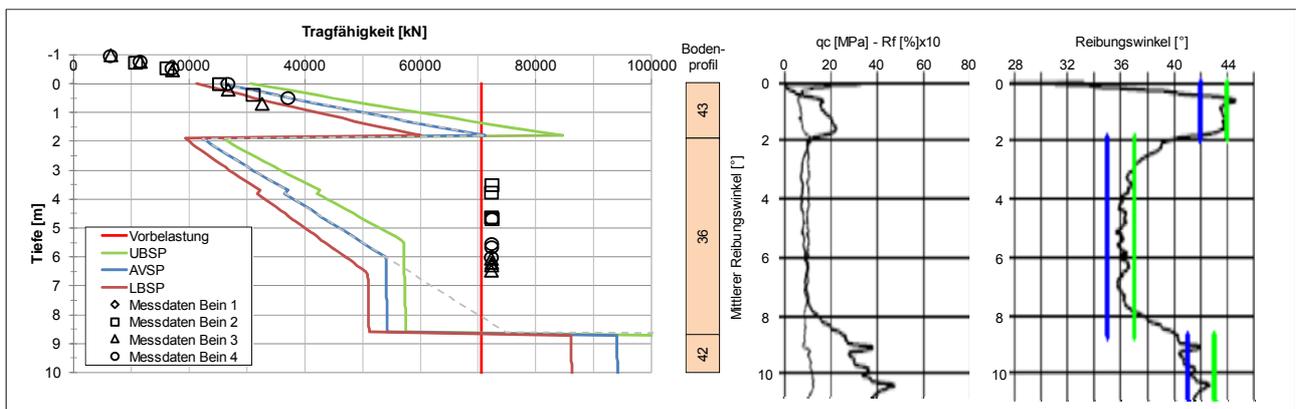


Abbildung 15: Links: Tragfähigkeitskurve und die gemessenen Beineindrungen. Rechts: Drucksondierung mit Auswertung [10]

Daher wird im Rahmen einer Zusammenarbeit mit dem Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover der Beineindringungsprozess detailliert mit einem numerischen Modell untersucht. Die Untersuchung gliedert sich dabei in zwei Teile: Zunächst wurde ein numerisches Beineindringungsmodell unter Verwendung der gekoppelten Euler-Lagrange-Methode (CEL) entwickelt, welches eine Simulation des Eindringvorganges für

verschiedene Bodenbedingungen erlaubt. Detaillierte Informationen zur Modellierung können z.B. [11] entnommen werden.

Anschließend wurde der Prozess der Beineindringung an ausgewählten Lokationen des NSO-Projektes simuliert und mit dem aufgezeichneten Last-Eindringungs-Verhalten der vier Beine verglichen (Abbildung 16 links).

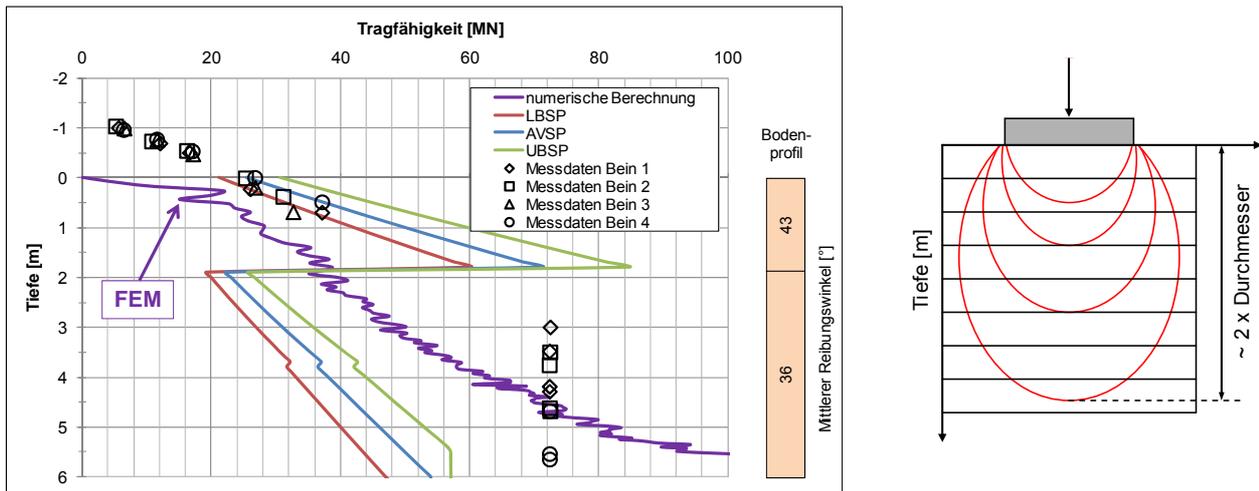


Abbildung 16: Links: Gegenüberstellung der Ergebnisse der numerischen Berechnung [12], der Tragfähigkeitskurven und der gemessenen Beineindringungen. Rechts: Druckzwiebel unter der Lasteinleitungsfläche in Anlehnung an [13]

Der Abbildung 16 ist zu entnehmen, dass die numerisch berechnete Beineindringung (hellblaue Linie) die tatsächlich gemessenen Beineindringungen im Endzustand der Vorbelastung gut abbildet. Der Endzustand ist hierbei als Referenz zu betrachten, da er für eine Beurteilung einer sicheren Jacking-Operation maßgebend ist. Die numerischen Untersuchungen bestätigen damit, dass das analytische Modell die Tragfähigkeit bei größeren Eindringungstiefen – insbesondere bei Vorhandensein kleinerer Reibungswinkel – unterschätzt und zukünftig eine Neubewertung dieses Modells zu empfehlen ist.

Zur Analyse der Ursache für dieses Verhalten wird in Abbildung 16 rechts qualitativ die Entwicklung der Vertikalspannung in der Tiefe dargestellt. Es zeigt sich eine „Druckzwiebel“ mit vertikalen Ausmaßen in einer Größenordnung von ca. 2 x D. Der Boden unterhalb des Beines wird während des Eindringvorganges kontinuierlich verdichtet, so dass sich im Lasteinleitungsbereich unterhalb des Beines ein nicht-bindiger Boden mit einer deutlich höheren Lagerungsdichte einstellt, als dies aufgrund der Drucksondierung zu erwarten ist. Die sich daraus ergebende Erhöhung der Tragfähigkeit wird zurzeit im analytischen Modell noch nicht berücksichtigt. Zukünftig ist jedoch eine entsprechende Implementierung zur Erhöhung der Prognosegenauigkeit wünschenswert.

6. Fazit

Ein kontrollierter Jacking-Prozess ist für den Betrieb von Hubinseln von entscheidender Bedeutung, um die Sicherheit der Mannschaft sowie die Unversehrtheit des Gerätes jederzeit gewährleisten zu können und eine reibungslose sowie wirtschaftliche Operation garantieren zu können. Integraler Bestandteil dieses Vorganges ist die Erstellung eines geotechnischen Site Assessments inklusive Prognose der Eindringungen der Hubbeine sowie einer Risikoanalyse im Vorwege der Operation. Ein permanenter Vergleich der gemessenen Beineindringung mit der analytischen Prognose in Echtzeit garantiert dabei jederzeit einen sicheren Betrieb. Andererseits ermöglicht eine systematische Analyse der gemessenen Eindringungen im Detail eine kontinuierliche Verbesserung der Eindringungs-Prognose während der Projektlaufzeit. Systematische Abweichungen werden identifiziert und auf dieser Grundlage das zugrundeliegende analytische Modell für zukünftige Operationen optimiert.

7. Literatur

- [1] SNAME (2008): The Society of Naval Architects and Marine Engineers, Technical & Research Bulletin 5-5A Guidelines for Site Specific Assessment of Mobile Jack-Up Units, New Jersey.
- [2] DIN EN ISO 19905-1 (2012): Erdöl- und Erdgasindustrie – Beurteilung von mobilen Offshore Einheiten bezüglich ihres Einsatzgebietes – Teil 1: Hubinseln, Normenausschuss Erdöl- und Erdgasgewinnung (NÖG), Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- [3] DNV (2007): Det Norske Veritas, Design of Offshore Wind Turbine Structures, Offshore Standard DNV-OS-J101, Høvik.
- [4] BSH (2008): Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Standard - Baugrunderkundung für Offshore-Windenergieparks, BSH Nr. 7004, Hamburg und Rostock.
- [5] DIN EN 1997-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, Normenausschuss Bauwesen (NABau), Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- [6] Lunne, T; Robertson P.K.; Powell J.J.M. (1997): Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- [7] Mayne P.W.; Peuchen J.; Bouwmeester D. (2011): Soil unit weight estimated from CPTu in offshore soils, London.
- [8] Phoon K.K.; Hight D.W.; Leroueil S.; Tan T.S. (2007): Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, vol. 3, Singapore.

- [9] Gui, M.W.; Bolton, M.D. (1998): Geometry and scale effects in CPT and pile design. Geotechnical Site Characterization. Eds.: Robertson & Mayne. Balkema.
- [10] Nordsee Ost Offshore Windfarm: Main Geotechnical Site Survey Report. Ramböll. 05/2010.
- [11] Gütz P.; Abel-Rahman K.; Achmus M.; Peralta P. (2013): Numerical Modeling of Spudcan Footing Penetration in Sand, SIMULIA Customer Conference.
- [12] Fereydunpur A.; Syedykh D. (2013): Bachelorarbeit - Simulation der Eindringung der Hubbeine von Jackup-Schiffen im Offshore-Einsatz unter Verwendung numerischer Berechnungsmethoden, Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover, in Zusammenarbeit mit der RWE OLC GmbH (unveröffentlicht).
- [13] Schmidt H. (1996): Grundlagen der Geotechnik, Teubner Stuttgart, Stuttgart.

OLC GmbH

PRÄZISIONSARBEIT AUF HOHER SEE – OLC IST IHR PARTNER FÜR OFFSHORE- DIENSTLEISTUNGEN.

Die Offshore Logistics Company (OLC) GmbH bietet Planungs- und Bauleistungen für alle Entwicklungsstadien Ihres Offshore-Windparkprojekts an. Das Spektrum der Unternehmenstätigkeit reicht von der Erstellung und Durchführung von Installationskonzepten über die Vorbereitung von Hafenanlagen und Schiffen bis hin zur Ausführung von Logistik- und Engineeringleistungen rund um den Bau von Offshore-Windkraftwerken. Sie möchten mehr über uns erfahren? Dann freuen wir uns auf Ihren Besuch unserer Website www.offshore-logistics-services.com oder auf Ihre Email: OLC-Sales@rwe.com.



Ein Unternehmen der RWE Innogy GmbH

Dynamische Probelastungen Offshore – Erkenntnisse zur Datenerfassung und Auswertung

J. Fischer, M. Fritsch, P. Middendorp

1. Einleitung

Seit dem Beschluss der Bundesregierung zu Beginn des neuen Jahrtausends, den Ausbau der Offshore-Windenergie zu forcieren, wurden in den vergangenen rd. fünf Jahren zahlreiche Offshore-Windenergieanlagen (OWEAs) in der deutschen Nord- und Ostsee installiert. Mitte 2013 konnte in Deutschland durch die bereits installierten OWEAs eine Leistung von rd. 520 MW produziert werden. Für die kommenden Jahre bzw. Jahrzehnte existieren Zielvorgaben von rd. 10.000 bis 25.000 MW Leistung aus Windenergie offshore, gleichbedeutend mit einem Ausbau der OWEAs in der deutschen Nord- und Ostsee.

Um die Windenergieanlagen fest mit dem Baugrund zu verankern, wurden bisher als Verankerungselemente nahezu ausschließlich offene Stahlgroßrohrpfähle verwendet. Im Rahmen der Zertifizierung einer OWEA bzw. eines Offshore-Windparks (OWP) fordert das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie in seinem Standard Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen – Anwendungshinweise: "Generell sind dynamische Pfahlprobelastungen an mindestens 10 % der Anlagenstandorte durchzuführen, dabei mindestens an zwei Standorten jedes geotechnischen Standorttyps in dem Windparkareal einen Nachweis der axialen Pfahltragfähigkeit, aufgeteilt in Mantelreibung und Spitzendruck" [BSH, 2012].

Bei einer dynamischen Probelastung wird ein Pfahl mit einem sehr kurzen Stoßimpuls belastet. Beispielsweise durch das Auftreffen des Rammhammers auf den Pfahlkopf, wird dieser kurzzeitig belastet. Der Rammimpuls läuft in der Folge als Dehnwelle vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß, wird hier reflektiert und läuft zurück zum Pfahlkopf. Auf der Grundlage der in dieser Zeit gemessenen Beschleunigung und Dehnung am Pfahlkopf kann in einem nachfolgenden Schritt die Tragfähigkeit des Pfahles mit einem erweiterten Verfahren mit Modellbildung (signal matching) berechnet werden.

2. Messtechnik

2.1. Sensoren

Zur Erfassung der Dehnwelle werden üblicherweise Sensoren am Pfahlkopf des Gründungspfahles installiert. Die Messgeber bestehen hierbei standardmäßig aus mindestens zwei fest mit dem Pfahl verbundenen Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern, die gegenüberliegend (um 180° versetzt) angebracht werden. Abbildung 1a zeigt auf der linken Seite den Standardsensor der Firma Allnamics BV, bestehend aus einem Dehnungsmessstreifen (hinten bzw. oben rechts) und einem Beschleunigungssensor (vorne, bzw. unten rechts). Dieses Sensorenpaar ist nicht wasserdicht und somit ausschließlich über Wasser zu verwenden. Das Sensorenpaar wird üblicherweise über eine Schraubverbindung fest mit dem Stahlrohrpfahl verbunden. Alternativ kann das Sensorenpaar z. B. auf einer im Voraus aufgeschweißten Stahlplatte fixiert werden. Für weitere Details zur Sensoranbringung sei hier auf [Fischer et al., 2011] verwiesen.

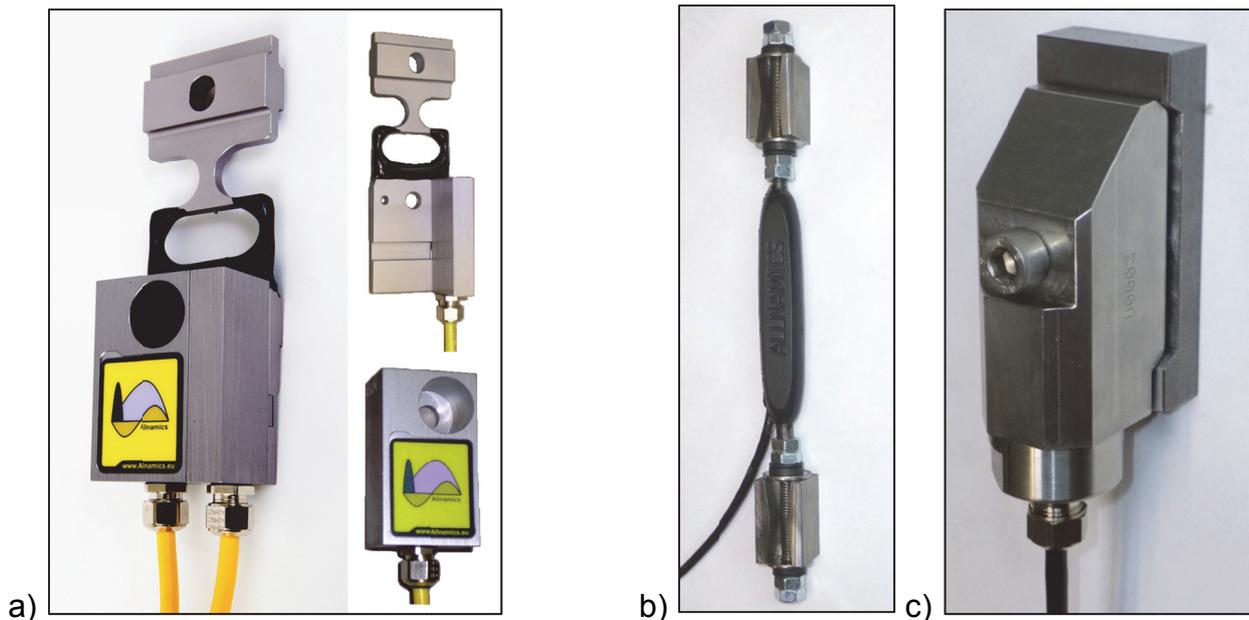


Abbildung 1: a) Kombiniertes Dehnungs- und Beschleunigungssensor (Standardsensoren).

b) UW-Dehnungssensor für große Wassertiefen, c) UW-Beschleunigungssensor für große Wassertiefen (System Allnamics BV, Niederlande)

Auf der rechten Seite von Abbildung 1 ist der jeweilige Sensor für den Unterwassereinsatz dargestellt (UW-Sensor). Beide Sensoren werden üblicherweise durch angeschweißte Stahlplatten fest mit dem Pfahl verbunden. Abbildung 2 zeigt die an einen Stahlrohrpfahl applizierten Sensoren.



Abbildung 2: Sensoren für große Wassertiefen appliziert an einem Großrohrpfahl offshore (System TNO, Niederlande)

Üblicherweise wird bei einer mit den beschriebenen Sensoren bestückten Offshore-Pfahlrammung der gesamte Rammprozess gemessen/überwacht (rammbegleitende Messung). Somit könnte beispielsweise für jeden einzelnen, aufgezeichneten Rammschlag die Tragfähigkeit zu diesem Zeitpunkt der Rammung durch 'signal matching' ausgewertet werden.

Um den möglichen Ausfall einzelner Sensoren kompensieren zu können, sollte sinnvollerweise ein redundantes Messsystem installiert werden. Wie beschrieben, besteht ein Messsystem aus insgesamt zwei gegenüberliegend angebrachten Sensorpaaren. Bei einer Messkampagne offshore, sollten somit insgesamt vier Sensorenpaare, bestehend aus vier Beschleunigungsaufnehmern und vier Dehnungsmessstreifen, am Pfahl installiert werden. Die Sensorenpaare werden häufig an den Viertelspunkten des Pfahles (90° versetzt) angebracht. Um eine ebene Dehnwellenfront (siehe z. B. [Fritsch, 2008]) voraussetzen zu können, ist üblicherweise zwischen Pfahlkopf und Messebene ein Abstand von $\geq 1,5 \cdot D$ (D = Durchmesser des Pfahls) zu wählen. Bei der Rammung von Großrohrpfählen offshore hat sich jedoch gezeigt, dass bereits ab einem Abstand zwischen Pfahlkopf und Sensoren von $\geq 1,0 \cdot D$ eine ebene Dehnwellenfront existiert. Die Lage der Messgeber an einem Offshore-Großrohrpfahl zeigt beispielhaft Abbildung 3. Die Kabel von jeweils zwei Sensorpaaren werden in einer Verteilerbox zusammengeführt. Von diesem Verteiler aus läuft ein Kabel beispielsweise bis an Deck des Installationschiffes. Die gesamte in Abbildung 3 dargestellte Konfiguration ist für große Was-

sertiefen ausgelegt. An Deck des Installationsschiffes wird das Kabel über einen zweiten Verteiler an einen Messwertaufnehmer (PDR) angeschlossen.

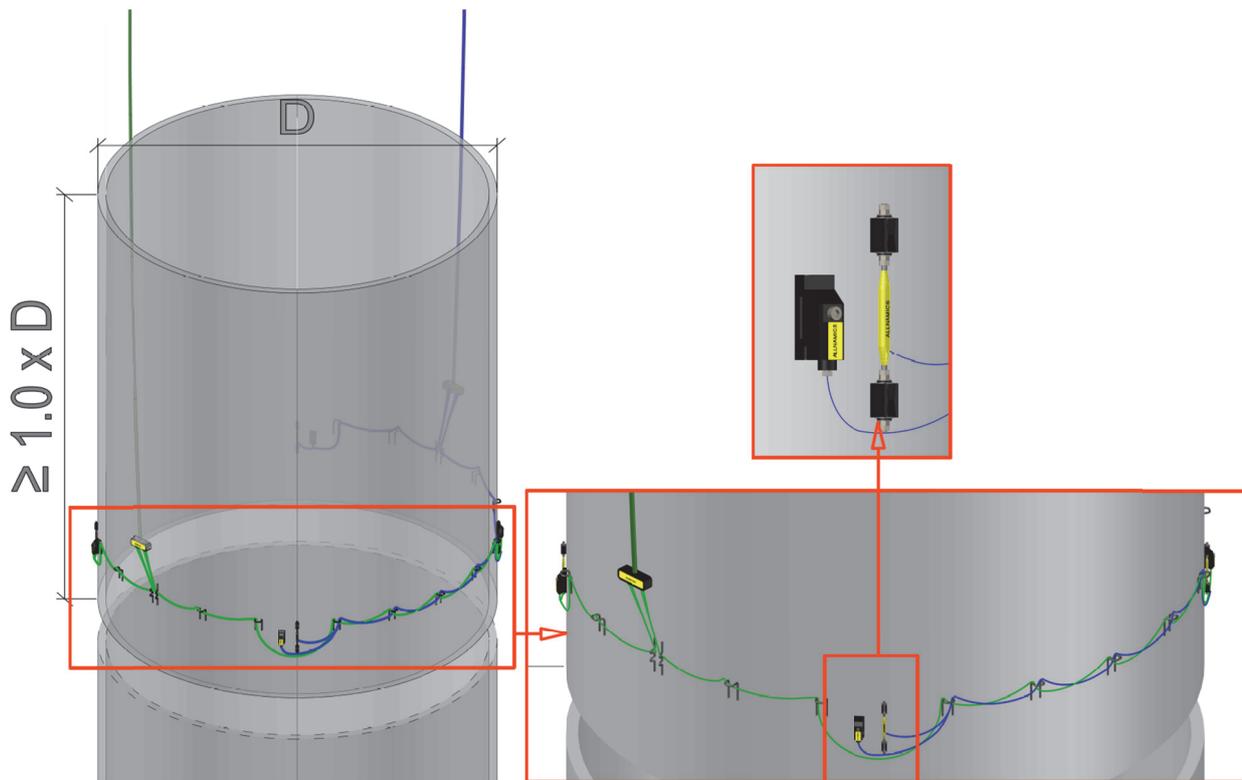


Abbildung 3: Lage der Sensoren an einem Großrohrpfahl offshore

2.2. Messwertaufnehmer (PDR)

Der Messwertaufnehmer (PDR) der Firma Allnamics (vgl. Abbildung 4) wurde als Vielzweck-Messgerät zur Durchführung aller gängigen dynamischen Pfahlprüfmethoden entwickelt. Aufgezeichnet werden kann:

- Der gesamte Rammprozess bei der Impuls-Pfahlrammung als sogenannte rammbegleitenden Messungen (PDA)
- Der gesamte Rammprozess bei der Vibrations-Pfahlrammung als sog. vibrationsbegleitende Messung (VDA)
- Jeder Einzelschlag bei einer dynamischen Probelastung (DLT)
- Jeder Einzelschlag bei einem Rapid-Load-Tests (RLT)
- Die Pfahlkopfgeschwindigkeit $v(t)$ bei einer 'low-strain' Integritätsprüfung
- Etc.

Im Aufzeichnungsmodus werden die Messdaten üblicherweise sowohl intern im Messgerät (PDR) als auch per Funk- oder Datenkabelübertragung auf einem Baustellencomputer gespeichert.



Abbildung 4: Messwertaufnehmer (PDR)

Die Eigenschaften des PDR können wie folgt beschrieben/aufgelistet werden:

- Funk- oder Kabelverbindung zu einem Computer (z. B. Laptop)
- 4-Kanal Messung je PDR
- Einstellbare Abtastrate bis zu 50 kHz pro Kanal
- 24-Bit A/D Wandlung
- Zusätzliche interne Festplatte zur Datensicherung
- Betriebsdauer im Batteriemodus: 6 Std. im Einsatz, 16 Std. im Ruhezustand
- Robuste Konstruktion, einfache Kabelfixierung, hohe Witterungsbeständigkeit
- Ausgestattet mit USID – Universal Sensor Information Device (Intelligentes Sensor-Informationen Gerät)
- Automatischer Sensor-Check (vor, während und nach der Rammung)
- PC-Erfassungssoftware mit umfangreichen Optionen zur Weiterverarbeitung der Daten im Lieferumfang enthalten

2.3. Messkonfigurationen

Je nach Anforderung bzw. Messaufgabe kann eine unterschiedliche Konfiguration zwischen Messwertaufnehmer (PDR), Sensoren und Baustellennotebook gewählt werden. Abbildung 5 zeigt vier verschiedene Konfigurationen für spezifische Messaufgaben.

Für den beschriebenen Zustand der Messung der Dehnwelle eines unter Wasser gerammten Offshore-Gründungspfahles ist die Konfiguration C zu wählen. Jeweils zwei Sensorenpaare werden an einem frei hängenden Unterwasserverteiler (Verteiler-Box) angeschlossen. Ein analoges Datenkabel führt von der unter Wasser Verteiler-Box zu einer zweiten und mit dem PDR verbundenen Verteiler-Box, beispielsweise an Deck

des Installationsschiffes. Die Übertragung zum Baustellencomputer (z. B. Notebook) kann sowohl per Funk als auch über ein Ethernet-Kabel (Standard) erfolgen.

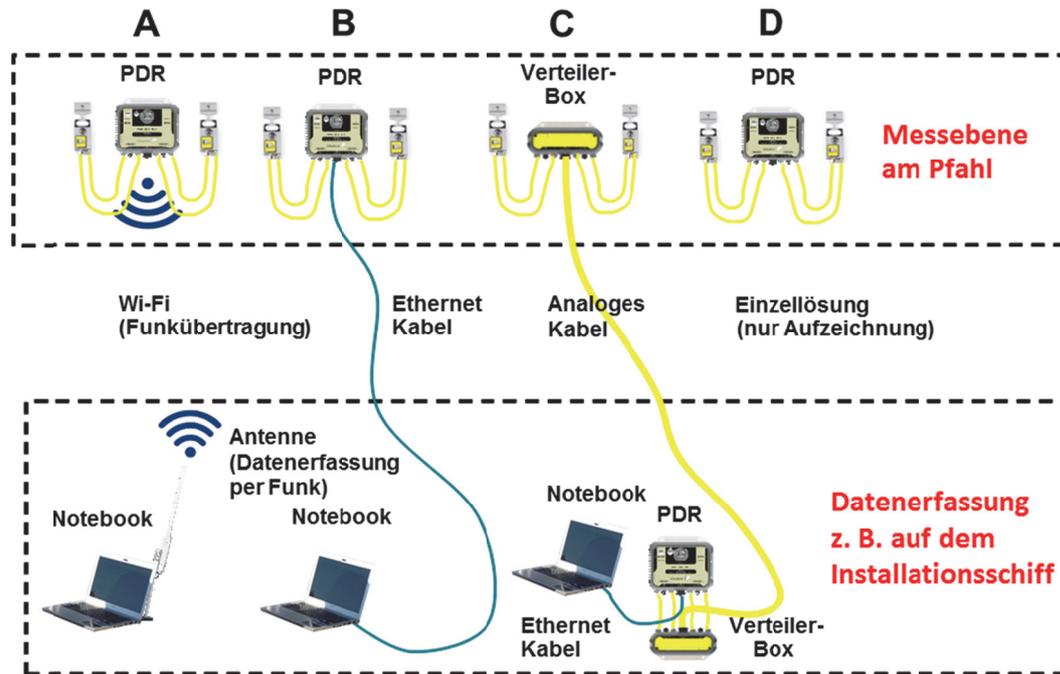


Abbildung 5: Ausgewählte PDA-Konfigurationen mit dem PDR

3. Energie

3.1. Grundlagen

Energiebetrachtungen werden bei der Pfahlrammung üblicherweise zur Wahl des Impulshammers, bei der Simulation des Rammvorganges mit einer geeigneten Software oder zur Berechnung der Vorschädigung des Pfahles durch den Rammimpuls verwendet.

Zur Beschreibung der Hammereffizienz sind eingangs zwei Situationen zu definieren, in denen jeweils ein Energieverlust entsteht:

1. Die Hammereffizienz η_k beschreibt das Verhältnis zwischen potentieller Energie E_k der Fallmasse aus einer definierten Fallhöhe h und der kinetischen Energie E_i (Impulsenergie) beim Auftreffen der Fallmasse auf die Schlagplatte des Hammers:

$$\eta_h = E_k/E_i \quad (1)$$

2. Die Übergangseffizienz η_t beschreibt den Energieverlust zwischen der kinetischen Energie des Rammhammers E_i und der in den Pfahl übertragenen Energie E_t (Übergangsenergie):

$$\eta_t = E_t/E_i \quad (2)$$

Die kinetische Energie der Freifallmasse (ohne Beschleunigung) wird berechnet zu:

$$E_i = 0,5 \cdot m \cdot v^2 \quad (3)$$

Wobei m die Masse des Freifallgewichtes und v die Geschwindigkeit beim Auftreffen beschreibt. In Impulshämmern der neusten Generation wird die Impulsenergie durch ein internes Monitoring-System, durch Messung der Geschwindigkeit der Fallmasse direkt vor dem Auftreffen auf die Schlagplatte, berechnet und kann somit relativ exakt bestimmt werden.

Die in den Pfahl eingeleitete Energie (Übergangsenergie), als Anteil der Impulsenergie ($E_t = E_i \cdot \eta_t$), wird klassischerweise als Integral der Kraft F_t und Geschwindigkeit v_t über die Zeit t berechnet:

$$E_t = \int F_t \cdot v_t dt \quad (4)$$

Für den betrachteten Fall der 'Pfahldynamik' kann die in den Pfahl eingeleitete Energie E_t über die Messung von Dehnung $\varepsilon(t)$ und Beschleunigung $a(t)$ am Pfahlkopf (vgl. Abschnitt 2.2) berechnet werden.

Die in den Pfahl eingeleitete Kraft F_t wird hierbei über den E-Modul des Materials, dessen Querschnitt sowie die gemessene Dehnung berechnet:

$$F(t)_t = E \cdot A \cdot \varepsilon(t) \quad (5)$$

Die Pfahlgeschwindigkeit v_t wird aus der Integration der gemessenen Beschleunigung ermittelt:

$$v(t)_t = \int a(t)_t dt \quad (6)$$

Die klassische Berechnung der in den Pfahl eingeleiteten Energie E_t aus den Messergebnissen einer dynamischen Probelastung (DLT) ist jedoch nicht immer gültig bzw. richtig, da die Übertragungsenergie aus der Summe der abwärts (\downarrow) und aufwärts (\uparrow) laufenden Dehnwellenanteile berechnet wird. Die nach unten gerichteten Wellenanteile kommen hierbei anfänglich ausschließlich aus dem Rammimpuls des Hammers. Die reflektierten Wellenanteile ergeben sich beispielsweise aus den Widerständen im Boden oder Querschnittswechseln im Pfahl. Der Begriff abwärts (\downarrow) ist hier als vom Pfahlkopf zum Pfahlfuß gerichtet und aufwärts (\uparrow) als vom Pfahlfuß zum Pfahlkopf laufend definiert.

Richtigerweise wird die eingeleitete Energie ausschließlich aus den abwärts gerichteten Kraft- und Geschwindigkeitsanteilen aus dem Rammschlag berechnet. Reflektierende, bzw. aufwärts laufende Dehnwellenanteile sind bereits in die Energieberechnung mit eingeflossen und dürfen nicht erneut berücksichtigt werden (vgl. Abbildung 6).

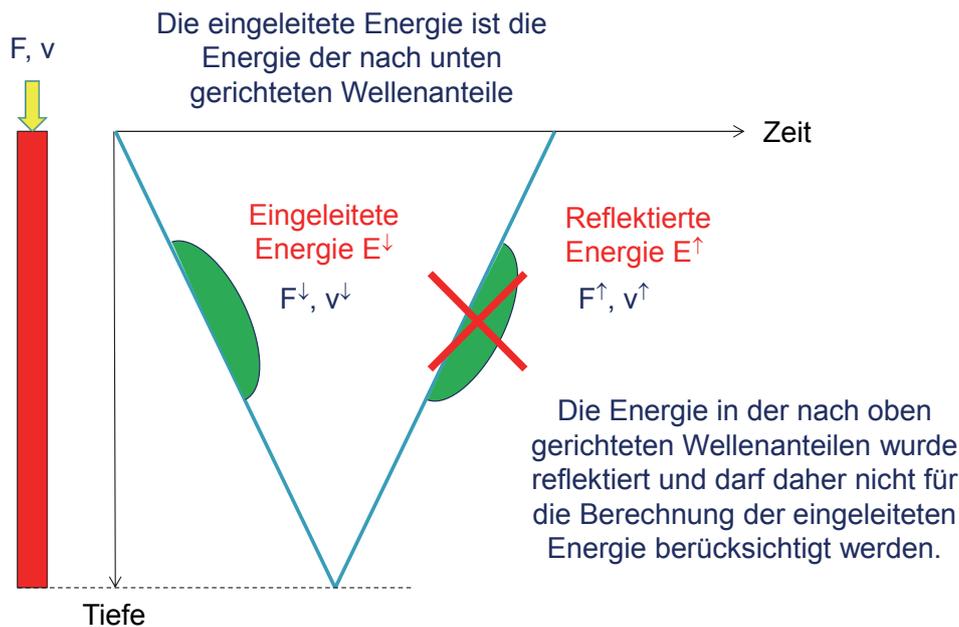


Abbildung 6: Berechnung der eingeleiteten Energie

Je nach Größe der reflektierten Wellenanteile, Pfahllänge, Einbindetiefe, Querschnittsverlauf, Lage der Sensoren, Kontaktzeit des Hammers etc., können die reflektierten Wellenanteile einen deutlichen Einfluss auf die im klassischen Fall berechnete eingeleitete Energie (Gl. 4) haben und diese verfälschen. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels wird daher ein genauerer Ansatz zur Berechnung der eingeleiteten Energie bzw. Übertragungseffizienz vorgestellt. Der Ansatz basiert hierbei auf der ausschließlichen Betrachtung der abwärts (\downarrow) gerichteten Wellenanteile.

3.2. Eindimensionale Wellengleichung

Durch die Messung von Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf wird der Dehnlendurchlauf des Rammimpulses über die Größen Kraft $F(t)$ und Teilchengeschwindigkeit $v(t)$ abgebildet. Zu jedem Zeitpunkt t beinhaltet das Messsignal (F , bzw. v) die Summe der abwärts (\downarrow) bzw. aufwärts (\uparrow) laufenden Wellenanteile im Pfahl. Somit ergibt sich:

$$F = F^{\downarrow} + F^{\uparrow} \quad (7)$$

$$v = v^{\downarrow} + v^{\uparrow} \quad (8)$$

Die abwärts (\downarrow) bzw. aufwärts (\uparrow) gerichteten Wellenanteile der Kraft können nach Gl. 9 und Gl. 10 auch über das Produkt von Teilchengeschwindigkeit $v(t)$ und Impedanz Z (Proportionalitätsfaktor) bestimmt werden. Die theoretischen Grundlagen zu den Gleichungen können beispielsweise [Fritsch, 2008] oder [Stahlmann et al., 2004] entnommen werden.

$$F^\downarrow = Z \cdot v^\downarrow \quad (9)$$

$$F^\uparrow = -Z \cdot v^\uparrow \quad (10)$$

Mit:

$$Z = \text{Pfahlimpedanz} = E \cdot A / c = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho} \quad [\text{Ns/m}]$$

$$E = \text{Elastizitätsmodul} \quad [\text{N/m}^2]$$

$$A = \text{Pfahlquerschnitt} \quad [\text{m}^2]$$

$$\rho = \text{Dichte des Pfahlmaterials} \quad [\text{kg/m}^3]$$

$$c = \text{Wellengeschwindigkeit} = \sqrt{E/\rho} \quad [\text{m/s}]$$

Durch Einsetzen von Gl. 7 und Gl. 8 in Gl. 4, kann die eingeleitete Energie E_t auch über die abwärts (\downarrow) bzw. aufwärts (\uparrow) laufenden Wellenanteile der Kräfte und Geschwindigkeiten beschrieben werden:

$$E_t = \int (F^\downarrow + F^\uparrow) \cdot (v^\downarrow + v^\uparrow) \cdot dt \quad (11)$$

oder:

$$E_t = \int (F^\downarrow \cdot v^\downarrow + F^\downarrow \cdot v^\uparrow + F^\uparrow \cdot v^\downarrow + F^\uparrow \cdot v^\uparrow) \cdot dt \quad (12)$$

Durch Einsetzen von Gl. 9 und Gl. 10 in Gl. 12 erhält man:

$$E_t = \int (F^\downarrow \cdot v^\downarrow - F^\downarrow \cdot F^\uparrow / Z + F^\uparrow \cdot F^\downarrow / Z + F^\uparrow \cdot v^\uparrow) \cdot dt \quad (13)$$

$$E_t = \int (F^\downarrow \cdot v^\downarrow + F^\uparrow \cdot v^\uparrow) \cdot dt \quad (14)$$

$$E_t = \int (F^\downarrow \cdot v^\downarrow) \cdot dt + \int (F^\uparrow \cdot v^\uparrow) \cdot dt \quad (15)$$

$$E_t = E_t^\downarrow + E_t^\uparrow \quad (16)$$

Gleichung 16 zeigt, dass die klassische Formel zur Berechnung der Energie E_t sowohl die abwärts E_t^\downarrow als auch die reflektierten Energieanteile E_t^\uparrow beinhaltet.

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 7 und Abbildung 8) zeigen den Einfluss der nach oben gerichteten Energie E_t^\uparrow auf die Berechnung der maximal in den Pfahl eingeleiteten Energie. Bei einem Stahlpfahl mit konstantem Querschnitt, einer Kontaktzeit des Hammers t_E (Länge des Impulses) und einer geringen Einbindung in den Boden (Beginn der Rammung) haben die in Rot dargestellten, reflektierenden Anteile keinen Einfluss auf die Berechnung der maximal eingeleiteten Energie. Die maximale Energie kann nach der Kontaktzeit t_E 'unverfälscht' berechnet werden.

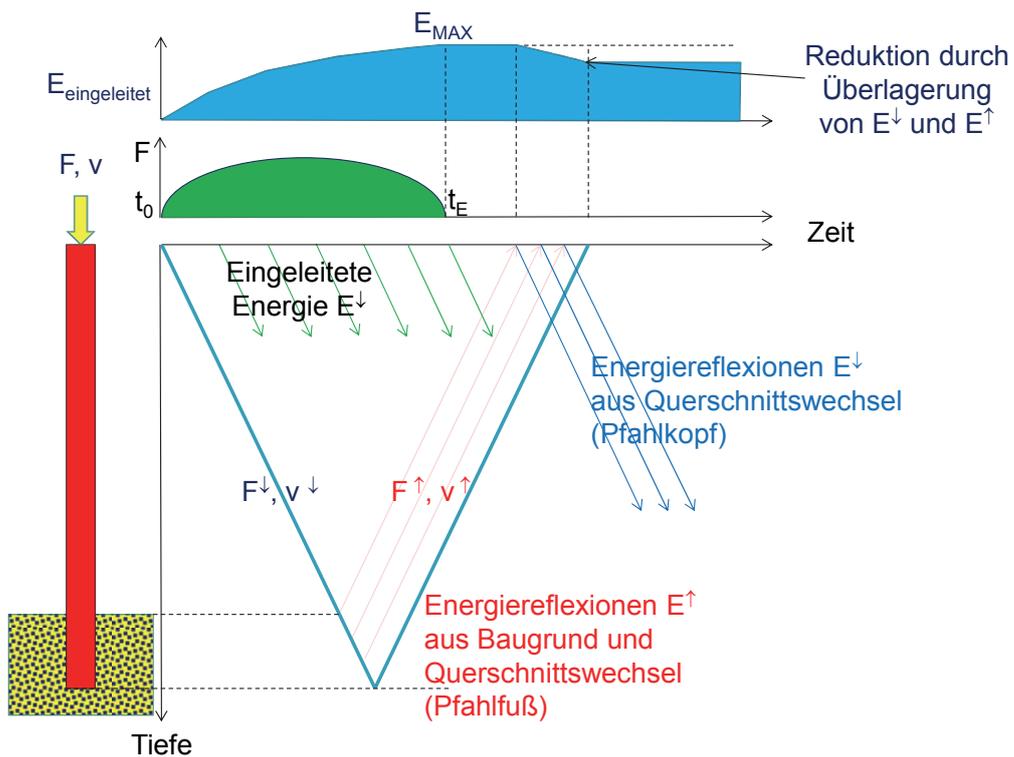


Abbildung 7: Maximal eingeleitete Energie, berechnet ohne Einfluss von Reflexionen

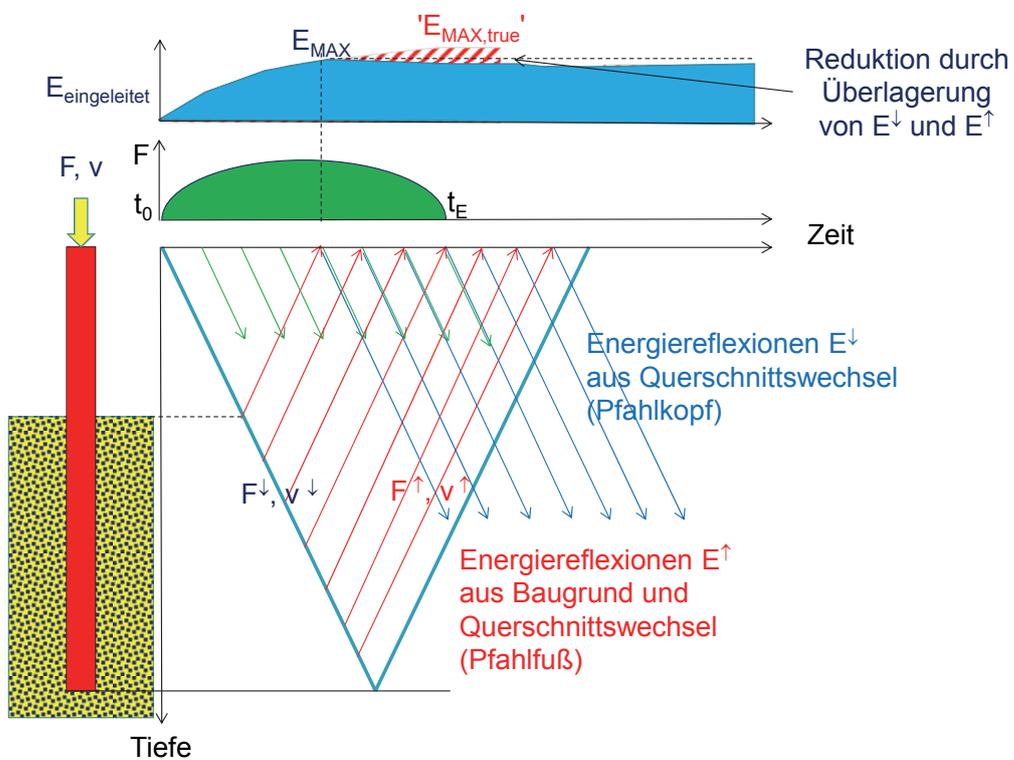


Abbildung 8: Maximal eingeleitete Energie, berechnet mit Einfluss von Reflexionen

Im weiteren Verlauf der Pfahlrammung reduziert sich der Abstand zwischen Pfahlkopf und Geländeoberkante, sodass noch in der Zeit der Energieeinleitung des Hammers E_t^\downarrow reflektierende Anteile aus dem Boden E_t^\uparrow die Gesamtenergie E_t verfälschen (berechnet nach Gl. 4).

Für eine realistischere Berechnung der Energie E_t sollten daher ausschließlich die Kräfte und Geschwindigkeiten der abwärts (\downarrow) laufenden Wellenanteile aus dem Rammimpuls (dem Impulshammer) berücksichtigt werden. Hieraus ergibt sich dann:

$$E_{\text{eingeleitet,abwärts}} = E_t^\downarrow = \int (\mathbf{F}^\downarrow \cdot \mathbf{v}^\downarrow) \cdot dt \quad (17)$$

Übergangseffizienz η_t ergibt sich somit zu:

$$\eta_t^\downarrow = E_t^\downarrow / E_t \quad (18)$$

3.3. Kritische Betrachtung

Auch wenn die oben angegebenen Gleichungen (Gl. 17 und Gl. 18) eine Verbesserung der klassischen Berechnung der Übergangseffizienz η_t und eingeleiteten Energie E_t darstellen (Gl. 2 und Gl. 4), so sind diese Formeln ebenfalls nur dann korrekt, wenn ausschließlich die abwärts gerichteten Wellenanteile aus dem Hammer der Berechnung zugrunde gelegt werden. Durch Reflexionen der aufwärts laufenden Dehnwelle am Pfahlkopf (vgl. Abbildung 8) können aber auch in den 'verbesserten' Gleichungen zusätzliche nach unten gerichtete Wellenanteile zu einem verfälschten Ergebnis führen.

Zur Energieberechnung müssen somit immer auch die Randbedingungen des Gesamtsystems Hammer-Pfahl-Boden betrachtet werden, um ausschließen zu können, dass die Energieberechnung ein verfälschtes Ergebnis liefert. Entscheidend sind hierbei die Parameter:

- Kontaktzeit des Hammers beim Rammschlag (t_0 bis t_E)
- Lage der Messgeber/Sensoren
- Abstand zwischen den Sensoren und der Geländeoberkante (Beginn der Reflexionen aus dem Bodenwiderstand)
- Impedanzprofil des Pfahls (Reflexionen aus Querschnittswechseln, ggf. auch aus Steifigkeitswechseln)

Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass die Kraft F^\downarrow nach Gl. 5 und die Geschwindigkeit v^\downarrow nach Gl. 6 über die Messung von Dehnung und Beschleunigung am Pfahlkopf (siehe Abschnitt 2) berechnet werden, daher indirekt bestimmt werden, was je nach mathematischer Formulierung und nachlaufender Berechnung weitere Fehler implizieren kann.

4. Simulation

Um den Einfluss unterschiedlicher Übergangseffizienzen, beispielsweise auf die Pfahlwiderstände oder die Vorschädigung des Pfahles durch den Rammprozess darstellen zu können, werden nachfolgend Ergebnisse aus Rammsimulationen gezeigt. Die Rammsimulationen wurden hierbei mit der Software AllWave-PDP der Firma Allnamics B.V. durchgeführt, welches auf der eindimensionalen Wellentheorie (vgl. z. B. [Fritsch, 2008], [Stahlmann et al., 2004], [EA-Pfähle, 2012]) basiert. Abbildung 9 zeigt exemplarisch den Aufbau des Systems Hammer-Pfahl-Boden im Programm.

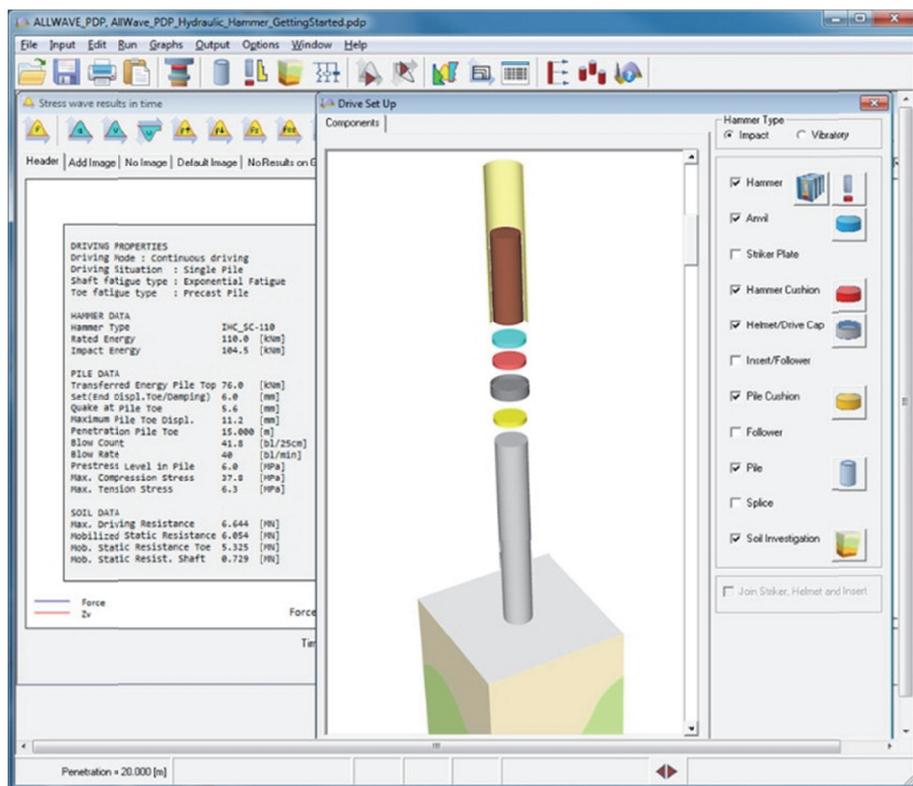


Abbildung 9: Aufbau Hammer-Pfahl-Boden – AllWave PDP

Der Programmcode basiert auf der Methode der Charakteristiken [Middendorp, 2004]. Die grundlegende mathematische Formulierung besteht dabei in der Reduktion des komplexen Gesamtmodells auf die Lösung gewöhnlicher Differentialgleichungen, welche eine exakte Lösung zulassen. Dieser Ansatz wurde erstmals von de Saint Venant vorgestellt. Zur Simulation der Wellenausbreitung im Pfahl wird ein linear-elastisches Verhalten zugrunde gelegt. Der anstehende Boden wird mittels Feder-Dämpfer-Systemen gekoppelt am Pfahl berücksichtigt. Dabei wird ein ideal-elastisches, ideal-plastisches Materialverhalten unterstellt [Fritsch et. al, 2013].

4.1. Modell

Für die Simulation wurde ein typischer, nichtbindiger Boden der deutschen Nordsee gewählt, mit bekanntermaßen hohen bis sehr hohen Spitzendruckwiderständen der CPT-Sonde (> 60 MPa). Für Dämpfungsparameter des Bodens, den Maximalwert der linear-elastischen Pfahlverschiebung (Quake) etc. wurden allgemein bekannte Größenordnungen angesetzt. Die kinetische Energie des Hammers E_i wurde ähnlich zu einer 'standardmäßigen' Offshore-Rammung übernommen. Der Modellpfahl hat die folgenden Spezifikationen:

- Material: Stahl (E-Modul 210.000 MN/m², Wichte: $77,5$ kN/m³)
- Außendurchmesser: $3,00$ m
- Wandstärke: 3 cm
- Länge: 40 m (konstanter Querschnitt)
- Einbindetiefe zu Beginn der Rammung: $5,00$ m (Eindringung aus Eigengewicht)
- Einbindetiefe zum Ende der Rammung: $30,00$ m

Die standardmäßig zur Verfügung stehenden Informationen aus der Rammung eines OWEA-Gründungspfahles zeigt Abbildung 10. Impulshämmer der neusten Generation liefern die intern gemessene kinetische Energie jedes Rammschlages (Abbildung, links). Die Anzahl der Rammschläge über eine bestimmte Tiefe ($0,25$, $0,5$ bzw. $1,0$ m) wird ebenfalls standardmäßig während der Installation erfasst (Abbildung, rechts).

In den nachfolgenden Rammsimulationsstudien wurden zwei Varianten der Übergangseffizienz η_t bzw. der in den Pfahl eingeleiteten Energie E_t untersucht. In der ersten Simulation wurde, in Anlehnung an die Angaben der Hammerhersteller Menck GmbH [Menck GmbH] oder IHC Hydrohammer® B.V. eine Übergangseffizienz von 95% gewählt.

In der zweiten Simulation wurde eine Übergangseffizienz von 75% angenommen. Die niedrigere Effizienz kann hierbei aus der 'falschen' Berechnung der Energie aufgrund der Überlagerung von $E_t^{\downarrow} + E_t^{\uparrow}$ resultieren (vgl. Kapitel 3). Ebenfalls kann aber auch die Konfiguration Hammer, Anvil (Übergangselement zwischen Hammer und Pfahl), Rammhaube, Pfahl, Wassertiefe etc. zu einer deutlichen Reduktion der eingetragenen Energie im Pfahl führt.

Die hier dargestellten Ergebnisse soll lediglich zeigen, wie sich die Parameter Tragfähigkeit (Mantelreibung und Spitzendruck) und Vorschädigung durch den Rammprozess bei unterschiedlichen Übergangseffizienzen η_t verändern.

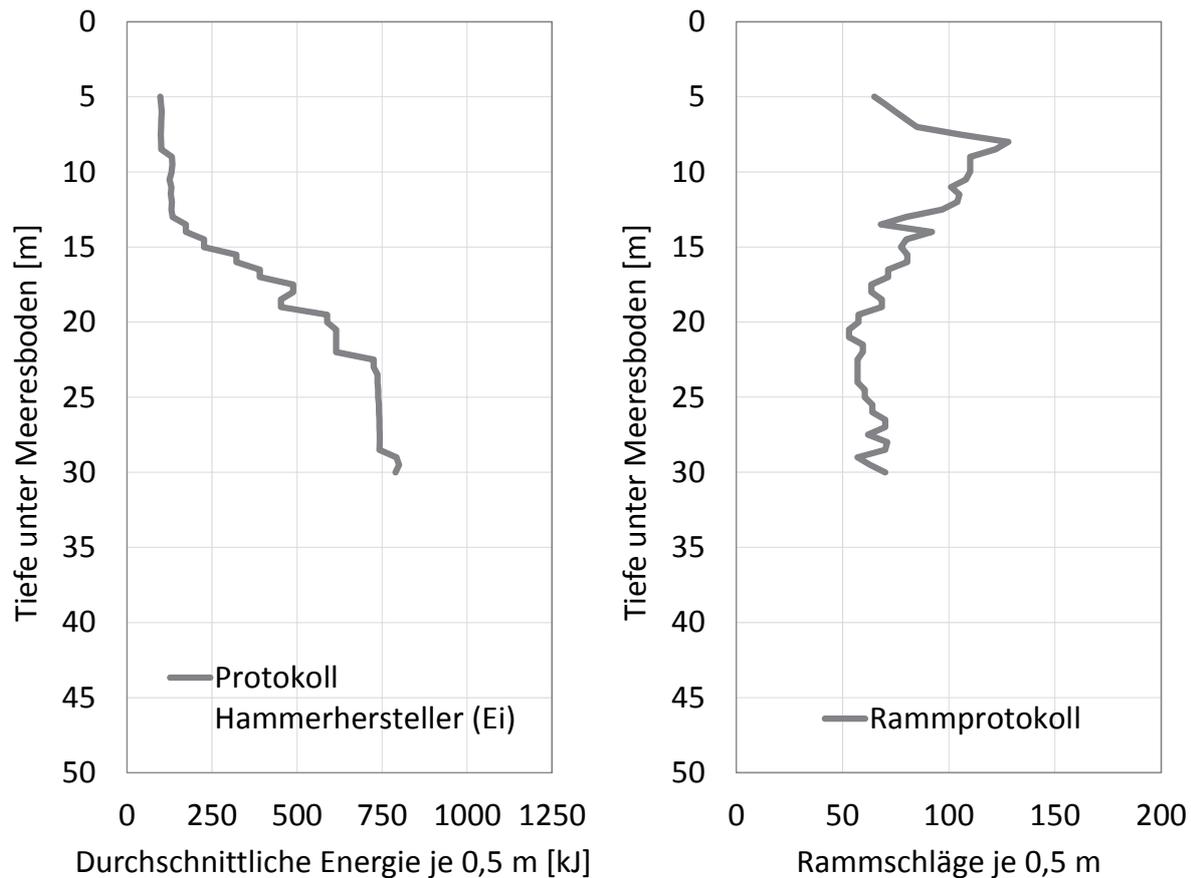


Abbildung 10: Standardinformationen von der Pfahlrammung

4.2. Ergebnisse

Die in der Folge dargestellten Ergebnisse der Rammsimulationsstudien basieren auf der Nachrechnung (post-prediction) der Daten aus Abbildung 10 sowie den Angaben zu Hammer, Pfahl und Baugrund.

In einem ersten Schritt wurde die kinetische Energie des Hammers E_i mit einer Übergangseffizienz η_t^\downarrow von 95% und 75% multipliziert. Das Ergebnis der Simulation zeigt Abbildung 11 als in den Pfahl eingeleitete Energie E_t^\downarrow (vgl. Gl. 17).

Durch Anpassung der Bodenwiderstände (Mantelreibung und Spitzendruck) wurde in einem zweiten Schritt eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen (Abbildung 10, rechts) und simulierten Rammschlägen (Abbildung 11, rechts) je 0,5 m Einbindung gesucht. Um eine gute Übereinstimmung erzielen zu können, ist der Simulationsvorgang oftmals häufig zu wiederholen, bei jeweiliger Veränderung bzw. Anpassung der Widerstände des Bodens. Als Ergebnis konnte hier eine sehr gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und simulierten Rammschlägen je 0,5 m Pfahleindringung erzielt werden. Zu erwähnen ist hierbei, dass der sogenannte Pfahllängeneffekt

(friction fatigue) als Veränderung der Mantelreibung während der Rammung, in den Simulationen berücksichtigt wurde.

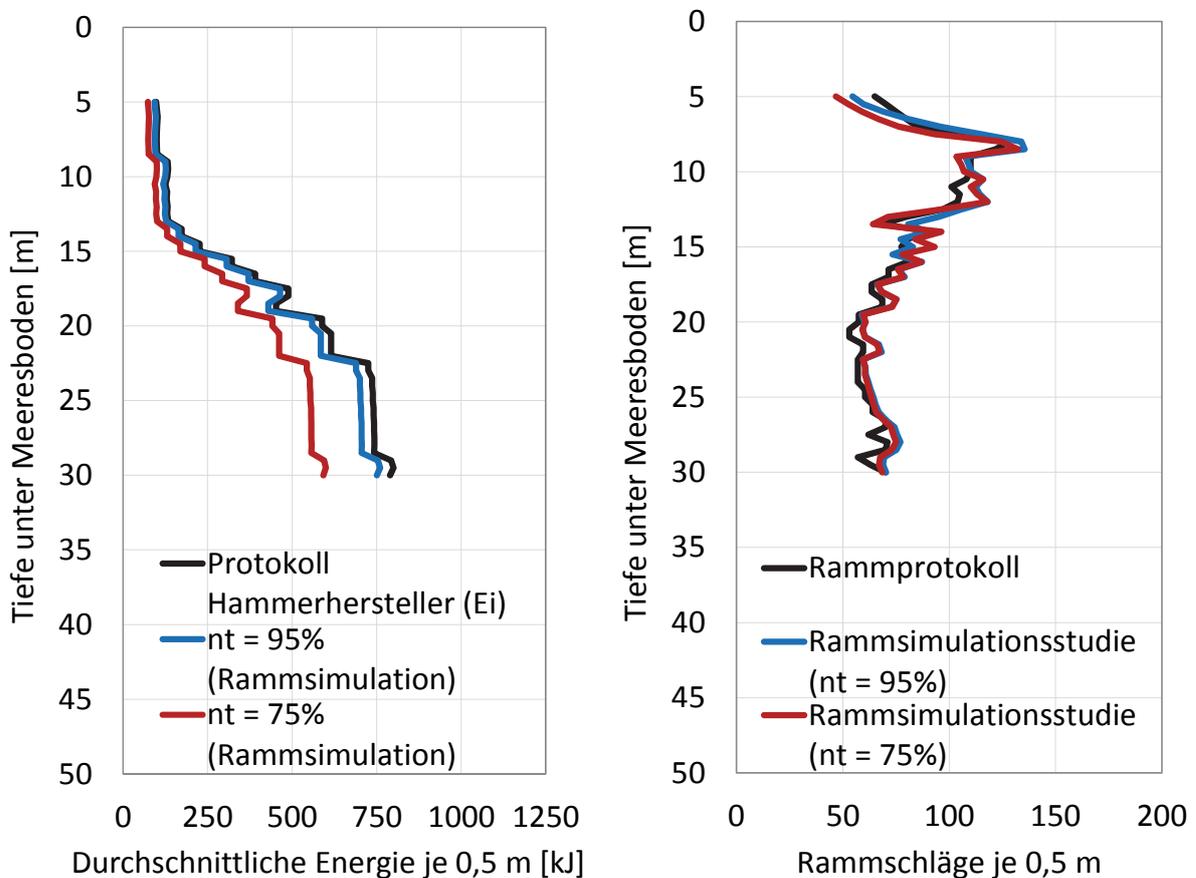


Abbildung 11: Ergebnisse Rammsimulationsstudien, Qualität der Simulation anhand der Rammschläge je 0,5 m Einbindung

Aus dem Ergebnis der Rammsimulationsstudie, als beste Anpassung von gemessenen und berechneten Daten, kann beispielsweise die Pfahltragfähigkeit (Summe der Pfahlwiderstände) abgelesen werden. Abbildung 12 zeigt die Aufteilung von Mantelreibung und Spitzendruck in Abhängigkeit von der gewählten Übergangseffizienz η_t^\downarrow . Die hier dargestellten Pfahlwiderstände beschreiben den Zustand am Ende der Rammung (end of initial driving, EoD). Bei einer Übergangseffizienz η_t^\downarrow von rd. 75% muss der Bodenwiderstand im Vergleich zu einer Übergangseffizienz von 95% um rd. 18% reduziert werden, um den in situ gemessenen Verlauf der Rammschläge über die Einbindetiefe annähernd deckungsgleich abbilden zu können.

Des Weiteren kann aus der Rammsimulation beispielsweise auch die Vorschädigung des Pfahles aus dem Rammprozess bewerten werden (Pile driving fatigue analysis).

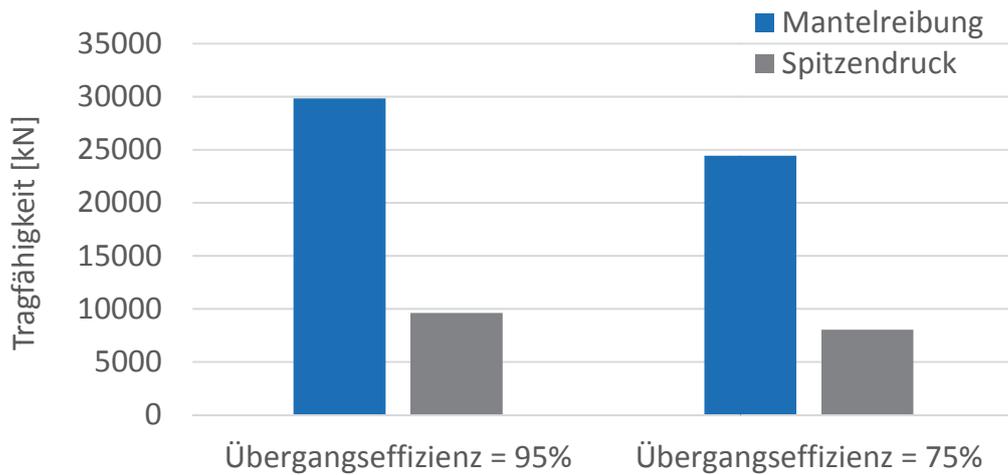


Abbildung 12: Bodenwiderstände am Ende der Rammung bei unterschiedlichen Übergangseffizienzen η_t

Detaillierte Informationen zur Berechnung der Vorschädigung können beispielsweise [Fritsch et al., 2013] entnommen werden. Abbildung 13 zeigt die hier berechnete Vorschädigung im Stahl bei der jeweiligen Übergangseffizienz.

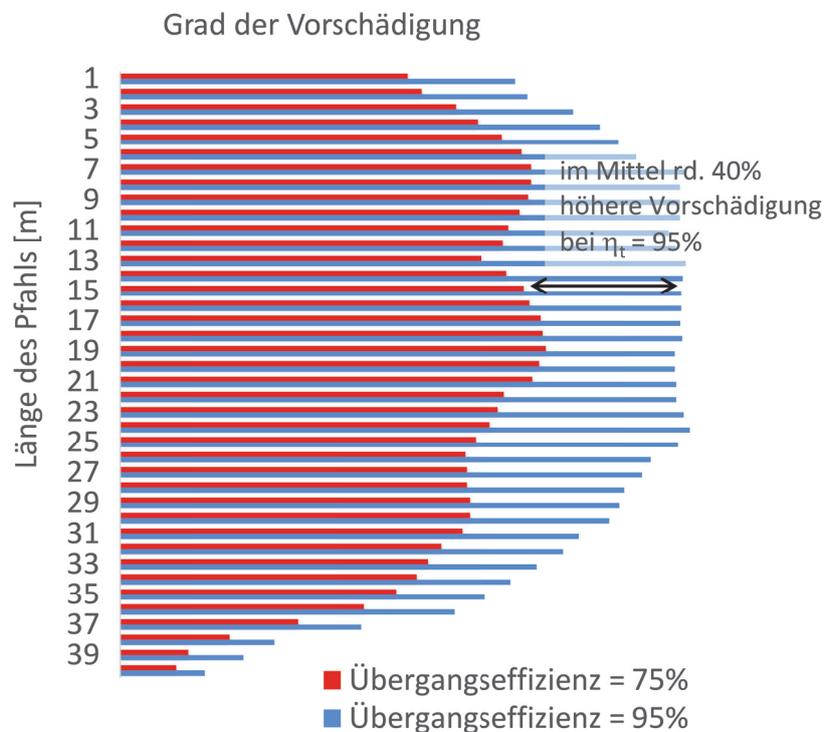


Abbildung 13: Vorschädigung durch den Rammprozess, prozentuelle Abweichung bei unterschiedlichen Übergangseffizienzen η_t

Bei einer Übergangseffizienz η_t^\downarrow von rd. 95% ist die Vorschädigung im hier betrachteten Beispiel im Mittel rd. 40% höher als bei einer Übergangseffizienz von 75%.

4.3. Interpretation

Die dargestellten Ergebnisse zeigen, dass in Abhängigkeit von der tatsächlich in den Pfahl eingeleiteten Energie E_t^\downarrow bzw. der Größe der Übergangseffizienz η_t^\downarrow , deutliche Abweichungen in den Bodenwiderständen und der Vorschädigung des Pfahles durch den Rammprozess entstehen können.

Im Vorfeld von Simulationsstudien sollte daher die tatsächlich in den Pfahl eingeleitete Energie bzw. die Übergangseffizienz η_t bzw. η_t^\downarrow im Detail betrachtet und analysiert werden, um realistische Ergebnisse durch die Simulation erzielen zu können.

5. Zusammenfassung

Mit dem vorliegenden Beitrag wurde gezeigt, dass der Ansatz der eingetragenen Energie in den Rammpfahl sowohl auf die ermittelten Pfahlwiderstände als auch auf die Vorschädigung des Pfahles einen signifikanten Einfluss aufweist. Neben messtechnischen Fragestellungen sind ebenfalls wellenmechanische Grundlagen in die Energiebetrachtung mit einzubeziehen, um Fehlerquellen in nachlaufenden Berechnungen auf ein Minimum zu reduzieren.

Die Autoren der Fichtner Water & Wind GmbH beschäftigen sich seit Beginn der Installation von Offshore-Gründungspfählen in der deutschen Nord- und Ostsee intensiv mit der oben genannten Thematik, welche insbesondere für Rammsimulationen entscheidend ist. Aufbauend auf der Nachrechnung einer Vielzahl von bereits in der Nord- und Ostsee installierten Stahl-Großrohrpfählen (>>100) konnte eine umfangreiche Datenbank aus Pfahl-Rammungen in unterschiedlichsten geologischen Schichtabfolgen sowie verschiedener Pfahl-Hammer-Konfigurationen aufgebaut werden. Durch die kontinuierliche statistische Auswertung dieser Daten können Simulationsstudien für zukünftige Windparks an den Bestandsdaten eines 'Baugrunds mit vergleichbaren geotechnischen Eigenschaften' kalibriert und somit realistischere Simulationsergebnisse erzielt werden.

Literatur

BSH Standard Konstruktion, Anwendungshinweise (2012)

Anwendungshinweise für den Standard „Konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen“ des BSH, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie

EA-Pfähle (2012)

Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Dortmund, Ernst & Sohn, 2. Auflage

Fischer, J.; Hensel, J.; Zahlmann, J.; Stahlmann, J. (2011)

Zur Messgeberapplikation bei dynamischen Pfahltests an Offshore – Gründungselementen, Pfahl-Symposium 2011, Fachseminar am 17./18.02.11 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94.

Fritsch (2008)

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, Dissertation, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 86.

Fritsch, M.; Fischer, J.; Hensel, J. (2013)

Modelle zur Offshore-Rammsimulation mit gekoppelter Vorschädigungsberechnung, Pfahl-Symposium 2013, Fachseminar am 21./22.02.13 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 96.

Menck GmbH

Website Menck GmbH; Hydraulic Underwater Pile Driving Hammers – MHU, (30.01.2014), <http://www.menck.com/products/hammers/>

Middendorp, P. (2004)

Thirty years of experience with the wave equation solution based on the method of Characteristics. 7th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, Kuala Lumpur, Malaysia

Stahlmann, J.; Kirsch, F.; Schallert, M.; Klingmüller, O.; Elmer, K.-H. (2004)

Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch, 4. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', Technische Akademie Esslingen, 20.-21.01.2004, ISBN 3-924813-55-8, S. 23-40

Dipl.-Ing. Jan Fischer
Dr.-Ing. Maik Fritsch

Fichtner Water & Wind GmbH
Hammerbrookstrasse 47b, 20097 Hamburg

jan.fischer@fww.fichtner.de
maik.fritsch@fww.fichtner.de

www.fww.fichtner.de
Tel.: +49 (0)40 300673-111

Peter Middendorp, MSc

Allnamics Pile Testing Experts BV
Waterpas 98, 2495 Den Haag (NL)

middendorp@allnamics.eu

www.allnamics.eu
Tel.: +31 (0) 703077499

FICHTNER

WATER & WIND

Hammerbrookstrasse 47b
D-20097 Hamburg

Tel. +49 40 300673 – 0
Fax. + 49 40 300673 – 110

info@fww.fichtner.de
www.fww.fichtner.de

Wir bieten:

Wasserbau

Verkehrswasserbau, Hafenplanung,
Küstenschutz, Hochwasserschutz,
Nassbaggerarbeiten, Bodenmanagement

Tragwerksplanung

Konstruktiver Wasserbau, Bauen im Bestand,
Ingenieurbauwerke, Ausführungsplanung

Geotechnik

Grundbau, Geotechnik, Ingenieur- und
Hydrogeologie, Erdbaulabor, Erdbau

Offshore Wind

Windparkplanung, Ertragsanalysen, Design,
Design Review, Lender's Engineering,
Elektrotechnik, Installation, Logistik,
Bauüberwachung

Onshore Wind

Machbarkeitsstudien, Wind- und
Ertragsprognosen, Lender's Engineering, Owner's
Engineering, Design Review, Bauleitung

Mit interdisziplinärer Arbeitsweise und
ausgezeichneter fachspezifischer Expertise bieten
Ihnen unsere Mitarbeiter ein breit gefächertes
Planungs- und Beratungsangebot.

Ein Unternehmen der
FICHTNER Gruppe



CONSULTING & IT



ENERGIE



UMWELT



WASSER & INFRASTRUKTUR

Ein parallelisierbarer Datenlogger unter Low-Power und Low-Cost Anforderungen für autarke Messboxen

Matthias Schwarz

1 Einleitung

Wenn wir uns in den Aufgabengebieten der Geotechnik umschauen, so stellen wir fest, dass Feldtests und Problemstellungen im rauen Gelände zur Tagesordnung gehören. Ein fertig erschlossenes Gebiet – gar mit Straßenanbindung, Stromversorgung und Glasfaser Internet – ist für den Forscher und den Ingenieur bekanntlich von wesentlich weniger Interesse als das neue Spülfeld, der zu bauende Damm oder der vermeintliche Böschungsbruch entlang einer Autobahn.

Im Weiteren geht es nun um die Aufzeichnung von Sensordaten, welche gebündelt in einer Art Messbox zusammenlaufen. Die Auswertung sollte später im Büro oder an heimischen PCs stattfinden. Abbildung 1 zeigt nun ein mögliches Szenario in stilisierter Form.

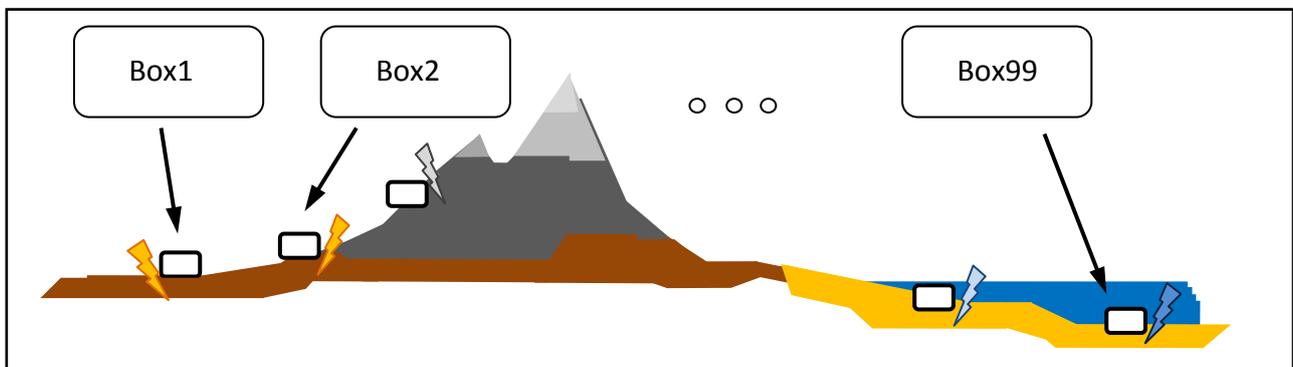


Abbildung 1: verallgemeinertes messtechnisches Problem von unabhängigen Messpunkten, exemplarisch für geotechnische Untersuchungen

Fasst man die Spezifikation einer solchen Messbox zusammen, so ist maßgeblich festzuhalten:

- äußeres Gehäuse den Umgebungen angepasst
- Sensoren werden bestmöglich und individuell verschieden angebunden
- unterschiedliche Sensortypen sind in das System integrierbar
- Aufnahmequalität mindestens 16 Bit, 24 Bit sind wünschenswert
- Abtastraten zwischen 1 kHz und 100 kHz

- Aufnahmedauer wenigstens für einige Tage
- eine eigene, zwingend für die Einsatzdauer ausgelegte Energieversorgung (Batterie)
- Kanäle innerhalb einer Box werden synchron aufgenommen
- Asynchronität von einer Box zur nächsten überschreitet einen definierten Wert nicht
- einfache Datenverarbeitung, die auf sehr große Datenmengen ausgelegt ist
- absolut low-cost

2 Marktsituation

Auf dem Markt scheint es zwei große Bereiche von Datenloggern zu geben. Die einen, die präzise arbeiten und die anderen, die eigenen Speicher für Messwerte mitbringen.

Kennzeichnend für die erste Gruppe der Datenlogger ist, dass sie keinen eigenen Speicher mitbringen. Sie verlangen ein PC-System, an welches sie angeschlossen werden. Der PC, ein Treiber und eine spezielle Software übernehmen in dem Fall die Datenverwaltung.

Solche Logger sind einer externen Soundkarte sehr ähnlich. Manchmal bieten sie noch grafische Displays und Schnellstartknöpfe und Sonderfunktionen, wie die FFT, und ähnliches. Gängige Abtastraten liegen bei solch Systemen häufig bis zu 200 kSa/s. Jedoch ist gerade bei Mehrkanalanlagen darauf zu achten, dass es sich hierbei nicht um sogenannte Summenabtastraten handelt. In solch einem Fall würden sich die 200 kSa/s bei etwaigen acht Kanälen auf 25 kSa/s pro Kanal reduzieren. Typischerweise besitzen solche Systeme einen großen Stromverbrauch, denn sie sind nicht auf den Stand-alone-Betrieb hin ausgelegt. Und bei einem Festeinbau in einen Prüfstand oder bei einem Laborversuch wird es an einer 220 V Energieversorgung nicht mangeln.

Die zweite Gruppe der Datenlogger kann alleine und autark arbeiten. Das heißt, bei diesen Systemen ist ein Batteriebetrieb vorgesehen, und auch die Speicherung der Daten findet intern innerhalb der Geräte statt. Die Daten können nach erfolgter Messung ausgelesen werden. Im einfachsten Falle sind hier einfache Diktiergeräte zu nennen. Bei diesen Systemen liegt ein Problem in der Asynchronität von einem Aufnahmegerät zum nächsten, denn diese Systeme loggen typischerweise maximal ein, zwei oder vier Kanäle. Genau damit fände eine Trennung statt zwischen den Kanälen innerhalb einer Messbox, die als synchron gefordert sind. Ein zweites Manko liegt in der Abtastrate, denn diese liegt

typischerweise nicht im höheren Bereich von 100 kSa/s – 200 kSa/s sondern eher niedrigen Bereich von 0,1 kSa/s – 10 kSa/s. Wenn man nun die Speichermengen betrachtet, so sind Speichergrößen im Bereich einiger MegaByte, selten auch bis hin zu GigaByte käuflich zu erwerben. Dennoch können diese Systeme bei synchronen Mehrkanalproblemstellungen nicht überzeugen.

Da ein System mit den im vorherigen Kapitel genannten Anforderungen in dieser Form nicht käuflich zu erwerben war, wurde es neu aufgebaut. Für dieses Vorhaben sind interdisziplinär gute Erfahrungen im sogenannten analog-digital-mixed-Signal-Bereich und labortechnische Kenntnisse und Ausstattungen vonnöten, denn diese Aufgabe verlässt den Bereich der Geotechnik und ist im Bereich der Elektrotechnik bzw. der Embedded-Systementwicklung und Signalverarbeitung einzuordnen.

3 Neuentwicklung

Die Entwicklung des Innenlebens der in der Einleitung beschriebenen Messbox reduziert sich weitestgehend auf die Entwicklung eines einfach zu benutzenden und günstigen Aufnahmesystems. Abbildung 2 zeigt das Blockschaltbild für einen Kanal und Abbildung 3 zeigt das System mit seinen realen Abmessungen.

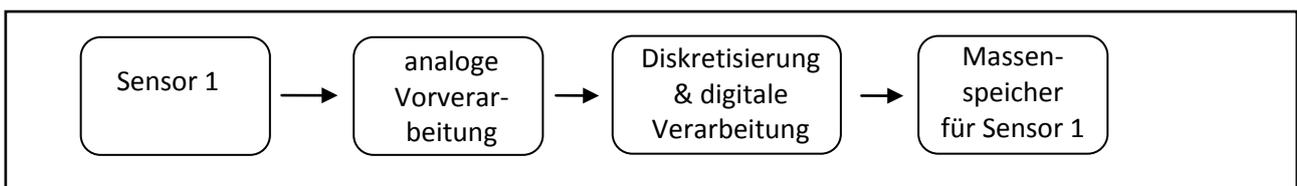


Abbildung 2: Der Blockschaltbildartige Aufbau eines Datenloggers, Links der Sensor, dann folgen zwei Blöcke Elektronik und ganz rechts ist der Speicher

Die linksseitige analoge Vorverarbeitung stellt dabei sicher, dass jede Art von Sensor angeschlossen werden kann. Dies beinhaltet insbesondere auch:

- ICP/IEPE-Anschlussstechniken, die häufig bei Beschleunigungssensoren Einsatz finden
- Viertel-, Halb- oder Vollbrückentechnik, wie sie häufig bei DMS genutzt werden
- 4-20 mA Stromschleifen-Anschluss, als Industriestandard für unterschiedlichste Sensoren
- jede weitere analoge Sensorschnittstelle, wenn eine Anpassung möglich ist

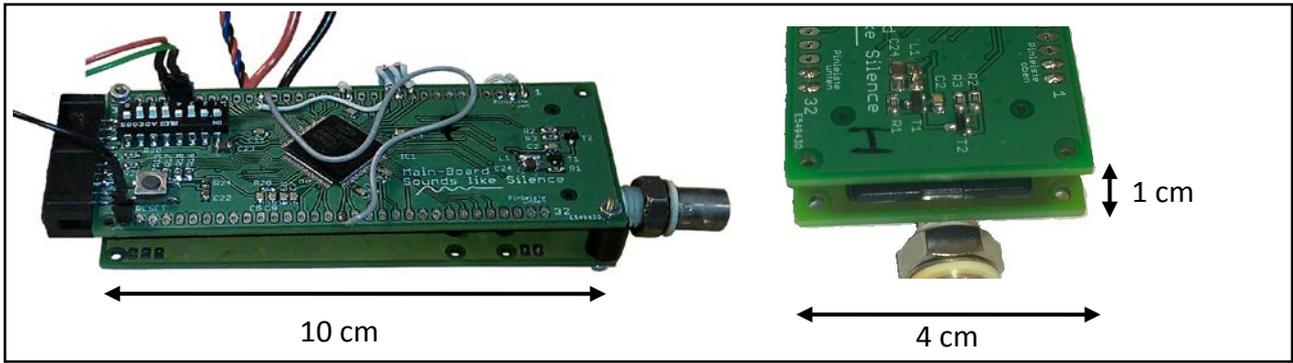


Abbildung 3: Linkes Bild zeigt Oberseite des Datenloggers
 Rechtes Bild lässt SD-Karte erahnen, die sich auf Unterseite der oberen Platine befindet

Die einfache Benutzung basiert nun da drauf, dass es eine Unterscheidung zwischen exakt einem Master-System und einem oder mehreren Slave-Systemen gibt. Der Master gibt seinen Befehl zum aufnehmen eines analogen Datenwerts zeitgleich nicht nur an sein eigenes System, sondern an alle ihm angeschlossenen Geräte. Abbildung 4 verdeutlicht diesen Aufbau. Insbesondere einfach wird dieser Aufbau jetzt dadurch, dass alle Systeme

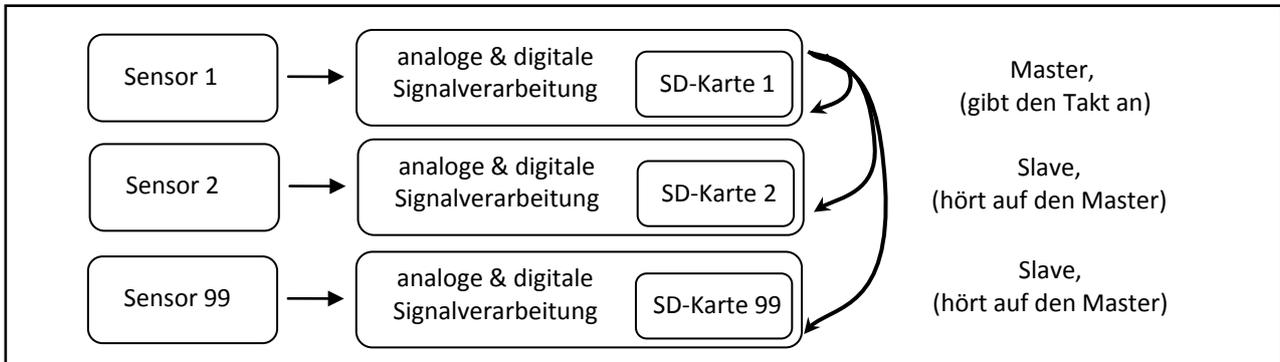


Abbildung 4: Der Blockschaltbildartige Aufbau eines Systems aus mehreren Loggern
 Alle Systeme hören auf System Nummer 1

die gleiche Software auf ihren Mikroprozessoren eingespielt haben. Auch die als Slave-Systeme bezeichneten Datenlogger, produzieren einen Takt zum Aufzeichnen. Dieser läuft allerdings schlicht ins Leere und wird damit ignoriert. Beliebig viele Systeme können so in einem Verbund zusammengeschaltet werden, und nehmen synchron Daten auf. Eine Grenze wird erst in Kapitel 5 durch den Strombedarf aufgezeigt, und selbstverständlich nimmt der Platz mit jedem System zu.

4 Datenstruktur

Erneut ist zu erwähnen, dass die einfache Benutzung für komplexe Aufgaben das Hauptziel dieser Entwicklung war. Damit fällt die spätere Datenstruktur ins Gewicht, denn ein Post-Processing von Daten ist nicht hinzunehmen. Unter der Voraussetzung der großen Datenmengen, kann auf ein File-System nicht verzichtet werden. Als sehr gut händelbare Größe wurde festgelegt, dass eine Datei auf der SD-Karte immer 7,5 Millionen Samples enthält. Dieses entspricht dann einer Dateigröße von 15 Millionen Bytes (= 14,3 MB) und Dateinamen werden bei null beginnend automatisch hochgezählt. Die erste Datei heißt dann „DATA_0000.bin“, die zweite entsprechend „DATA_0001.bin“ und dieses wird fortgeführt bis die SD-Karte vollgeschrieben ist. Der Übergang von einer Datei zur nächsten ist ohne Verlust von Samples realisiert, und es sei nur nebenbei für Leute vom Fach angemerkt, dass dieser Moment natürlich der kritische sei.

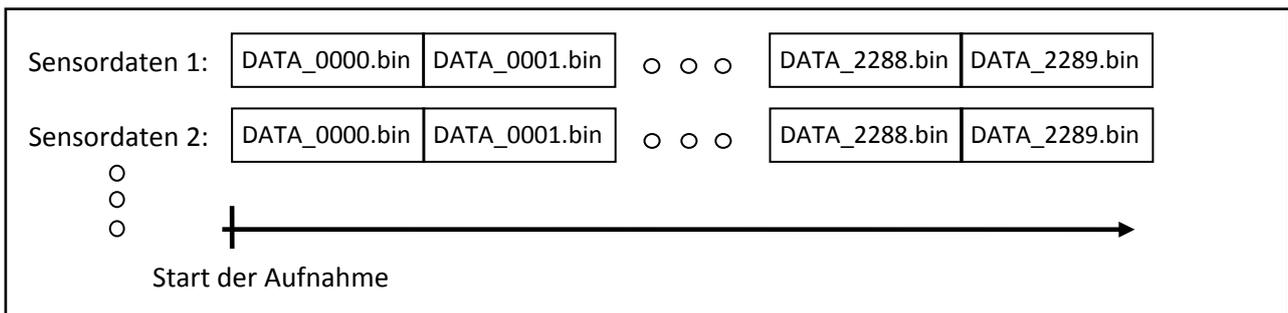


Abbildung 5: Datenstruktur über die Zeit. Jede Einzeldatei ist 14,3MB groß, die Zahl 2289 ist gültig für 32GB SD-Karten

Die Zeitdauer, die hinter einer solchen Datei steckt ist dabei abhängig von der Frequenz mit der aufgenommen wird. Wie bereits eingangs erwähnt, enthält eine Datei immer 7,5 Millionen Aufnahmepunkte. Für die Handrechnung ergibt sich folgende Tabelle:

Abtastfrequenz	Zeitdauer für eine Datei	Gesamtdauer für eine 8GB SD-Karte	Gesamtdauer für eine 32GB SD-Karte
50 kSa/s	150 Sekunden	~1Tag	~4Tage
25 kSa/s	300 Sekunden	~2Tage	~8Tage
10 kSa/s	750 Sekunden	~5Tage	~20Tage

5 Stromversorgung

Eine elektronische Schaltung wie dieser Datenlogger benötigt immer eine Energieversorgung. Die in diesem Fall spezifizierten Versorgungsspannungsbereiche besitzen sehr weite Grenzen - aus Gründen der Platzersparnis gibt es jedoch eine Empfehlung, die in Abbildung 9 zu sehen ist.

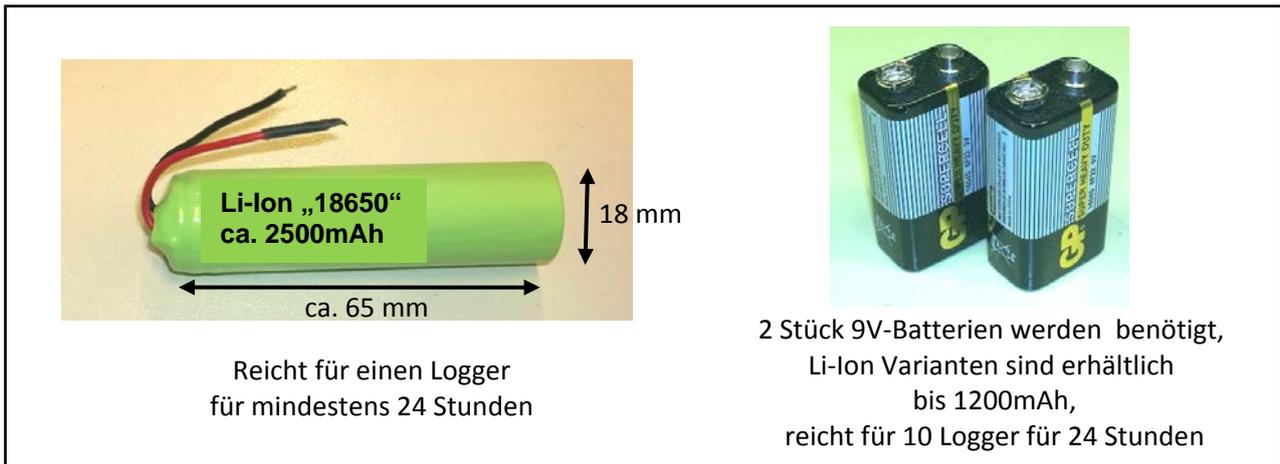


Abbildung 6: Batterien zur Versorgung

Es sind immer wenigstens drei Batterien notwendig, jedoch dürfen sich mehrere Logger die beiden 9V-Blöcke teilen.

Tabellarisch folgt, wie sich der Strombedarf der Schaltung über die Aufnahme­frequenz entwickelt. Dieser Strombedarf über die Abtastrate ist nicht konstant, da moderne Schlafmodi zum Einsatz kommen, die die Elektronik in einen stromsparenden Zustand versetzen, wenn sie nichts zu tun hat. Und dieses ist bei niedrigen Aufnahme­frequenzen entsprechend häufiger der Fall als bei hohen Abtastraten.

analoge

Versorgung:

Stromaufnahme 9V-Block 1	5 mA
-----------------------------	------

Stromaufnahme 9V-Block 2	5 mA
-----------------------------	------

digitale

Versorgung:

Aufnahmefrequenz (Samplingrate)	1 kHz	5 kHz	25 kHz	50 kHz	64 kHz
Stromaufnahme	55 mA	58 mA	66 mA	73 mA	76 mA

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass die angeschlossenen Sensoren sehr unterschiedlich mit ihrem Strombedarf sein können.

6 Frequenzgenauigkeiten

Zuletzt sollen die zeitkritischen Details behandelt werden, denn die in Kapitel 1 beschriebenen Messboxen sind autarke Systeme, die in ihrem Inneren zwar synchrone bzw. gekoppelte Datenlogger besitzen, von einer Box zur nächsten ist diese Kopplung jedoch nicht mehr vorhanden.

Entscheidendes Kriterium für diese Abweichung ist die Genauigkeit des sogenannten Referenztaktes des Mastersystems (typischerweise Logger Nr. 1) jeder Messbox. Folgende Tabelle gibt Aufschluss über mögliche Abweichungen:

Grundgenauigkeit	$\pm 1,5$ ppm
Temperaturabweichungen (-30°C - 85°C)	$\pm 2,5$ ppm
Alterungseffekte (pro Jahr)	$\pm 1,0$ ppm

Die Abkürzung ppm steht dabei für parts per million, und es sei darauf hingewiesen, daß sich die aufgezählten Effekte schlimmstenfalls addieren können.

Lassen wir Temperatureffekte beiseite, ergibt sich nach einem Jahr eine garantierte Genauigkeit von $\pm 2,5$ ppm. Ein Tag besitzt 86400 Sekunden, und bei einer Abtastfrequenz von 50 kSa/s entspricht dies etwa 4 Milliarden Samples. Nehmen wir eine maximale Abweichung von $\pm 2,5$ ppm an, so führt dies zu einer maximalen Abweichung von 10.000 Samples, welches wiederum 200 Millisekunden entspricht.

Da dies unter Umständen zuviel sein könnte, ist die Möglichkeit gegeben, das jeweilige Master-System mit einem präziseren Takt als die Slave-Systeme einer Box zu versorgen. Vorgeschlagen wird in einem solchen Fall ein Referenztakt mit einer Genauigkeit im Bereich ± 10 ppb [parts pro Milliarde]. Solche Referenzen sind jedoch sowohl preislich als auch in ihrem Strombedarf wie mehrere eigenständige Datenlogger anzusehen. Der Einsatz solcher Präzisions-Referenzen ist daher im Detail abzuwägen, wenn auch die Abweichung von einer unabhängigen Messbox zur nächsten damit auf unter 1 Millisekunde pro Tag gedrückt werden kann.

7 Labortechnische Ergebnisse

Ein Datenlogger als wissenschaftliches Gerät hat im Idealfall nur eine Charaktereigenschaft: er verfälscht die Ergebnisse des Sensors nicht. Die Präzision als solche lässt sich labortechnisch ermitteln. Hierzu wird ein Testsignal bekannter Amplitude und bekannter Frequenz aufgezeichnet und die digitale Aufzeichnung wird hinterher analysiert. Als Ergebnis lassen sich Fehlerquellen ablesen. Hierzu gehören u.a.:

im Zeitbereich:

- stimmen Null-Pegel, stimmen die maximal-Pegel?
- ist das Signal frei von „Knacksern“?
- Nullmessung: rauscht das Signal über mehrere Bits?

im Frequenzbereich:

- zu hohes Grundrauschen, als Signal-zu-Rausch-Abstand
- ein verbreiteter Peak, der auf Timing-Probleme hindeutet („Jitter“)
- weitere Peaks minderer Höhe, deren Herkunft sehr unterschiedlich sein kann
 - 50 Hz und Vielfache stammen häufig aus Leuchtstoffröhren
 - Regelmäßige (Schalt-)Vorgänge innerhalb der Elektronik

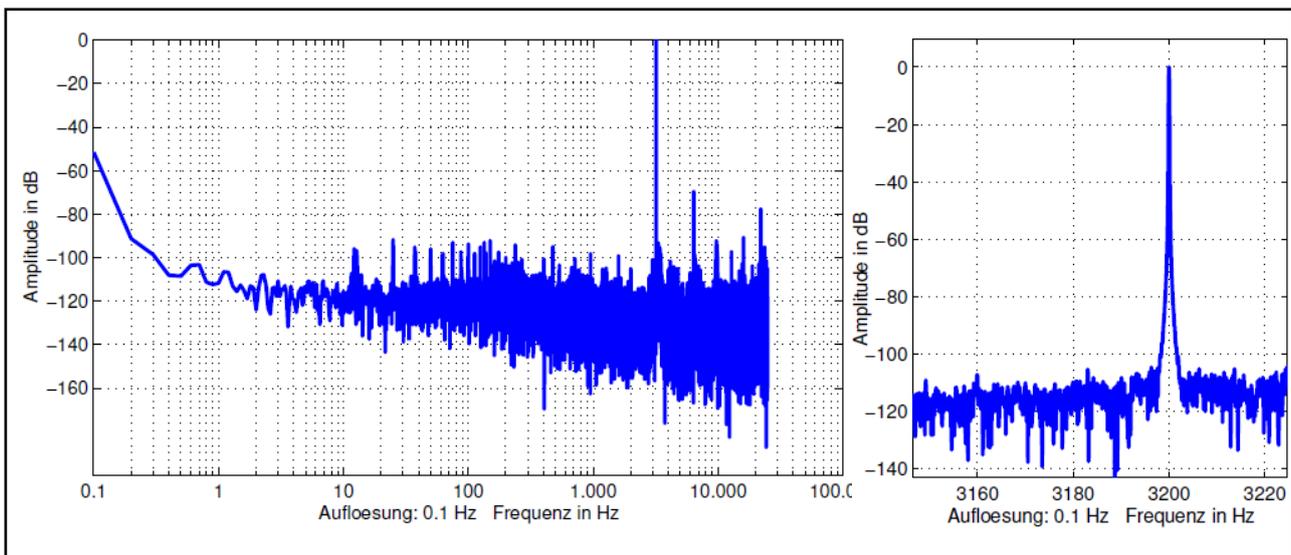


Abbildung 7: die Aufnahme eines 10 sekundigen und zu 80% vollausgesteuerten Sinussignals von 3,2 kHz zeigt im Frequenzbereich keine Mängel. Die Vielfachen bei 6,4 kHz und 9,6 kHz stammen aus dem Signalgenerator selbst. Die Abtastfrequenz liegt bei 50 kSa/s. Es kam ein Hanning-Fenster über den Datensatz zum Einsatz. Ob diese 10 Sekunden aus der ersten Datei oder aus der Zweitausendsten rausgeschnitten werden, macht keinen Unterschied.

8 Praxistests für den Vergleich

8.1 Freifallhammer

Um die Zeitbereichsergebnisse des Loggers näher zu untersuchen, wurden Freifallhammer Versuche durchgeführt. Sinn dieser Versuche war es, ein Gefühl für die Aufnahmequalität zu erhalten, Grenzen herauszufinden und Vertrauen aufzubauen. Da hier ein direkter Vergleich mit einer käuflich erwerbbaaren Messanlage stattfindet, sei nur die Auflösung dieser Anlage von 24 Bit genannt. Es sei aber angemerkt, dass es sich um eine Messanlage aus dem hochpreisigen Marktsegment handelt. In beiden Fällen wird mit einer Abtastrate von 50 kSa/s gearbeitet. Es werden Beschleunigungssensoren unterschiedlicher Empfindlichkeit genutzt, aber allen gemein ist die Ansteuerung mittels ICP-Anschlusstechnik. Angenommen wird, dass sich die beiden Sensoren jeweils sehr ähnlich verhalten. Kleine Unterschiede sind in Abbildung 9 dennoch sichtbar.

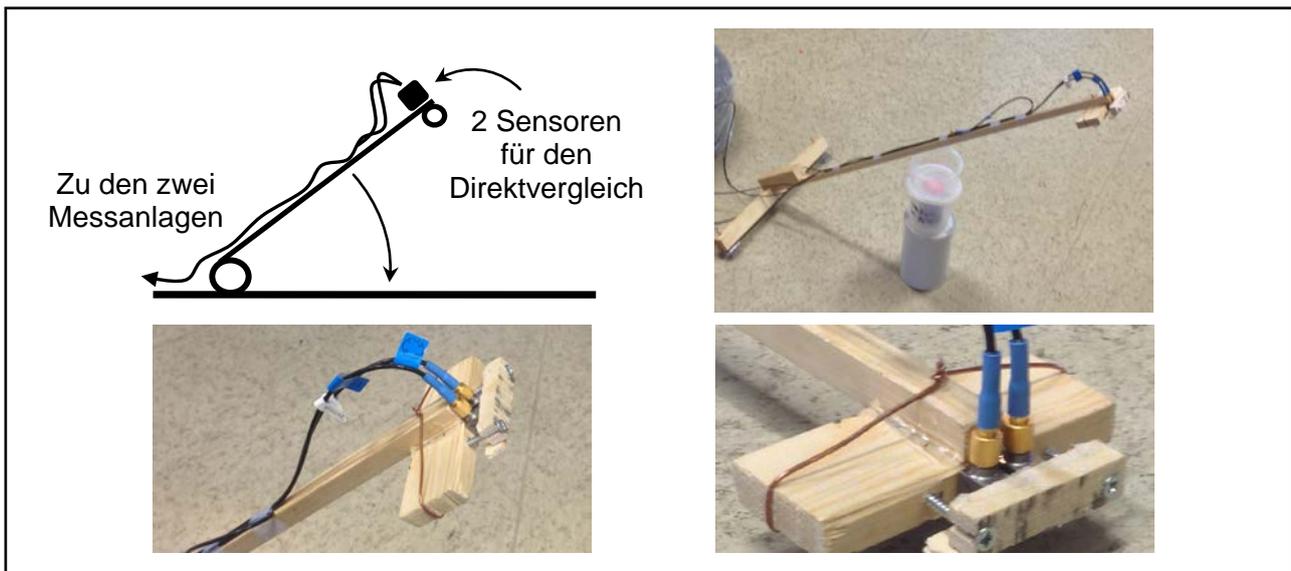


Abbildung 8: ein Freifallversuch für reproduzierbare Beschleunigungstests

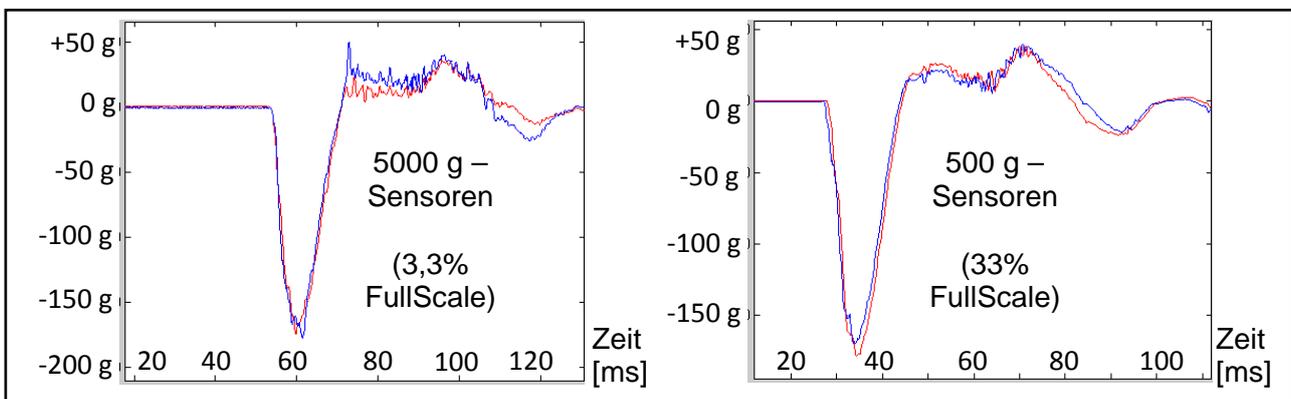
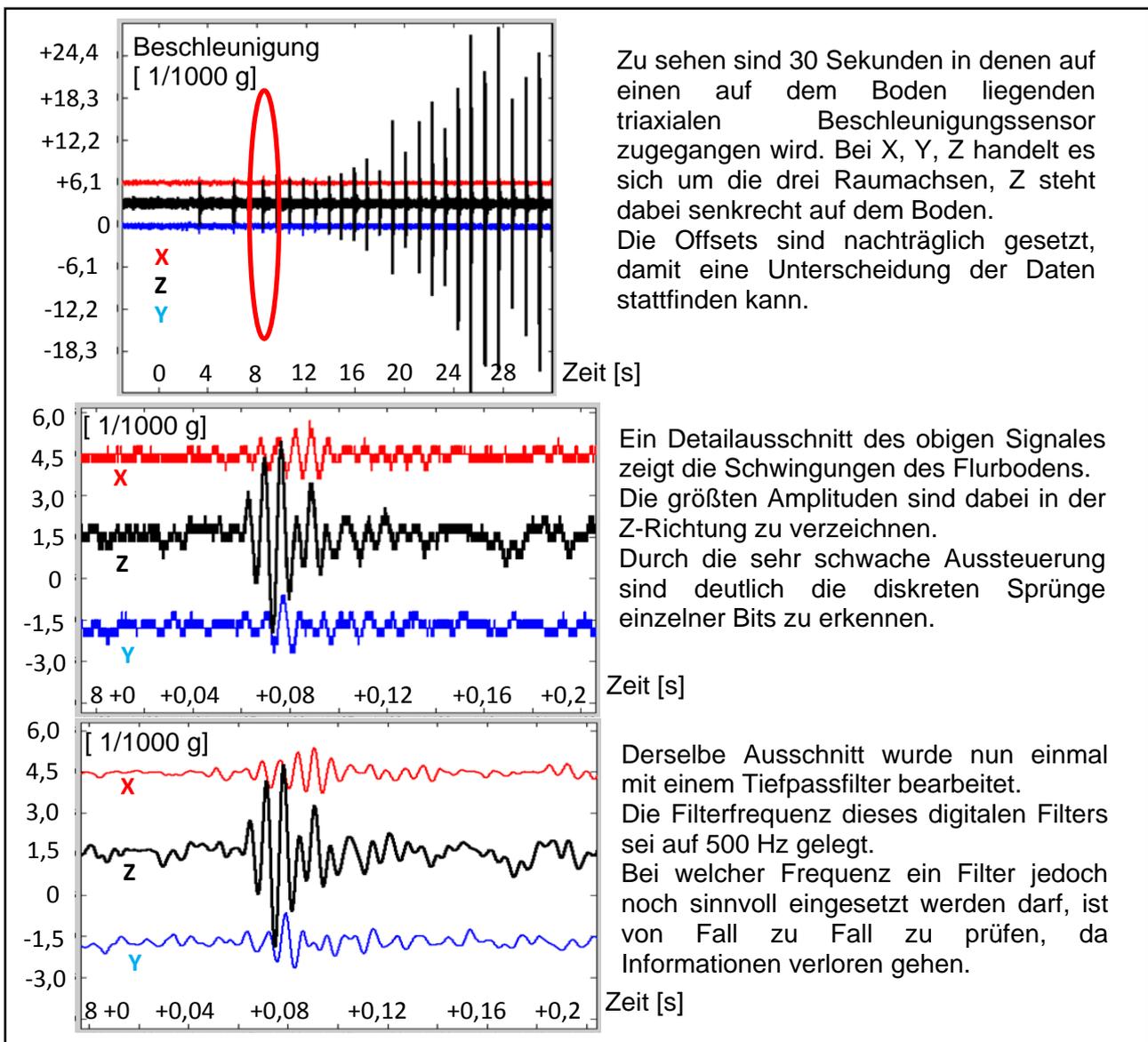


Abbildung 9: Ergebnisse der Stoßtests. **rot: Neuentwicklung** **blau: high-class Mitbewerber**

8.2 Triaxialer Beschleunigungssensor, schwach ausgesteuert

Eine weitere Auswertung von Praxisdaten hat stattgefunden, um auch die leisesten Signale auf ihre Qualität hin zu untersuchen. Hierbei macht sich die sehr hohe Abtastrate von bis zu 64 kHz – genutzt wurden dennoch nur 50 kHz – positiv bemerkbar. Denn es besteht so die Möglichkeit, nachträglich ein Tiefpassfilter über die Messdaten zu legen. Mit Hilfe eines triaxialen Sensors, der auf dem Boden eines typischen langen Büroflures gelegt wurde, wurde in den drei Raumrichtungen das Schwingen der Bodenplatte gemessen. Um stetig ansteigende Ausschläge zu erzeugen, wurde mit gleichbleibenden Schritten auf den Sensor zugegangen.



Zu sehen sind 30 Sekunden in denen auf einen auf dem Boden liegenden triaxialen Beschleunigungssensor zugegangen wird. Bei X, Y, Z handelt es sich um die drei Raumachsen, Z steht dabei senkrecht auf dem Boden. Die Offsets sind nachträglich gesetzt, damit eine Unterscheidung der Daten stattfinden kann.

Ein Detailausschnitt des obigen Signales zeigt die Schwingungen des Flurbodens. Die größten Amplituden sind dabei in der Z-Richtung zu verzeichnen. Durch die sehr schwache Aussteuerung sind deutlich die diskreten Sprünge einzelner Bits zu erkennen.

Derselbe Ausschnitt wurde nun einmal mit einem Tiefpassfilter bearbeitet. Die Filterfrequenz dieses digitalen Filters sei auf 500 Hz gelegt. Bei welcher Frequenz ein Filter jedoch noch sinnvoll eingesetzt werden darf, ist von Fall zu Fall zu prüfen, da Informationen verloren gehen.

Abbildung 10: Die Anwendung von Tiefpassfiltern auf überabgetastete Signale

9 Fazit und Ausblick

Das beschriebene System eines Datenloggers für den Einsatz in autark arbeitenden Messboxen scheint nach bisherigem Kenntnisstand ausreichend sicher zu funktionieren. Dennoch sei hier darauf hingewiesen, dass jede Elektronik ihre Grenzen besitzt. Diese Grenzen findet man unter Umständen erst während der Benutzung heraus. Beispielhaft hierfür sei ein Versagen konstruiert, durch eine mangelhafte Batterieauswahl, wenn typische und günstige Blei-Gel-Akkumulatoren bei tiefen Temperaturen zum Einsatz kommen. In dem Fall steht der Anwendung nicht die gesamte gespeicherte Energie zur Verfügung. Diese und ähnliche Erfahrungen gehören zu einer Entwicklung.

Als Ausblick wird an dieser Stelle eine Verbesserung der Auflösung genannt. Die genannten 16 Bit an Auflösungsvermögen können durch akzeptable Erweiterungen auf 24 Bit erhöht werden. Die Umsetzung dessen wird im Weiteren zu prüfen sein.

Aber auch ohne die Erweiterung der Auflösung auf 24 Bit kann dieser Datenlogger vielfältig eingesetzt werden.

Autor:

Dipl.-Ing. Matthias Schwarz

Technische Universität Hamburg-Harburg

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Harburger Schloßstraße 20, 2.OG, R.2.17

Mail: matthias.schwarz@tuhh.de

Hydroschallmessungen beim Bau von Offshore-Windparks: Anforderungen an die Messsensorik aus der Praxis und aus dem Genehmigungsverfahren – ein Widerspruch ? -

Michael A. Bellmann und P. Remmers

itap – Institut für technische und angewandte Physik GmbH

1 Einleitung

Durch die angestrebte Energiewende ist in den letzten Jahren der Ausbau regenerativer Energiequellen politisch wie auch wirtschaftlich in der Bundesrepublik Deutschland stark vorangetrieben worden. Ein nicht unerheblicher Anteil des für die Energiewende benötigten Strombedarfs soll durch den Ausbau von Offshore-Windparks gedeckt werden. Das Ziel sind 30 GW im Jahr 2030, von denen zu Beginn 2013 gerade mal 280 MW am Netz angeschlossen waren. Ende 2013 befanden sich weitere sieben Offshore-Windparks im Bau.

Für den Bau dieser Offshore-Windparks gelten seitens der Genehmigungsbehörde strenge Auflagen in Bezug auf Umweltverträglichkeit bei der Erstellung und dem späteren Betrieb dieser Anlagen. So werden vom BSH (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie) im Standarduntersuchungskonzept (StUK 4; BSH, 2013) sowohl während des Baus als auch während des späteren Betriebes umfangreiche Hydroschallmessungen gefordert. Hintergrund ist, dass Schalleinträge ins Wasser (Hydroschall), z. B. durch Impulsrammungen, einen erheblichen Einfluss auf die marine Tierwelt besitzen können. So können beispielsweise marine Säugetiere nicht nur durch Schall belästigt oder vertrieben werden, sondern temporäre oder permanente Hörschäden können durch laute Schalleinwirkungen nicht ausgeschlossen werden.

Im Rahmen dieser Studie werden der Umfang der notwendigen Hydroschallmessungen bei einem Bau eines Offshore-Windparks mit den gängigen schallintensiven Ereignissen dargelegt, um die Anforderungen an die Messsensorik seitens des Genehmigungsverfahrens den technischen Erfahrungen aus der Praxis gegenüber zu stellen.

2 Bauablauf und damit verbundene schallintensive Arbeitsschritte

Die Bauphase eines Offshore-Windparks (OWP) besteht normalerweise aus drei Arbeitsschritten: (i) Verkehrssicherung des Plangebietes, (ii) Installation der Gründungsstrukturen und (iii) Installation der Windenergieanlagen (WEA) inkl. Netzanbindung.

(i) Bei der Verkehrssicherung des Plangebietes werden zunächst die Eckpunkte inkl. Sicherheitszone mittels Kardinalbojen abgegrenzt und für den öffentlichen Schiffsverkehr gesperrt. Die einzigen dabei entstehenden Hydroschallemissionen gehen von dem Schiffsverkehr aus und sind i. d. R. als nicht schädlich einzustufen.

(ii) Die derzeit gängige Praxis für die Herstellung der Fundamentstrukturen für die OWEAs und parkinternen Umspannstationen ist das Impulsrammverfahren. Bei diesem Verfahren werden Stahlfundamente in Form von Pfählen durch die Verwendung von Rammhämmern in das Sediment eingeschlagen. Dabei entstehen sehr hohe Schallemissionen, die u. a. vom Pfahldurchmesser, der Installationsart (pre- oder post-piling), der max. Rammenergie und der Sedimentschichtung abhängig sind, Abbildung 1.

(iii) Die Installation der Windenergieanlagen und die Verkabelung erfolgen durch den Einsatz von Schiffen; entsprechend zu Punkt (i).

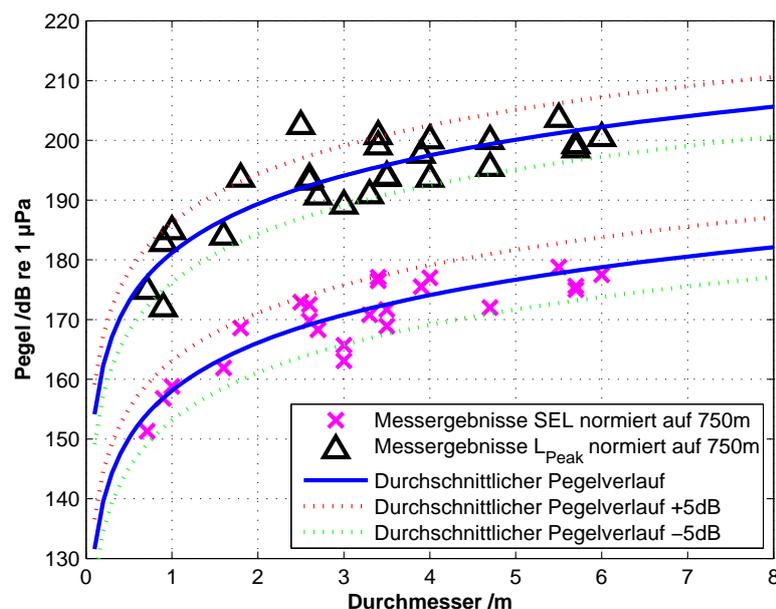


Abbildung 1: Gemessene Spitzenpegel (L_{peak}) und breitbandige Einzelereignispegel (SEL bzw. L_E) bei Rammarbeiten diverser OWP als Funktion des Pfahldurchmessers normiert auf eine Entfernung von 750 m zur Rammbaustelle.

3 Notwendige Messungen der Hydroschallemissionen und – immissionen im Rahmen der StUK 4

Derzeit existiert keine (inter-) nationale Norm für die Durchführung und Beurteilung von derartigen Hydroschallmessungen bei schallintensiven Arbeiten an OWPs.

Die aktuelle Revision des Standarduntersuchungskonzeptes (StUK 4) mit ihren mitgeltenden Messvorschriften für Unterwasserschallmessungen (2011, 2013) ist auf nationaler Ebene im Genehmigungsverfahren entwickelt worden und besitzt in ihrem Umfang weltweit ein Alleinstellungsmerkmal. Die StUK 4 regelt u. a. den kompletten Umfang der durchzuführenden Hydroschallmessungen während des Baus eines OWPs seitens des Genehmigungsverfahrens. Zudem werden sämtliche Anforderungen an die Messsensorik, Analysemethoden und Darstellung der Messergebnisse definiert, die im Folgenden zusammengefasst sind.

3.1.1 Messgeräte

Die Anforderungen an die zu verwendende Messsensorik, die Auswertungssoftware und das Messinstitut nach StUK 4 sind:

- Hydrophon (mit Vorverstärker) mit einer Abweichung der Empfindlichkeit von < 2 dB bis zu 40 kHz, sowie omnidirektionale Richtcharakteristik
- Analoges Hochpassfilter zur Begrenzung der tieffrequenten Dynamik
- Anti-Aliasing Filter; Frequenzbereich: 10 Hz bis 20 kHz
- Kalibrierungsintervall gemäß Herstellerangaben: 24 Monate
- Messhöhe des Hydrophons über Grund: 2 – 3 m
- Begleitparameter dokumentieren: u. a. Wassertiefe, GPS-Koordinaten, Bodenbeschaffenheit, sowie typische Parameter für den jeweiligen Arbeitsschritt, z. B. Rammprotokolle während der Bauphase
- Datenformat für Übermittlung an Genehmigungsbehörde: Windows PCM WAVE mit 24-bit Auflösung
- Messinstitut: Akkreditierung nach DIN EN ISO/IEC 17025
- Messung eines Schallgeschwindigkeitsprofils; einmalig (CTD-Sonde)

3.2 Messumfang

3.2.1 Basisaufnahme

Vor dem Baubeginn eines OWPs sind die allg. Hintergrundgeräusche zu messen. „Hintergrundgeräusche sind die Summe aller natürlichen Geräusche [...], d. h. ohne Baugeräusche. In der Umgebung des Vorhabens vorhandene Geräusche entfernter

Schiffe oder Geräusche aus dem Betrieb benachbarter Windenergieanlagen sind den Hintergrundgeräuschen zuzurechnen“ (StUK 4). Diese sind an mindestens drei Messpositionen durchzuführen: im Vorhabensgebiet, im nächstgelegenen Naturschutzgebiet (FFH-Gebiet) und in ca. 5.000 m Entfernung zum Vorhabensgebiet. Gängige Praxis in Abstimmung mit dem BSH ist die Durchführung von mindestens zwei Messpositionen (im Vorhabensgebiet und im Naturschutzgebiet).

3.2.2 Bauphase

„Während geräuschintensiver Bauarbeiten (z. B. Rammarbeiten) sind Hydroschallmessungen in der Umgebung der Baustelle durchzuführen. Insbesondere ist die Effizienz schallmindernder Maßnahmen zu prüfen.“ (StUK 4). Gängige Praxis ist derzeit, zeitgleiche Hydroschallimmissionsmessungen parallel an drei Standorten (in 750 m und in 1.500 m Entfernung von der jeweiligen Baustelle, sowie im nächstgelegenen Naturschutzgebiet außerhalb des Baufeldes) bei jeder schallintensiven Bautätigkeit durchzuführen.

3.2.3 Betriebsphase

Nach Inbetriebnahme ist eine Kontrolle der Hydroschallimmissionen in der Umgebung des OWPs durchzuführen. Die Messungen sind parallel an vier Positionen notwendig: in 100 m Entfernung einer WEA, in der Mitte des OWPs, ca. 1.000 m außerhalb des OWPs und im nächstgelegenen Naturschutzgebiet.

Die Messungen müssen über drei Leistungsbereiche: „niedrig“, „mittel“ und „Nennleistung“ erfasst werden, wobei für jeden Leistungsbereich eine auswertbare Messdauer von mindestens 3 Stunden erforderlich ist. Zudem sollte eine Messung bei vollständiger Abschaltung des gesamten Windparks erfolgen (StUK 4, 2013).

3.3 Richt- und Grenzwerte für Hydroschall

3.3.1 Basisaufnahme (Hintergrundgeräusch)

Für die Beurteilung des Hintergrundgeräusches gibt es derzeit keine Richt- oder Grenzwerte. Die Ergebnisse werden in Form von Pegelstatistiken dargestellt und

dienen der anschließenden Beurteilung der Messergebnisse aus der Bau- und Betriebsphase hinsichtlich der erhöhten Schalleinträge ins Wasser.

3.3.2 Bauphase (Rammschall)

Vom BSH wurde auf Grundlage von Vorarbeiten des Umweltbundesamtes ein Richtwert für schallintensive Arbeiten, wie z. B. Rammschall, festgelegt (2007). Dieser Lärmschutzwert ist als duales Kriterium mit 160 dB_{SEL} für den Einzelereignispegel (SEL bzw. L_E) und 190 dB_{Lpeak} für den Spitzenpegel (L_{peak}) in einer Entfernung von 750 m definiert (jeweils Einzahlwerte). Durch die Festlegung des o. g. dualen Kriteriums soll einer potenziellen Schädigung von schützenswerten Schweinswalen (TTS – temporal threshold shift) und anderen marinen Säugetieren vorgebeugt werden. Der Lärmschutzwert wurde zunächst als Richtwert definiert und wird bei derzeitigen Bauvorhaben zunehmend als Grenzwert in den Genehmigungsaufgaben hinterlegt. Bei Nichteinhaltung des Lärmschutzwertes sind schallmindernde Maßnahmen wie z. B. der Einsatz von Schallschutzsystemen zwingend vorgeschrieben.

3.3.3 Betriebsphase

Für die Betriebsphase existieren derzeit ebenfalls keine standardisierte Beurteilung bzw. Richtwerte. Die Schalleinträge durch den Betrieb von Windenergieanlagen sind relativ gering und heben sich nicht deutlich von den Hintergrundgeräuschmessungen ab. In der Regel werden die gemessenen Hydroschallimmissionen den Messungen bzgl. des Hintergrundgeräusches gegenüber gestellt.

4 Anforderungen aus der Praxis und technische Umsetzung

4.1 Hydroschallmessgerät der itap GmbH

4.1.1 Allgemeine Systembeschreibung

Für die Aufzeichnung des Hydroschalls werden autonome abgesetzte Messsysteme eingesetzt (Eigenentwicklung). Die Abbildung 2 zeigt ein Foto sowie eine schematische Darstellung eines solchen Messsystems inkl. einer möglichen Verankerung.

Das eigentliche Messgerät besteht aus einem Tauchkörper, der zeitgleich als Gewichtsanker dient, und einem bzw. zwei angeschlossenen Hydrophonen.

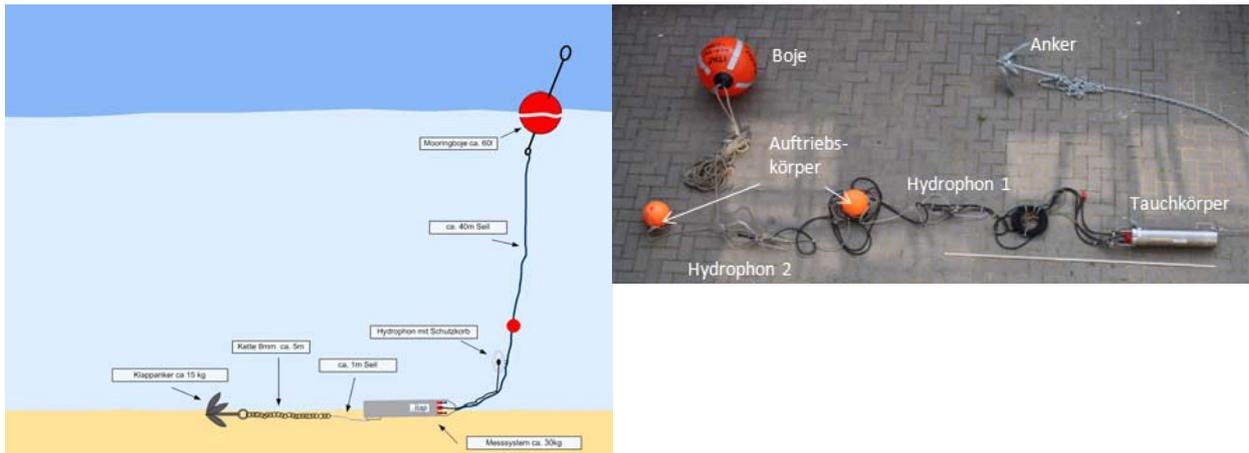


Abbildung 2: Links: Schematische Darstellung eines (einkanaligen) Messsystems inkl. Verankerung. Rechts: Foto eines autonom abgesetzten Messgerätes mit Verankerung und Markierung in einer zweikanaligen Hydrophon-Ausführung der itap GmbH.

Die Stromversorgung, die Messwerterfassung und sämtliche zusätzlichen elektronischen Bauteile befinden sich im Tauchkörper. Das notwendige Verankerungs- und Markierungssystem kann, je nach den Bedürfnissen der Anwendung, variabel ausgelegt werden (Abbildung 2 und 3). Das Messsystem wird dabei offshore positioniert und ist in der Lage ohne Wartung oder weitere manuelle Bedienung den Hydroschall über einen längeren Zeitraum autonom aufzuzeichnen (Kapitel 4.1.2).

4.1.2 Einstellmöglichkeiten (Datenformat)

Das Messsystem erfasst die Zeitsignale („Tonbandaufzeichnung“) der von den Hydrophonen erfassten Hydroschallereignissen.

Die wesentlichen technischen Spezifikationen des Hydroschallmessgerätes sind in der Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Einstellungsmöglichkeiten des Hydroschall-Messsystems der itap GmbH

Parameter	Beschreibung
Aufnahmeformat	PCM WAVE oder MP3* ¹ ; 16 / 24 bit; mono oder stereo
Samplingfrequenz	44.100 Hz / 48.000Hz
Aufnahmedauer	Abhängig von gewähltem Format: 50 h bis 5 Wochen
Dynamikbereich	Abhängig vom ausgewählten Hydrophon. i. d. R. 80 dB mit einstellbarer unterer Grenze zwischen 70 dB und 230 dB re. 1 µPa
Verankerungssystem	Je nach Anwendungsgebiet variabel (Kapitel 4.1.3, Abbildung 3)

*¹ MPEG1 Audio Layer 3 nach ISO IEC 11172 3 (Kodierungsraten 32, 64 oder 96 kps pro Kanal)

Das eingesetzte Hydrophon ist, je nach Einsatzgebiet und Aufgabenstellung, frei wählbar und wird mit einer wasserdichten Steckverbindung mit der elektronischen Einheit im Tauchkörper verbunden. Somit können mit unterschiedlichen Hydrophonen und derselben elektronischen Aufnahmeeinheit Hydroschallmessungen im Pegelbereich von 70 dB (Hintergrundgeräusche) bis hin zu 230 dB re 1 μ Pa (z. B. Rammschall) aufgezeichnet werden.

Das digitalisierte Hydrophonsignal kann auf verschiedene Arten gespeichert werden. Beim MP3 Verfahren macht man sich zur Datenkompression, unter anderem, folgende psychoakustische Gesetzmäßigkeiten zunutze:

1. Beschränkung des Frequenzbereichs auf maximal etwa 18 kHz
2. "Unhörbare" Anteile des Signals werden mit verminderter Genauigkeit dargestellt.
3. Effiziente verlustfreie Kompression (Huffman-Codierung) der Daten.

Zu Punkt 2 wird im MP3-Algorithmus ein psychoakustische Modell verwendet, das vor allem den Effekt der Verdeckung bzw. Maskierung ausnutzt. Vereinfacht bedeutet dies, dass leiser Schall bei Vorhandensein von lautem Schall (dem Maskierer) verdeckt, also unhörbar wird (Zwicker & Fastl, 1999). Der Grad der Komprimierung und der damit verbundene Verlust an Genauigkeit sind einstellbar (Tabelle 1).

4.1.3 Verankerungssysteme

Das Verankerungssystem ist für die Positionierung und gegen eine mögliche Verdriftung aufgrund von z. B. Strömung zwingend erforderlich. Zudem ist i. d. R. eine Oberflächenmarkierung in Form einer Boje oder einer Spiere (mit oder ohne Beleuchtung) notwendig. Die Wahl des geeigneten Verankerungs- und Markierungssystems für die Messgeräte ist von folgenden Faktoren abhängig:

- (i) Einsatzdauer offshore (1 Tag bis max. 8 Wochen)
- (ii) Lage der Messposition: innerhalb oder außerhalb eines gesperrten Baufeldes
- (iii) Schiff für Ausbringung und Bergung
- (iv) (öffentlicher) Schiffsverkehr im Bereich der Messpositionen
- (v) Hydrographische Gegebenheiten, wie z. B. Strömung, Welle, Wassertiefe

In der Abbildung 3 sind mehrere Varianten zusammengefasst. In der deutschen Nord- und Ostsee liegt die mittlere Strömung zumeist unter 2 m/s, so dass schon mit

sehr geringen Gewichtsankern eine sichere Positionierung über kurze Zeiträume erfolgen kann. Ein wesentlicher Faktor bei der Wahl des Verankerungssystems ist die Lage der Messposition und der dort befindliche Schiffsverkehr. Bei Messungen innerhalb einer Baustelle beträgt die Einsatzzeit im Wasser zumeist weniger als 2 Tage und erfolgt zudem nur bei „guten“ Wetterbedingungen. In diesem Fall werden häufig kleine Verankerungsgeschirre verwendet (Abbildung 2). Vorteil dieser kleinen Verankerung ist die sehr einfache Handhabung beim Ausbringen und Einholen der Systeme (Wetterrestriktionen: $h_s \leq 2$ m, Windgeschwindigkeit ≤ 12 m/s; notfalls auch ohne technische Hilfsmittel wie Kran und Winde möglich). Bei Messungen außerhalb des Baufeldes muss das Messsystem durch Anzeige beim BSH und geeigneter (beleuchteter) Oberflächenmarkierung für den Schiffsverkehr gesichert werden. Zudem befinden sich die Messsysteme meistens mehrere Wochen bis Monate unbeaufsichtigt und bei jeder Wetterlage auf See. In diesem Fall erfolgt zumeist eine Positionierung mittels großer Ankersteine (bis 1.000 kg) und beleuchteten Spieren (Abbildung 3). Hierfür sind in der Regel Schiffe für das Positionieren mit Auslegerkran und Winden zwingend erforderlich und die Ausbringung unterliegt deutlich schärferen Wetterrestriktionen. Wahlweise kann auch auf Release-Einheiten (ohne Markierungen) zurückgegriffen werden.

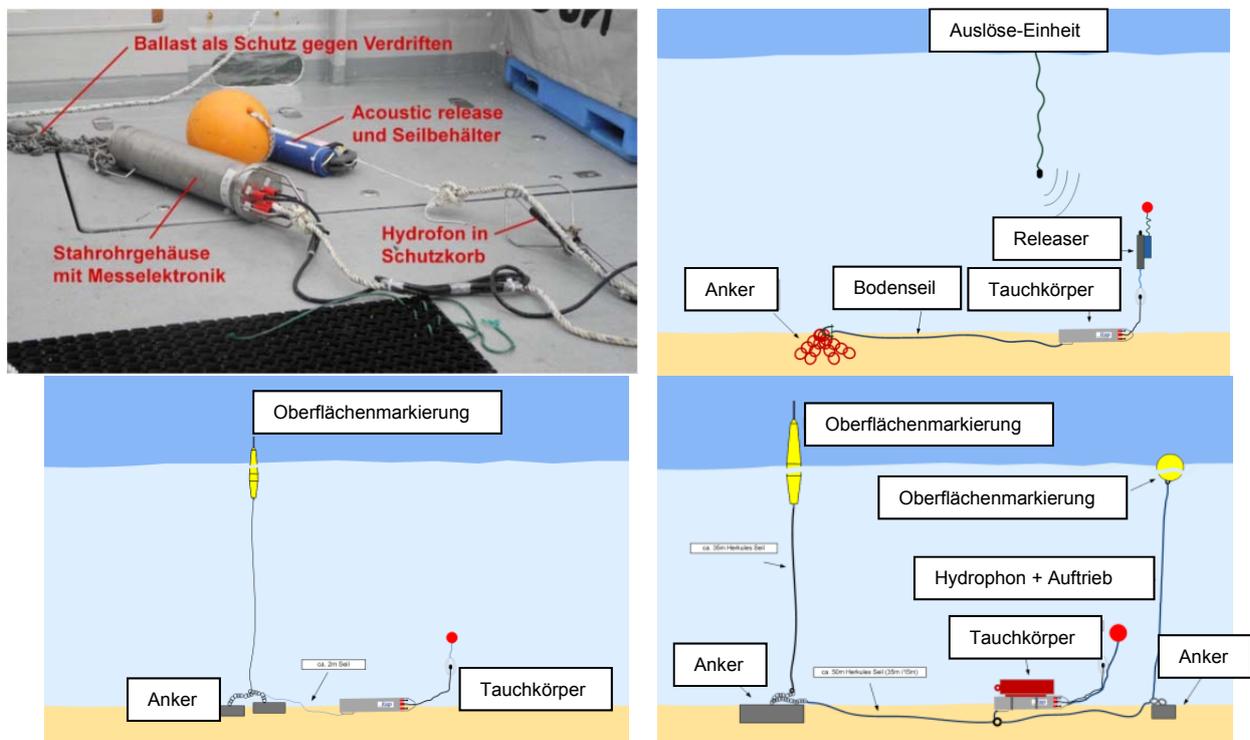


Abbildung 3: Diverse Verankerungsvarianten. Oben: mit Release – Einheit. unten: Verankerungen außerhalb des Baufeldes mit Verkehrssicherung.

4.2 Durchführung von Unterwasserschall in der Praxis

4.2.1 Basisaufnahme (Hintergrundgeräusche)

Diese Messungen erfolgen immer vor Baubeginn, so dass i. d. R. keine Verkehrssicherung im Vorhabensgebiet existiert. Der Messzeitraum beträgt mindestens 3 Wochen. Die Auslegung und die Einholung der Messsysteme erfolgt durch geschultes Personal. Die Auswertung der Messdaten erfolgt nachträglich onshore.

4.2.2 Bauphase

Während der Bauphase (Rammschall) muss zwischen Messungen innerhalb und außerhalb des Baufeldes unterschieden werden. Außerhalb des Baufeldes erfolgen das Auslegen und das Bergen der Messsysteme wie bei der Hintergrundschallmessung.

Innerhalb des Baufeldes erfolgen die Auslegung und die Bergung tagesaktuell autark durch ein baubegleitendes Schiff. Für jede durchgeführte Rammung müssen die Messsysteme mindestens einmalig eingesetzt werden. Die Auslegung der Systeme erfolgt über ein geschultes Schiffspersonal. Zu Beginn einer Bauphase ist die Auswertung unmittelbar nach Beendigung eines Fundamentstandortes durchzuführen und in Form eines Berichtes an die Genehmigungsbehörde innerhalb von 48 h zu übermitteln. Aus diesem Grund ist für die Rammungen der ersten Fundamentstandorte ein Ingenieur der itap GmbH vor Ort. Im Anschluss werden für die nachfolgenden Rammtätigkeiten die Messsysteme schnellstmöglich onshore gebracht, damit die Auswertung inkl. Berichtserstellung erfolgen kann. Zudem werden die Rammaktivitäten an mehreren Standorten als Bauzyklus definiert und gesammelt ausgewertet. Zwischen der letzten Rammung und der Berichtsabgabe liegt ebenfalls zumeist nur 48 h, so dass eine gewisse Logistik für die Anlieferung, Auswertung und Berichtserstellung mit allen Projektbeteiligten zwingend erforderlich ist.

4.2.3 Betriebsphase

Die Ausbringung und die Bergung der Messsysteme erfolgt wie bei der Hintergrundschallmessungen während einer turnusmäßigen Wartungsfahrt des OWP-Betreibers. Der Messzeitraum beträgt mindestens 4 Wochen, um die geforderten drei Leistungsbereiche der WEAs abzudecken.

4.3 Technische Herausforderungen aus der praktischen Umsetzung

Aus der mehr als 10-jährigen Messpraxis stellten sich folgende Punkte als schwierig bzw. kritisch heraus:

- Verlust oder Beschädigung von Messsystemen
- Schiffs- und wetterbedingte Restriktionen beim Auslegen und Bergen
- Ausbringung und Bergung durch „fremdes“ Schiffspersonal
- Zeitliche Restriktionen der Berichtspflicht (nur Rammschall)

Eine Beschädigung bis hin zum Verlust von Messsystemen erfolgt zumeist durch (i) unsachgemäßes Handling, (ii) „schlechtes“ Wetter oder (iii) durch Schiffskollision. Das Risiko einer Beschädigung oder eines Verlustes ist außerhalb des Baufeldes um ein Vielfaches höher als in einem abgesperrten Baufeld. Die Messsysteme befinden sich mehrere Wochen unbeaufsichtigt auf See, so dass diese ggfs. Stürmen mit Wellenhöhen von mehr als 5 m und hohen Windgeschwindigkeiten ausgesetzt sind. Aus diesem Grund ist das Verankerungssystem mit einem Sicherheitsfaktor von mind. 10 ausgelegt (z. B. Seil kann die 10-fache Last der tatsächlichen Masse des Messsystems aushalten). Es zeigte sich jedoch, dass trotz des hohen Sicherheitsfaktors Beschädigungen und vor allem Verluste nicht auszuschließen sind.

Ein weiterer kritischer Punkt ist der Schiffsverkehr. Bei einer Kollision der Oberflächenmarkierung mit einem Schiff wird zumeist das Verankerungsseil zertrennt oder das gesamte Messsystem verschleppt. Zudem ist der Verlust durch Fischerei, vor allem in den letzten Jahren, durch die Verwendung von Schlepp- und Bodennetzen stark gestiegen. Ein hohes Beschädigungsrisiko besteht zudem in dem Handling der Messsysteme unter Offshore-Bedingungen. Hierbei sind zwei Faktoren zu identifizieren: zum einen muss die Auslegung und die Bergung der Messsysteme bei immer schlechteren Wetterbedingungen erfolgen, da die Wetterrestriktionen für die Gründungsarbeiten aufgrund der neuen Generation von Installationsschiffe immer weiter nach oben verschoben werden (Welle: $h_s \sim 2$ m). - Eine Rammung darf nur bei ausgelegten Hydroschallgeräten erfolgen. - Zum anderen erfolgt das Handling im Offshore-Bereich bei Bauvorhaben aus kosten- und sicherheitstechnischen Gründen zumeist durch das Schiffspersonal beteiligter Bauschiffe. Somit kann „unsachgemäßer“ Umgang mit den Messgeräten nicht ausgeschlossen werden, Abbildung 4.

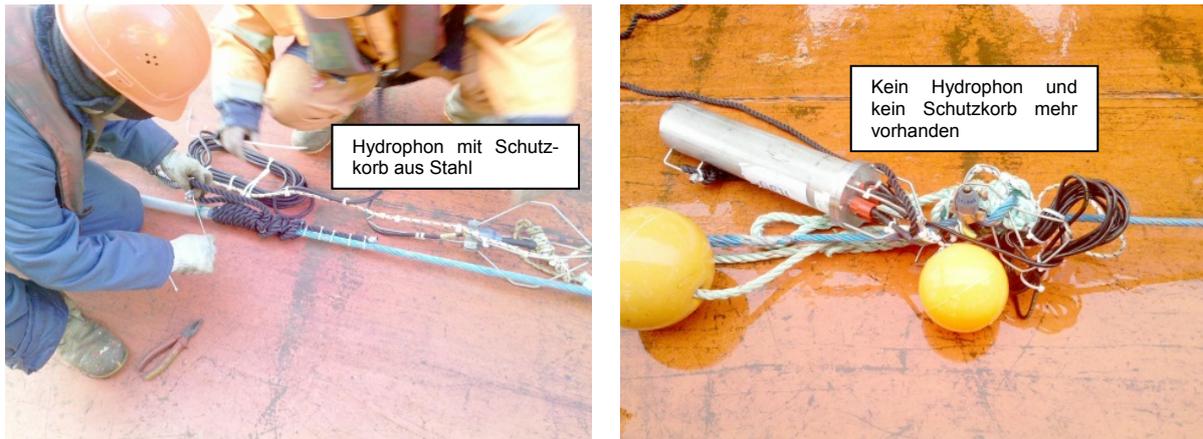


Abbildung 4: Messsystem mit Hydrophon vor (links) und nach (rechts) dem Auslegen. Das Hydrophon, sowie das Verankerungssystem sind schwer beschädigt.

5 Differenzen zwischen Anforderungen aus dem Genehmigungsverfahren und der praktischen Umsetzung

5.1 Datenformat: WAVE – MP3

Laut Messvorschrift für Unterwasserschallmessungen (BSH, 2011) ist das Übergabeformat für Rohdaten PCM WAVE (24-bit). Somit ist formal auch das Aufzeichnungsformat eindeutig definiert, da eine Aufzeichnung der Messdaten in einem „geringerwertigen“ Format die Anforderungen nicht erfüllen könnte bzw. hinsichtlich des Aufnahme- und Dynamikbereichs die fehlende Bitrate durch Rauschen aufzufüllen werden würde.

Generell entscheidend für die Eignung von ggfs. komprimierten Datenformaten, wie z. B. MP3-kodierten Signalen, zu Messzwecken ist, inwieweit schalltechnische beurteilungsrelevante Messgrößen (Kapitel 3.3) durch die Komprimierung beeinflusst werden. Es zeigt sich, dass der „Fehler“ durch Verwendung eines komprimierten Datenformats bei typischen Messungen von Unterwasserschall, Rammschall beispielsweise, gering gehalten werden kann (Abbildung 5). Das liegt unter anderem daran, dass das Maskierungsphänomen bei der MP3-Encodierung relativ "zurückhaltend" ausgenutzt wird und zudem eine Gesamtenergieerhaltung hinterlegt ist. Abbildung 5 zeigt ein Schmalbandspektrum von Rammgeräuschen. Das Hydrophonsignal wurde vor Ort unkomprimiert im WAVE-Format gespeichert und für diesen Vergleich in das MP3-Format (96 kbps) konvertiert. Deutlich wird, dass der Frequenzbereich bei MP3 eingeschränkt ist, in diesem Fall auf 16 kHz. Abweichungen zwischen WAVE und

MP3 sind auch bei sehr tiefen Frequenzen unter 20 Hz zu erkennen. Beide genannten Frequenzbereiche sind jedoch nicht pegelbestimmend und somit nach StUK 4 nicht beurteilungsrelevant. Ansonsten sind die Spektren jedoch nahezu identisch. Derzeit existieren lediglich (breitbandige, einzahlige) Lärmschutzwerte hinsichtlich des Spitzenpegels (L_{Peak}) und des Einzelereignispegels (SEL) für schallintensive Bautätigkeiten (Kapitel 3.3). Aus diesem Grund sind in Abbildung 6 diese akustischen Kenngrößen für etwa 900 einzelne Rammschläge dargestellt. Dabei sind der SEL und der L_{Peak} , berechnet aus der MP3-Datei und der ursprünglichen WAVE-Datei, gegenübergestellt.

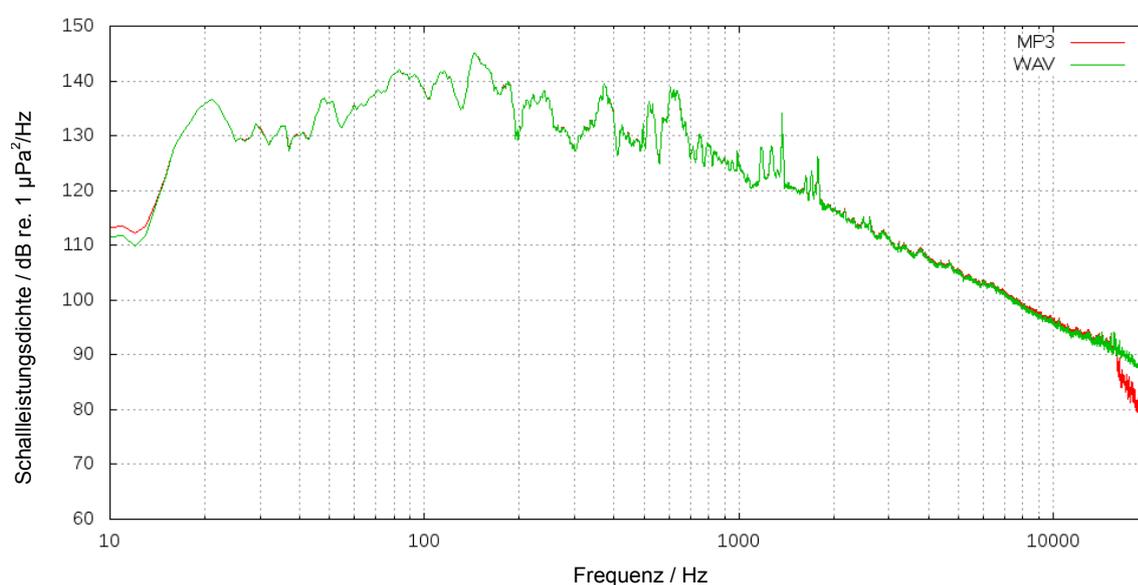


Abbildung 5: Schmalbandspektrum von Rammschall (gemittelt über 900 Schläge) in mehreren 100 m Entfernung.

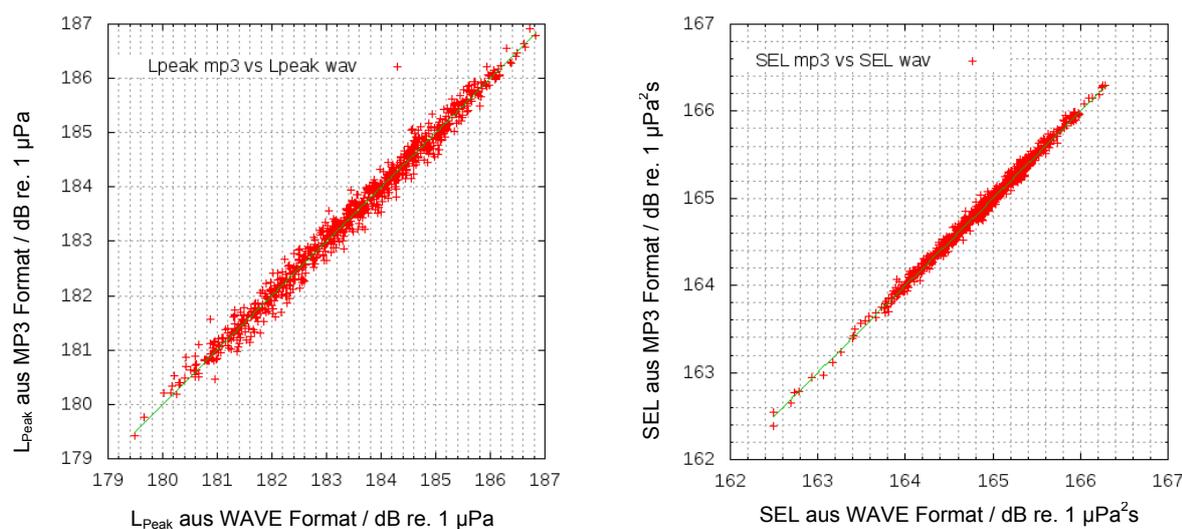


Abbildung 6: Spitzenpegel und Einzelereignispegel für 900 einzelne Rammschläge, aufgetragen als Pegel berechnet aus der MP3-Datei versus WAVE-Datei.

Die Differenzen der Werte, also die durch die MP3-Kodierung bedingten systematischen „Fehler“, liegen für beide Pegelgrößen (SEL und L_{Peak}) deutlich unterhalb von ± 1 dB. Dieser „Fehler“ ist unabhängig von der gewählten Vollaussteuerung (unveröffentlichte Stellungnahme der itap GmbH, 2012). Bei einer geforderten Messungenauigkeit von < 2 dB nach StUK4 und einer realen unsystematischen Messunsicherheit unter Offshore-Bedingungen von ± 2 dB ist dieser „Fehler“ durch Verwendung von komprimierten Datenformaten aus praktischer Sicht für die Beurteilung von Ramm-schall und Hintergrundschall durchaus hinnehmbar.

Mit dem spezifizierten WAVE (24-bit) Datenformat existieren in der Praxis z. T. gravierende Probleme hinsichtlich der generellen Genehmigungsfähigkeit und der damit verbundenen Datenmengen. Sämtliche Hydroschallmessungen außerhalb eines abgesperrten Baufeldes sind genehmigungspflichtig und das Datenformat ist mit der Genehmigungsbehörde im Einzelfall abzustimmen. Hintergrund ist, dass bei z. B. Hintergrundgeräuschemessungen auch sämtliche Schiffsbewegungen in unmittelbarer Entfernung zum Messsystem erfasst werden. Mithilfe von neuen Medien (z. B. AIS) könnten somit auch militärische Schiffsbewegungen identifiziert werden und mithilfe von hochauflösenden Auswertungsmethoden detaillierte Schiffssignaturen oder anderweitige sensible Informationen erstellt werden. Nach Auskunft der Genehmigungsbehörde sind sämtliche Messpositionen außerhalb von Baufeldern mit der Bundeswehr hinsichtlich der Lage, der Einsatzdauer und des Datenformats abzustimmen. In der Regel wird eine derartige Langzeitaufnahme nur in einem komprimierten Dateiformat, wie z. B. MP3, genehmigt, was im Widerspruch zur Messvorschrift und der StUK 4 steht.

Für die notwendigen Betriebsschallmessungen stellt hingegen ein komprimiertes Dateiformat ggfs. hinsichtlich der anschließenden Auswertung erhebliche Probleme dar. Die Hydroschallkomponenten während des Betriebes einer OWEA (Abbildung 7) sind im Vergleich zu den Hintergrundgeräuschen (zumeist dominiert durch Schiffsverkehr) sehr gering. Zum anderen werden nur einzelne schmalbandige (sinusförmige) Komponenten abgestrahlt. Durch die Verwendung eines komprimierten Datenformates könnten diese Signalanteile ggfs. nicht oder nicht exakt abgebildet werden.

In der derzeitigen Praxis werden bei Ramm-schall lediglich die Messungen in 750 m und bei Betriebsschallmessungen alle Messungen im WAVE (24-bit) Datenformat

seitens des BSHs zwingend gefordert. Bei Betriebsschallmessungen ist das Format im Einzelfall abzustimmen; oftmals wird ein WAVE Format verwendet, jedoch keine durchgehende Aufzeichnung (Intervallmessung) durchgeführt. Hintergrund- und weitere Rammschallmessungen können und können zumeist in Abstimmung mit dem BSH im komprimierten MP3 Format aufgezeichnet werden.

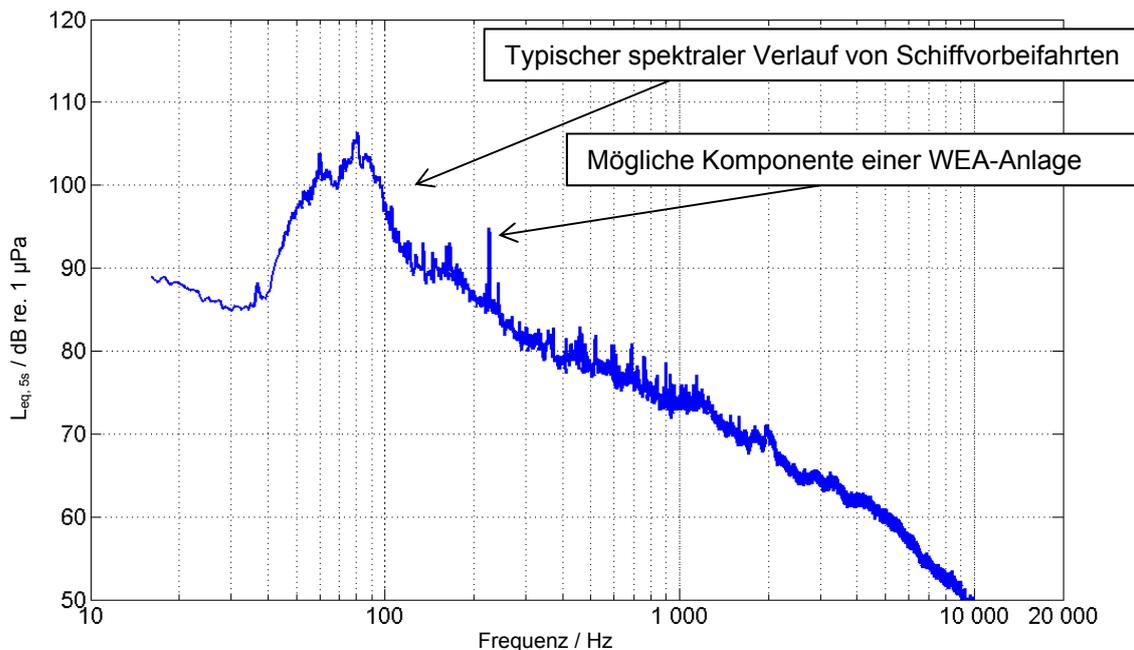


Abbildung 6: Schmalbandspektrum einer Betriebsschallmessungen eines OWPs in ca. 1 km Entfernung. Es sind keine eindeutigen Schallkomponenten der WEAs zu identifizieren. Das dargestellte Schallbandspektrum kennzeichnet die Hintergrundgeräusche außerhalb eines OWPs, das durch Schiffsverkehr dominiert wird.

5.2 Technische Grenzen

5.2.1 Laufzeit versus Speicherkapazität

Ein kritischer Punkt ist die Datenspeicherung sowie der Stromverbrauch der Hydroschallmessgeräte. Um Störgeräusche von z. B. baubegleitenden Messschiffen während der Messung zu minimieren, wird zumeist mit abgesetzten Messgeräten im offshore-Bereich gearbeitet. Somit sind sämtliche elektronischen Bauteile, wie z. B. Aufzeichnungsgerät und Speichermedien, sowie die notwendige Stromversorgung innerhalb des Messsystems zu integrieren. Maßgebend für das Systemdesign sind dabei der Stromverbrauch, die Speicherkapazität, die Aufzeichnungsdauer und das Handling der Messsysteme. Bei Verwendung eines WAVE 24-bit Datenformats werden pro Messkanal pro Stunde bei einer Samplingfrequenz von 44.1 kHz ca. 550 MB Speicherplatz notwendig (pro Tag > 13 GB). Entweder sind für eine lange

Laufzeit der Messgeräte große Speichermedien notwendig, die u. U. hohen Stromverbrauch und damit große Batterieeinheiten verlangen und somit das Handling erschweren oder eine nur sehr begrenzte Aufnahmedauer kann gewährleistet werden.

5.2.2 Dynamikbereich

In der Praxis werden je nach Messaufgabe unterschiedliche Hydrophone mit unterschiedlichen Sensitivitätsbereichen verwendet. Bei Hintergrund- und Betriebsschallmessungen werden zumeist Pegelbereiche (einzahlig) im Bereich von $70 \text{ dB} \leq L_{\text{eq},5\text{s}} \leq 120 \text{ dB}$ erreicht. Schiffsvorbeifahrten in unmittelbarer Umgebung können einen Anstieg auf bis zu 140 dB bewirken. Bei Rammschallmessungen werden ohne Verwendung von Schallminderungsmaßnahmen in Abständen von ca. 750 m Werte von bis zu 180 dB für den Einzelereignispegel (SEL) und bis zu 210 dB für den Spitzenpegel (L_{Peak}) erreicht. Unter Verwendung von schallmindernden Maßnahmen können die o. g. Werte derzeit um bis zu 20 dB reduziert werden. Mit ansteigender Entfernung zur Rammbaustelle nehmen die erreichten Pegelgrößen kontinuierlich ab. Somit sind i. d. R. Dynamikbereiche bei Hydroschallmessungen von ca. 60 dB bis max. 70 dB aus der Praxis notwendig. Bei Verwendung eines WAVE Formates mit 24-bit Auflösung beträgt der theoretische Dynamikbereich jedoch 144 dB. Im Gegensatz dazu besitzen hochwertige D/A-Wandler Dynamikbereiche von ca. 96 dB (16-bit). Hochwertige Hydrophone besitzen zumeist eine Dynamik von bis zu 80 dB, je nach verwendetem Sensorkabel und Kabellänge kann sich dieser Wert auch reduzieren. Somit ist das verwendete Hydrophon inkl. Anschlusskabel der limitierende Faktor in Punkto verwendeter Dynamikbereich und erzielter Genauigkeit. Jedes weitere verwendete Bit im Datenformat produziert somit lediglich ein „Zusatzrauschen“.

5.2.3 Messvarianz, Signal-Rauschverhältnis und Berechnungsmethode

In Abbildung 8 ist ein typischer zeitlicher Verlauf des Einzelereignispegels dargestellt. Jeder blaue Punkt stellt das Ergebnis eines einzelnen Rammschlages dar (Einzel-schlagauswertung). Zudem ist der zeitliche Verlauf der verwendeten Rammenergie dargestellt. Es zeigt sich, dass durch die zu Beginn geforderte Soft-Start Methode (kontinuierlicher Steigerung der Rammenergie) der Einzelereignispegel zwischen

den anfänglichen Schlägen bis hin zu Schlägen mit max. Rammenergie um mehr als 10 dB ansteigt. Bei der nach der Messvorschrift (BSH, 2011) geforderten Darstellung des 5% und 90% Perzentilwertes des Einzelereignispegels treten im Mittel Differenzen von 4 dB bis 5 dB auf. Dies zeigt, dass die beurteilungsrelevante Pegelgröße zusätzlich zur allgemeinen Messunsicherheit bzw. -varianz einer systematischen Varianz aufgrund der verwendeten Rammenergie unterliegt.

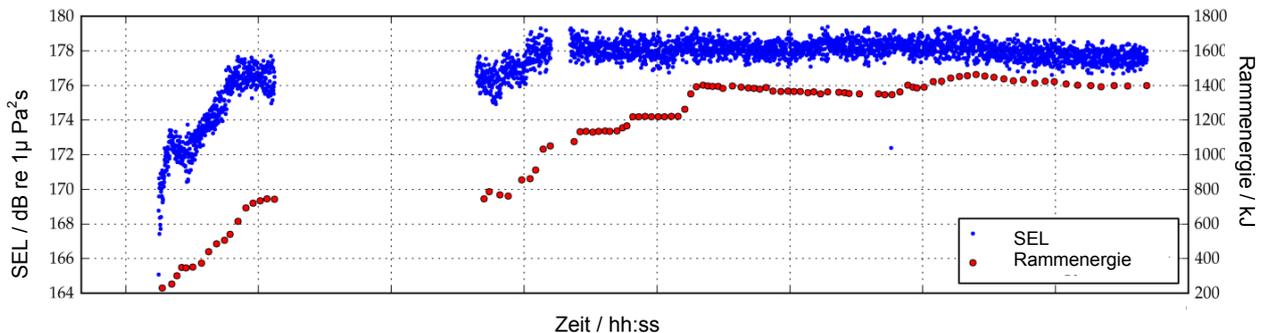


Abbildung 8: Zeitlicher Verlauf des Einzelereignispegels (SEL) über die gesamte Rammung. Zusätzlich ist der zeitliche Verlauf der verwendeten Rammenergie dargestellt.

Die Berechnung des Einzelereignispegels ist laut Messvorschrift (BSH, 2011) auf zwei verschiedene Arten zu berechnen:

$$SEL = 10 \log \left(\frac{1}{T_0} \int_{T_1}^{T_2} \frac{p(t)^2}{p_0^2} dt \right) \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 1 (Einzelschlaganalyse)}$$

T_1 und T_2 - Anfangs- bzw. Endzeit (Schallereignis liegt zwischen T_1 und T_2)
 T_0 - Bezugswert 1 Sekunde

$$SEL \approx L_{eq} - 10 \log \frac{nT_0}{T} \text{ [dB]} \quad \text{Gl. 2 (Mittelungsverfahren)}$$

n - Anzahl der Schläge pro Mittelungszeitraum T

Die Gleichung 2 (Mittelungsverfahren) ist jedoch nur anwendbar, wenn der Rammerschall mindestens 10 dB lauter ist als der Hintergrundschall. Wenn die Amplitude eines (nahezu gleichförmigen) Störschalls im Bereich des zu messenden Rammschalls liegt (Signal-Rausch-Verhältnis ~ 6 dB), ergeben sich aus der Gleichung 2 erhebliche „Berechnungsfehler“ von bis zu 1 dB bei der Bestimmung des Einzelereignispegels. Eine Berechnung vom Einzelereignispegel mit Gleichung 1 wird jedoch ebenfalls aufgrund des mangelnden Signal-Rauschverhältnisses „fehlerhaft“ sein. Im Falle von impulshaltigen Störungen, die nur zeitweise auftreten, benötigt man bei der Einzelschlaganalyse (Gleichung 1) pro Rammschlag jeweils nur einen sehr kurzen Zeitbe-

reich von der Dauer eines Rammschlages (ca. 0,1 Sekunden) mit einem hohen Signal-Rauschverhältnis, um den Einzelereignispegel „fehlerfrei“ zu berechnen. Somit spielt bei der Einzelschlaganalyse der impulshafte Hintergrund- bzw. Störschall zwischen zwei Rammschlägen keine Rolle. Sollte eine impulshaltige Störung während des zu messenden Rammschallereignisses auftreten (z. B. technische Störung oder Rammschlag aus einem anderen Baufeld) so ist eine Berechnung des Einzelereignispegels mit keiner der beiden genannten Methode „fehlerfrei“ möglich.

Es zeigte sich bei Messungen in und um diversen Offshore-Windparks, dass z. T. sehr starke impulshaltige Störgeräusche auftreten können, die eine Auswertung nach der vereinfachten Berechnungsmethode (Gleichung 2) nicht ermöglichen. Durch die Einzelschlaganalyse (Gleichung 1) konnten jedoch wenigstens einige Schläge ohne den Einfluss eines Störgeräusches ausgewertet werden.

Es ist jedoch häufig so, dass der zeitliche Verlauf des Einzelereignispegels über einen kompletten Rammvorgang eines ganzen Pfahles deutliche Varianzen aufweist (Abbildung 8). Sollten für eine Auswertung nicht sämtliche Rammschläge zur Verfügung stehen, ist für die Evaluation des gesamten Rammvorganges wesentlich, wie viele Rammschläge (z. B. in Prozent) und in welchem Rammabschnitt (zu Beginn oder am Ende einer Rammung) für die Berechnung und Darstellung des Einzelereignispegels zur Verfügung standen. Im Idealfall werden alle Rammschläge berücksichtigt, so dass sich keine Unterschiede zwischen beiden Methoden ergeben. Im anderen Extremfall sind nur einige wenige Rammschläge zu Beginn einer Pfahlrammung verfügbar, so dass die dargestellten Ergebnisse des Einzelereignispegels (5%, 50% und 90% Perzentilpegel) qualitativ eine Unsicherheit im Bereich der Messvarianz aufweisen können.

Somit können die Ergebnisse einer Einzelschlaganalyse (Gleichung 1) mit nur wenigen Prozent der Rammschläge sicherlich nicht als Evaluation eines eingesetzten Schallminderungssystems oder als Kriterium der Einhaltung eines Lärmwertes verwendet werden, bieten jedoch die Möglichkeit einer qualitativen Einschätzung einer mit Störung behafteten Rammschallmessung. Diese Möglichkeit ist jedoch in der derzeitigen Messvorschrift (BSH, 2011) nicht vorgesehen.

Ein derzeitiges Problem stellen zudem zunehmend die kontinuierlich besser werdenden Schallschutzsysteme bei Messungen im nächsten Naturschutzgebiet in Entfer-

nungen von 20 km und mehr dar, da durch die erhöhte Schallminderung der Systeme die zu messenden Rammschallgeräusche zunehmend leiser werden. In Abbildung 9 sind die Zeitsignale während einer Impulsrammung in ca. 750 m (links) und in ca. 20 km (rechts) Entfernung dargestellt. Mit zunehmender Entfernung nimmt der Schalldruckpegel erheblich ab. In ca. 20 km sind somit bei Einhaltung des $160 \text{ dB}_{\text{SEL}}$ Wertes in 750 m Entfernung die Rammschallimpulse oftmals im Pegelbereich der Hintergrundgeräusche. Somit nimmt das Signal-Rauschverhältnis mit der Entfernung erheblich ab und die Berechnung eines Einzelereignispegels wird fehleranfällig oder im Extremfall nicht mehr möglich. Bei einer (zeitgleichen) parallel stattfindenden Rammung in zwei OWPs versagt die Berechnung des Einzelereignispegels zumeist komplett bei Messungen in großen Entfernungen, da die beiden Schallereignisse meistens vergleichbare Amplituden haben und sich zeitweise überlagern.

Das Lärmschutzkriterium von $160 \text{ dB}_{\text{SEL}}$ in 750 m wurde zur Vermeidung von Schäden bei marinen Säugetieren durch schallintensive Baumaßnahmen entwickelt. Bei Messungen in 20 km Entfernung und Werten im Bereich der Hintergrundgeräusche (insbesondere bei starkem öffentlichen Schiffsverkehr) kann von einer schädigenden Wirkung durch Schall nicht mehr die Rede sein, sondern eine Störung oder eine Hörbarkeit ist gegeben. Derzeit existieren aus wissenschaftlicher Sicht erhebliche Zweifel an der Pegelgröße Einzelereignispegel als geeignete Beurteilungsgrundlage für die Störung von marinen Säugetieren durch Schall. Es ist derzeit Gegenstand der Forschung andere Pegelgrößen, wie z. B. der Dauerschallpegel (L_{eq}), hinsichtlich ihrer Eignung als Pegelgröße für Störung, zu entwickeln (Nehls & Bellmann, 2013).

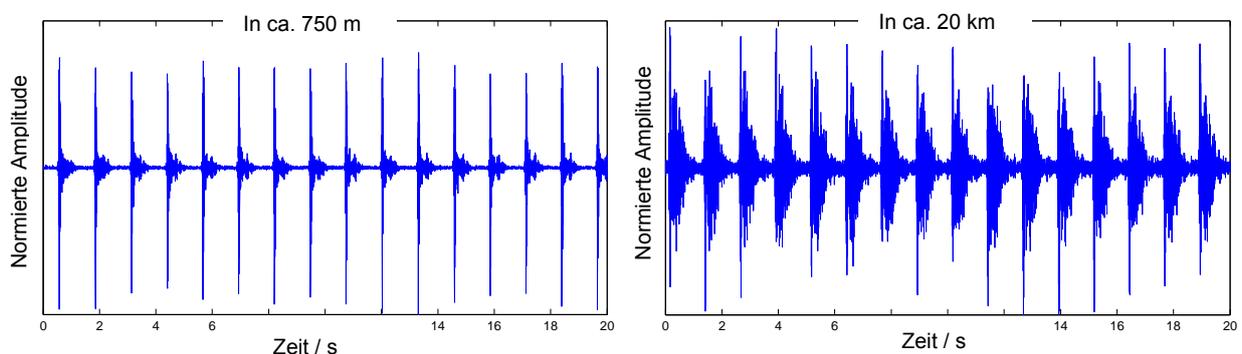


Abbildung 9: Darstellung des gemessenen Zeitsignale des Schalldruckpegels (normierte Amplitude) während einer Impulsrammung in ca. 750 m (links) und in ca. 20 km (rechts) Entfernung.

5.3 Fazit

Die derzeitigen parallel im Bau befindlichen OWPs und die damit überlagernden Hydroschallradien stellen eine echte Herausforderung an die Messtechnik und anschließende Auswertungssoftware und sind derzeit noch nicht hinreichend in Messvorschriften berücksichtigt. Hierbei geht es darum, einen geeigneten Mittelweg zwischen den Problemen mit Laufzeiten, Verankerungen, Handling und Datenspeicherungen auf der einen Seite und tatsächlichen verfügbaren Signal-Rauschverhältnissen, vorhandenem Datenmaterial und daraus resultierenden Beurteilungsgrößen zu finden.

6 Zusammenfassung

Es wurden die Anforderungen und Maßgaben an die Hydroschallmessungen, insbesondere an die verwendete Messsensorik, beim Bau von Offshore-Windparks aus Sicht des Genehmigungsverfahrens den Erfahrungen aus der Praxis gegenüber gestellt. Zudem wurde ein von der itap GmbH entwickeltes Hydroschallmessgerät vorgestellt, welches diese Anforderungen vollständig erfüllt und sich im Praxiseinsatz unter schwierigen Offshore-Bedingungen bewährt hat.

Es wurde aufgezeigt, dass zum Teil erhebliche Unterschiede zwischen den Maßgaben und der gängigen Praxis hinsichtlich Messgenauigkeit, Messdatenformat und notwendigem Dynamikbereich existieren. Die erhöhten Anforderungen an die Messsensorik seitens der Genehmigungsbehörden sind für die Berechnung der beurteilungsrelevanten akustischen Kenngrößen hinsichtlich der vorhandenen Beurteilungsvorgaben nicht zwingend notwendig. Andererseits werden die verschleißintensiven und zeitlich restriktiven Anforderungen aus der Praxis nicht adäquat berücksichtigt.

Die Erfahrungen aus der praktischen Anwendung der Messsensorik offshore zeigen, dass die StUK 4 zwar Mindestanforderungen vorgibt, jedoch Anpassungen und Erweiterungen basierend aus der Praxis und Wissenschaft notwendig sind.

7 Acknowledgement

Ein großer Dank geht an die Kollegen Dr. Klaus Betke, Rainer Matuschek, Hauke Holst, Siegfried Gündert, Michael Müller und Bajo Meenen für die Unterstützung bei allen technischen Ausführungen, sowie Analysen, Bildern etc.

Ein weiterer Dank geht an alle beteiligten (Bau-) Firmen im Offshore-Bereich für die tatkräftige Unterstützung bei allen bisher ausgeführten Offshore-Einsätzen.

Zu guter Letzt auch ein Dank an alle Behörden im Genehmigungsverfahren und Mitwirkenden der StUK 4 für kontroverse Diskussionen und den Mut zur Erstellung von Mindestanforderungen, sowie den unkomplizierten Umgang mit eventuellen aus der praktischen Erfahrung notwendigen Abweichungen bei der Durchführung der Hydro-schallmessungen.

8 Literatur

- [1] **Bellmann MA & Gerke P (2013)** Methoden zur Berechnung des Einzelereignispiegels. Gutachterliche Stellungnahme für das BSH
- [2] **BSH (2011)** Messvorschrift für Unterwasserschallmessungen – Aktuelle Vorgehensweise mit Anmerkungen. Bericht im Rahmen des Forschungsvorhabens „Ökologische Begleitforschung am Offshore-Testfeldvorhaben alpha ventus zur Evaluierung des Standarduntersuchungskonzeptes des **BSH (StUKplus)**“, **Förderkennzeichen 0327689A**
- [3] **BSH (2013)** Offshore-Windparks – Messvorschrift für die quantitative Bestimmung der Wirksamkeit von Schalldämmmaßnahmen. Bericht Nr. M100004/05 erstellt im Rahmen des Forschungsvorhabens „Studie zu Bewertungsansätzen für Unterwasserschallmonitoring im Zusammenhang mit Offshore-Genehmigungsverfahren, Raumordnung und Meeresstrategierahmenrichtlinie“ im Auftrag des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH)
- [4] **BSH (2013)**: Standard Untersuchung der Auswirkungen von Offshore-Windenergieanlagen auf die Meeresumwelt (StUK 4)
- [5] **ISO IEC 11172-3 (1993)** Information technology – Coding of moving pictures and associated audio for digital storage media at up to about 1,5 Mbit/s – Part 3: Audio
- [6] **Nehls & Bellmann (2013)** Auswirkungen von Schallemissionen durch Offshore-Rammarbeiten auf Schweinswale. Schalltechnischer Bericht im Auftrag von Vattenfall

Bodenbewegungen am Meeresboden bei Offshore-Rammarbeiten

K. Reimann, J. Grabe

1. Einleitung

Beim Bau von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) wird vermehrt die Schlagrammung verwendet, woraufhin es zu Erschütterungen des Meeresbodens kommt. Infolgedessen breiten sich Wellen im Baugrund aus, wobei es zu Wellenrefraktionen und –reflexionen kommt. Die Transmission der Wellen an der Schichtgrenze Wasser-Boden ist hierbei von besonderem Interesse, da die Einflüsse der Rammschallausbreitung nicht gänzlich geklärt sind. Durch die Schlagrammung werden erhebliche Hydroschallimmissionen verursacht, deren Immissionspegel Grenzwerten unterliegen. Zur Einhaltung dieser Grenzwerte werden in der Deutschen Ausschließlichen Wirtschaftszone Schallminderungsmaßnahmen eingesetzt, die den Hydroschall reduzieren, wobei der Wirkungseffekt in der Wassersäule liegt. Abhängig von dem Abstand der Schallminderungsmaßnahme zum Pfahl können die Wellen im Untergrund die Reduktionsmaßnahme unterlaufen. Die eingeleitete Energie ins System der Pfahlrammung wird am Pfahlmantel und am Pfahlfuß ins umgebende Medium abgegeben. Ein Großteil der Energie geht dabei in den Untergrund, da die angestrebte vertikale Penetration des Pfahls in den Baugrund den Spitzenwiderstand und mit zunehmender Einbindelänge auch die Pfahlmantelreibung überwindet. Die in das System eingetragene Energie wird somit nicht in Gänze als Hydroschall emittiert. Anteil am Hydroschall hat vor allem die direkte Übertragung des Rammschlages über die Pfahlaußenhaut ins umgebende Meereswasser mit der Ausbreitung einer Kompressionswelle (K-Welle). Einen geringeren Anteil, der zurzeit nicht quantifiziert werden kann, hat der sekundäre Übertragungsweg über den Baugrund. Hier spielen aufwärtsgerichtete Raumwellen sowie Oberflächenwellen zusammen, wobei es auch hier zu Energieverlusten kommt und nicht der gesamte Anteil, der sich im Baugrund ausbreitenden Wellen, ins Meereswasser transmittiert wird.

Die Abgabe von Energie am Pfahlfuß führt zu Raumwellen, sogenannten Kompressionswellen, welche im Folgenden als P-Wellen zur Abgrenzung der Kompressionswelle im Wasser bezeichnet wird. Diese breiten sich unter Annahme eines elastischen Halbraums kugelförmig vom Pfahlfuß aus. Per Definition stimmt die Partikelbewegungsrichtung mit der Ausbreitungsrichtung der Welle überein. Eine weitere Raumwelle ist die Scherwelle (S-Welle), welche durch eine wechselnde Vertikalbewegung des Pfahlmantels in den Boden emittiert wird. Die Partikelbewegung findet senkrecht zur

Wellenfortpflanzungsrichtung statt. Oberflächenwellen, wie die Rayleigh-Welle (R-Welle), breiten sich an der Oberfläche des elastischen Halbraums aus und haben eine longitudinale und eine transversale Richtungskomponente. Geschieht dies an der Grenzfläche Wasser-Boden, ist von Scholtewellen die Rede. Die Annahme eines elastischen Halbraums ist im Nahbereich des Pfahls jedoch strittig, da aufgrund der hohen Rammbelastung große Dehnungsamplituden auftreten und der Boden ein anelastisches Verhalten aufweist. Im anelastischen Halbraum mit tiefenabhängigem Spannungs-Dehnungsverhalten breiten sich die P-Wellen nicht mehr kugelförmig vom Pfahlfuß aus, sondern in einer verstärkten vertikalen Ausbreitung in die Tiefe (Henke, 2008). Eine klare Trennung der verschiedenen Wellen ist in-situ nicht unbedingt erkennbar, da im Modell von einem homogenen Medium ausgegangen wird. Die unterschiedlichen Wellentypen können sich zu Mischformen überlagern, werden reflektiert und refraktiert, sodass die Interpretation von Messdaten nicht immer eindeutig ist.

Während der Testung des Kleinen Blasenschleiers (Small Bubble Curtain, SBC2-System) der Firma MENCK im Baufeld BARD Offshore 1 (BO1) wurden unter anderem die Bodenbewegungen im Nah- und Fernfeld infolge der Schlagrammung bei der Installation eines Gründungspfahls einer OWEA gemessen. Der gesamte Aufbau und die Durchführung der Messkampagne wird durch Reimann und Grabe (2013) ausführlich beschrieben.

2. Messsysteme

Es wurden zwei verschiedene Messsysteme zur Aufzeichnung der Bodenbewegungen im Nahbereich des Pfahls verwendet. Zum einen wurden drei Ozean-Boden-Seismometer (OBS), sogenannte Lobster (Longterm OBS for Tsunami and Earthquake Research), der Firma K.U.M. auf dem Meeresboden positioniert (Abbildung 1). Zum anderen wurde von der Firma Itap ein triaxiales Geophon in den Anker eines Hydrophonarrays verbaut, welches im Folgenden als Anker-Geophon bezeichnet wird.

2.1. Lobster

Der Lobster 6000 ist ein OBS, welches in der Tiefseeforschung zum Einsatz kommt. Es ist für Wassertiefen von bis zu 6.000 m ausgelegt, um auf dem Meeresgrund kleinste Erschütterungen infolge von Erdbeben zu registrieren. Aus diesem Grund ist dieses Messsystem mit einer autarken Stromversorgung versehen. Die Messelektronik befindet sich in einem zylindrischen Druckrohr (Abbildung 1). Für die Messung der Bodenbewe-

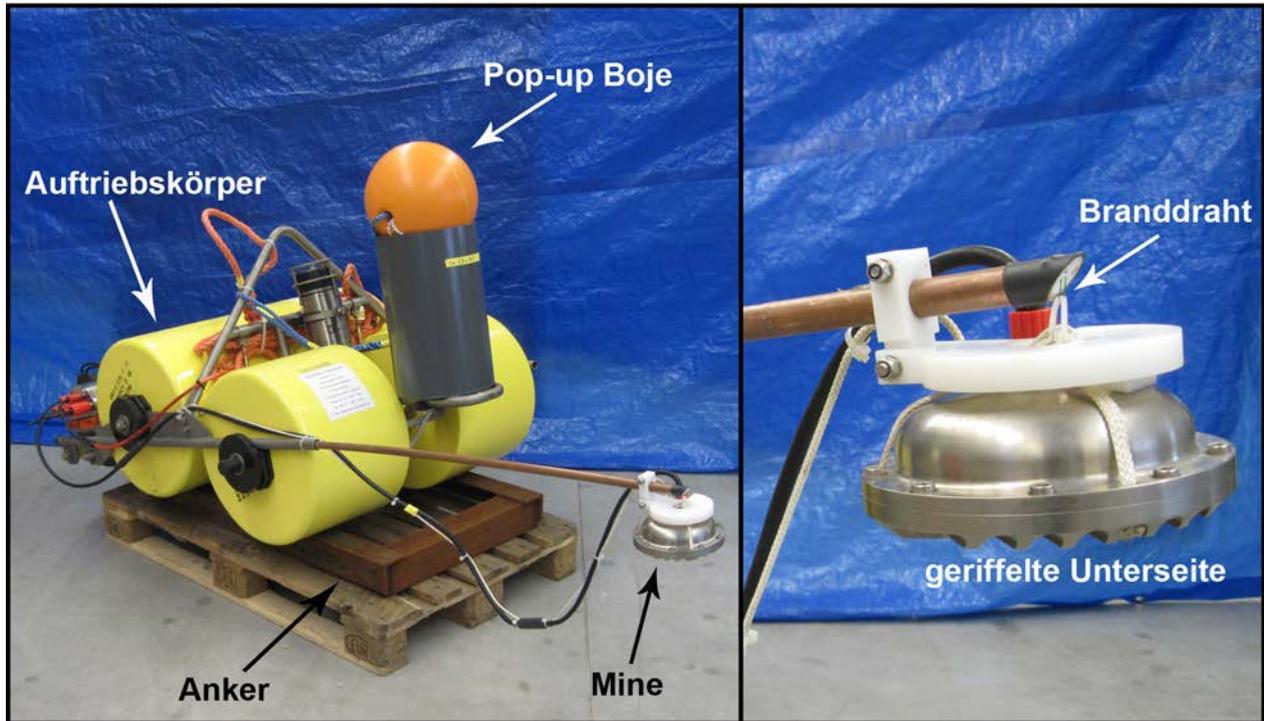


Abbildung 1: Messsystem Lobster (links) und Mine mit Branddraht (rechts) (Quelle: Firma K.U.M.)

gungen infolge Pfahlrammung musste der Lobster 6000 umgerüstet werden, da die zu erwartenden Amplituden um ein Vielfaches höher liegen. Daher wurden in die drei Lobster jeweils ein Vertikal-Geophon des Typs SM-6/U-B 4,5 Hz und zwei Horizontal-Geophone des Typs SM-6/H-B 4,5 Hz der Firma SENOR eingebaut. Es wurde auf eine Verstärkung des Signals verzichtet. Die Akkulaufzeit der Messsysteme beträgt circa drei Wochen bei einer Abtastrate von 1.000 Hz. Neben den drei Geophonen ist ein Hydrophon im Messsystem integriert. Wichtig für die Messung der Bodenbewegungen ist der Kontakt zwischen Messsystem und Meeresboden. Da der Lobster mit circa 310 kg (in Luft) und Abmessungen von 1,65 m x 1,30 m x 0,72 m ein sehr robustes System ist, welches mit den Auftriebskörpern auf einem Anker montiert ist, wurden die Geophone vom System gelöst und in eine Mine eingebaut (Abbildung 1). Nach kurzer Zeit in Salzwasser korrodiert der sogenannte Branddraht, ein sehr dünner Draht zur Befestigung, und die Mine aus Titan fällt in geringem Abstand zum Messsystem auf den Meeresboden. Der Kontakt zwischen Mine und Meeresboden erfolgt über eine geriffelte Aufstandsfläche (Abbildung 1).

Die drei Datenlogger der Lobster wurden vor dem Ausbringen mittels eines GPS Zeitsignals auf die koordinierte Weltzeit (UTC) synchronisiert. Während der Tideumkehr

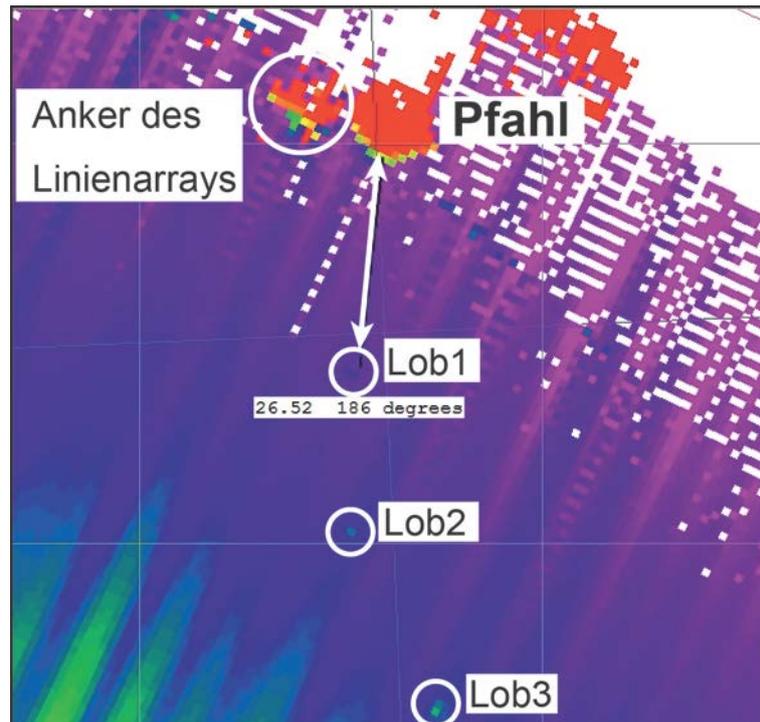


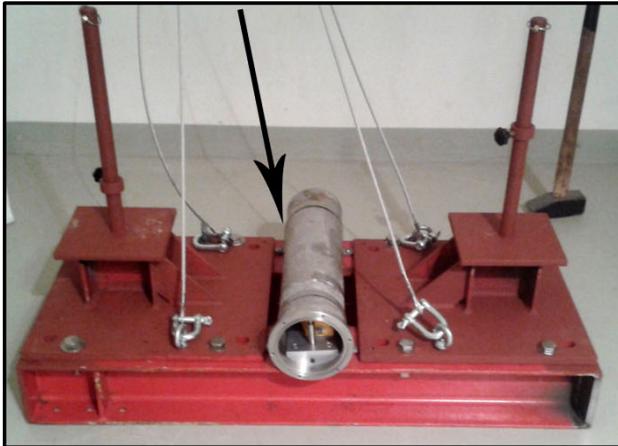
Abbildung 2: Lokalisierung der Lobster mittels Fächerecholot durch die Firma Embient

bei minimaler Tideströmungsgeschwindigkeit wurden die Messsysteme mittels eines Krans vom Schiff aus zu Wasser gelassen. Da trotz minimaler Tideströmung eine Verdriftung der Systeme und damit eine abweichende Endposition in circa 40 m Wassertiefe vorliegen kann, wurden die Lobster mittels eines Fächerecholots der Firma Embient geortet. Die Genauigkeit der akustischen Ortung lag aufgrund von fehlenden Korrekturdaten der Echtzeitkinematik bei circa +/- 1 m. Die Abbildung 2 zeigt die Positionen der Lobster relativ zum Gründungspfahl der OWEA. Die Lobster wurden in den Abständen 26,5 m (Lob1), 45,9 m (Lob2) und 67,0 m (Lob3) zum Pfahlmantel, welcher die Schallquelle darstellt, geortet.

2.2. Anker-Geophon

Von dem Errichterschiff aus, der Wind Lift 1 (WL1), wurde während der Pfahlinstallation und der Testung des Kleinen Blasenschleiers die Schalldruckverteilung über die Wassersäule mit einem Hydrophonarray der Firma Itap gemessen (Itap, 2014). Das Messsystem bestand aus 13 Hydrophonen, die gleichmäßig über die Wassertiefe verteilt waren, sowie aus drei Geophonen des Typs SM 6B 4,5 Hz von SENOR, die im Anker des Linienarrays integriert waren (Abbildung 3). Das Messsystem wurde von der WL1 mit einem Hilfskran abgesenkt und kabelgebunden von Deck aus gesteuert. Die synchrone

Druckrohr



Horizontal-Geophon

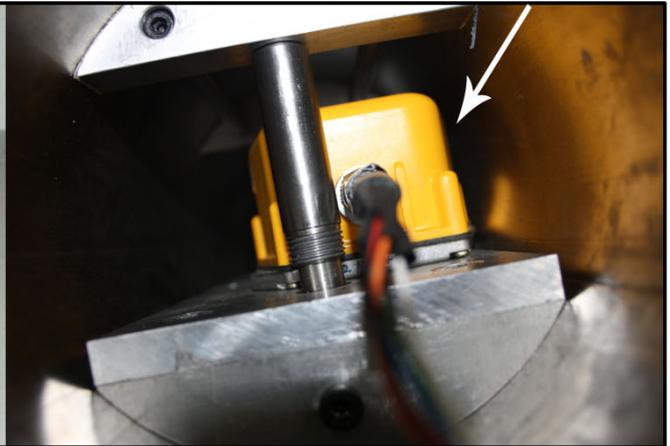


Abbildung 3: Anker des Linienarrays (links) mit eingebauten Geophonen im Druckrohr (rechts) (Quelle: Firma Itap)

Datenaufzeichnung der 16 Kanäle erfolgte mit einer Abtastrate von 44.100 Hz. Der relative Abstand des Messsystems zum Pfahlmantel betrug circa 10 m (Abbildung 4). Da das System während der Absenkung am Kran geführt wurde, ist bei einem Ankergewicht von 300 kg nicht von einer Verdriftung auszugehen. Das System wurde an Deck gesichert, sodass eine weitestgehend senkrechte Ausrichtung des Linienarrays vorlag.

3. Rammprozess und Baugrund

Der Gründungspfahl der Tripile-Konstruktion mit einer Länge von 85,1 m und einem Außendurchmesser von 3,35 m wurde mit einem Hydraulikhammer des Typs MHU 1900S 34,6 m in den Meeresboden geschlagen. Die Rammenergie wurde sukzessiv auf circa 1400 kJ bis zum Erreichen einer Penetrationstiefe von 19,5 m gesteigert (Abbildung 5). Diesem ersten Abschnitt der Rammung folgte eine längere Standzeit, in der der Kleine Blasenschleier in Betrieb genommen wurde. Im Abschnitt 2 des Rammprozesses folgten verschiedene Schlagserien, in der unterschiedliche Konfigurationen des Kleinen Blasenschleiers getestet wurden. Auch hier kam es immer wieder zu kurzen Standzeiten, in der beispielsweise das eingeblasene Luftvolumen geändert wurde. Im letzten Abschnitt der Rammung wurde das SBC2-System wieder geliftet, sodass die Rammung auf Endtiefe ohne Schallschutz erfolgte. Es wurden in den Abschnitten 1 und 3 Referenzmessungen ohne Blasenschleier durchgeführt, um die Wirksamkeit des Schallminderungssystems zu evaluieren (Abbildung 5). Da der Kleine Blasenschleier in Form des SBC2-Systems seine Wirkungsweise sehr dicht am Pfahl entfaltet, wird die Bodenbewegung infolge der

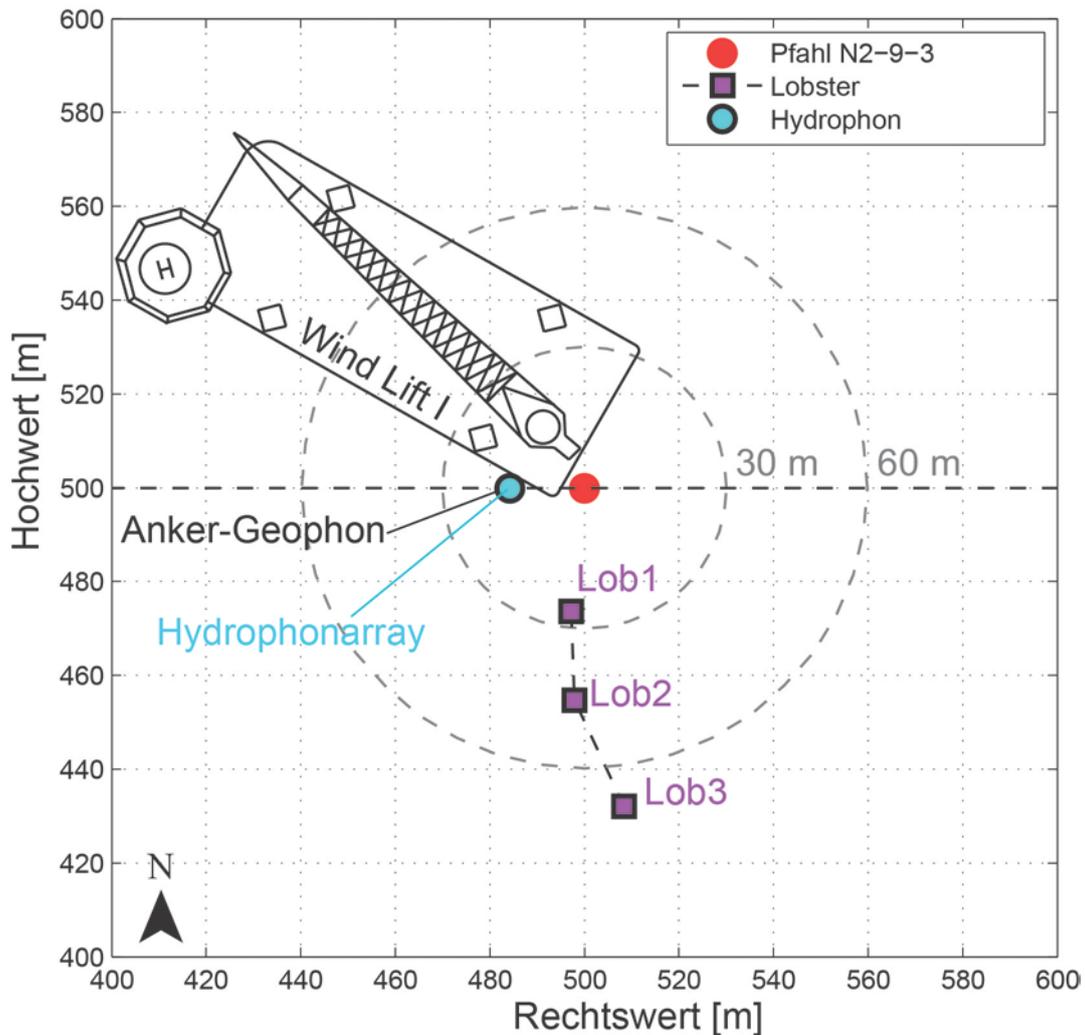


Abbildung 4: Positionen der Messgeräte relativ zum Pfahl (Reimann und Grabe, 2013)

Schlaggrammung durch die Schallminderungsmaßnahme nicht beeinflusst, was ein Vergleich der Schwingamplituden der Lobstermessung mit und ohne SBC2-System bestätigt. Die gemessenen Amplituden ändern sich nicht mit Einschalten des Kleinen Blasenschleiers (Reimann und Grabe, 2013).

Der anstehende Baugrund besteht hauptsächlich aus dicht bis sehr dicht gelagerten Fein- und Mittelsanden. In einer Tiefe von circa 25,5 m bis 27,5 m befindet sich eine bindige Schicht aus steifem bis halbfestem Ton, Schluff und Feinsand mit einer Mächtigkeit von circa 2 m.

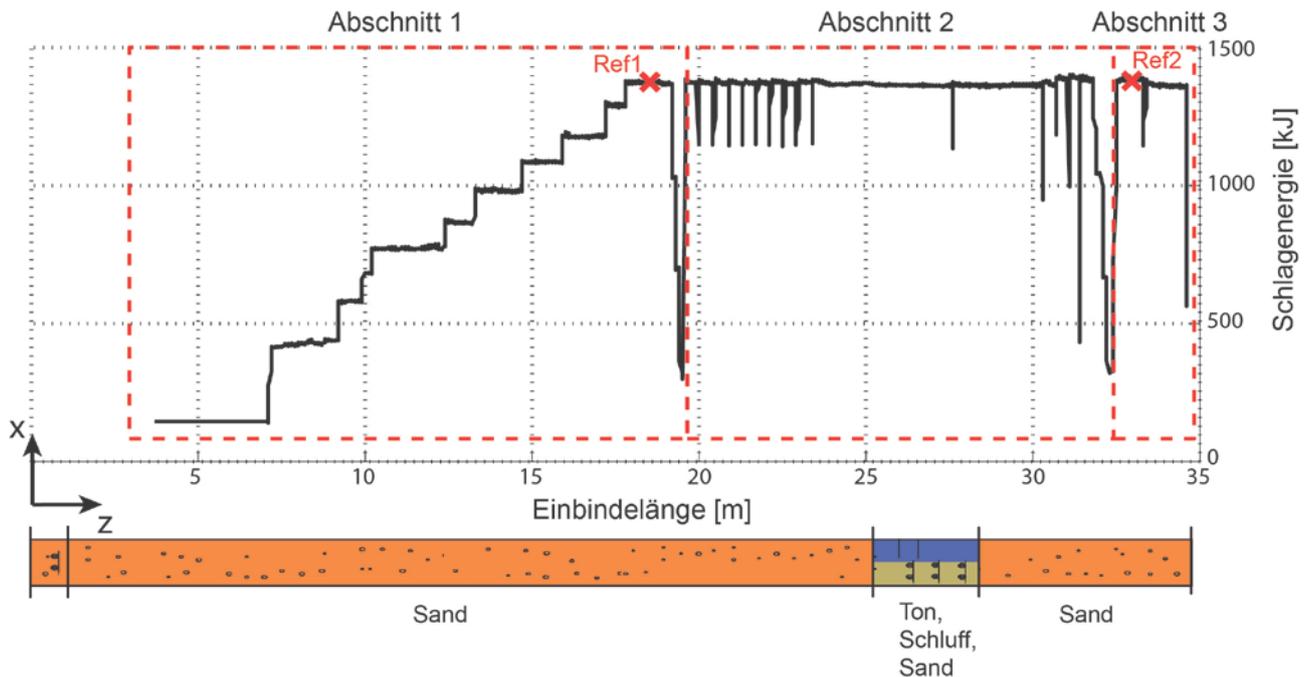


Abbildung 5: Verlauf der Schlagenergie über die Penetrationstiefe mit anstehendem Baugrund

4. Bodenbewegungen im Zeitbereich

Das Ausgangssignal der Geophone wird über eine induzierte Spannung erzeugt, die durch die Bewegung eines Magneten in einer Spule entsteht. Die Linearität ab 4,5 Hz der vertikal oder horizontal Geophone ist nur gegeben, wenn die Geophone auf dem Meeresboden entsprechend ausgerichtet sind. Es existieren keine Informationen über die Orientierung der Messgeber, sodass die Messdaten unter der Annahme einer exakten Ausrichtung verwendet werden. Die zulässige Auslenkung der Spule im Geophon darf maximal 4 mm peak-to-peak betragen. Eine Integration des Ausgangssignals, zeigt dass das Anker-Geophon, welches weitaus dichter an der Schallquelle positioniert war, eine maximale Auslenkung von bis zu 0,16 mm erfahren hat.

Da zwar die relative Position der Messsysteme zur Schallquelle bekannt ist, aber nicht die lokale Orientierung der Geophone auf dem Meeresboden, muss eine weitere Annahme getroffen werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Minen der Lobster und der Anker des Linienarrays eben auf dem Meeresgrund auflagen, da im Baufeld BO1 nicht mit Riffelbildung zu rechnen ist. Damit steht die vertikale Messachse Z im Raum fest. Die Ausrichtung der horizontalen Achsen X und Y sind in der Ebene unbekannt. Unter der berechtigten Annahme, dass die Abstrahlung des Rammschalls in radialer Richtung des Pfahls maximal ist, kann durch eine Vektordrehung in der Ebene die Ausrichtung der

Geophone berechnet werden (Abbildung 6). Damit werden die lokalen X-Achsen zur radialen Richtung des Pfahlzentrums und die Y-Achse senkrecht dazu definiert. Dabei stellt sich heraus, dass der Drehwinkel der Vektordrehung nicht konstant über die Rammung ist. Daraus ergibt sich, dass die Messsysteme ihre Position relativ zum Pfahl verändern. Es wird davon ausgegangen, dass nicht der gesamte Lobster infolge der Erschütterung wandert, sondern lediglich die Mine mit den Geophonen aufgrund ihres geringen Gewichtes. Mit der ebenen Vektordrehung lässt sich nur der variierende Drehwinkel berechnen. Daraus wird nicht klar, ob infolge der Erschütterungen des Meeresbodens nur eine Drehbewegung, nur eine Translation der Mine oder eine Kombination der beiden vorliegt. Geht man davon aus, dass der Anker des Messsystems aufgrund seines hohen Gewichtes seine Lage nicht verändert, kann die Mine, welche per Kabel mit dem Anker verbunden ist, nur geringe Bewegungen machen. Da die Ortungsgenauigkeit der Messsysteme bei ± 1 m liegt, wird eine etwaige Translationsbewegung vernachlässigt. Der variierende Drehwinkel geht hingegen in die Auswertung der Messdaten ein, indem die maximale horizontale Amplitude und daraus der jeweilige Drehwinkel in Abhängigkeit des Penetrationsfortschritts berechnet werden. Dabei ergab sich eine Variation des Drehwinkels für den Lob1 von 14° über den gesamten Rammprozess und eine Abweichung von der ursprünglichen Ausrichtung um bis zu 35° für Lob3.

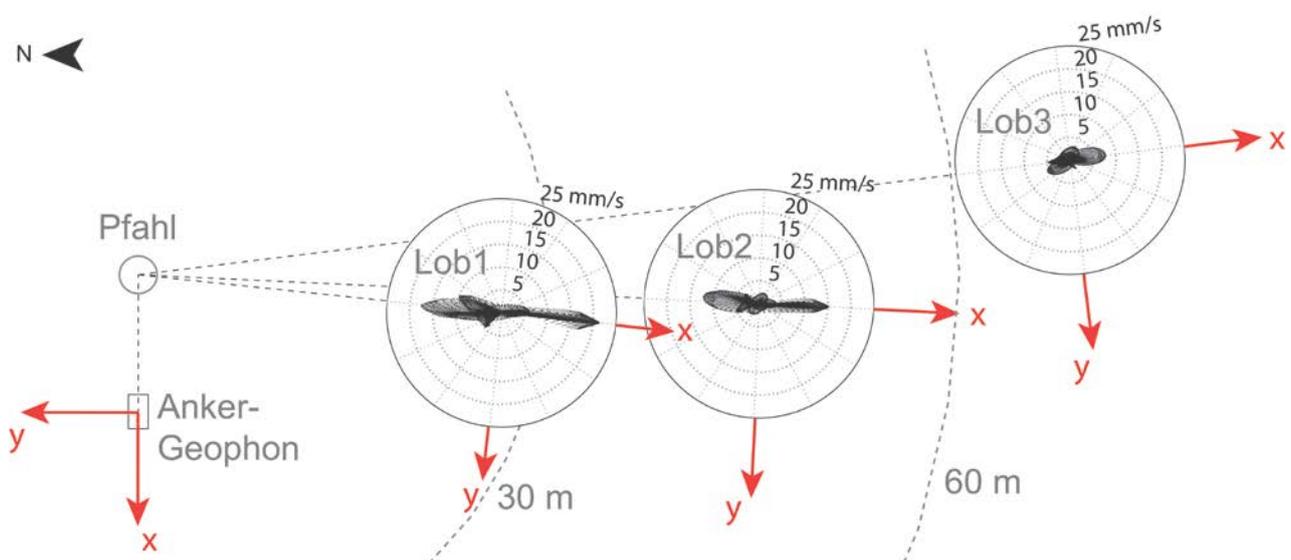


Abbildung 6: Orientierung der Messsysteme nach der Vektordrehung und Schwinggeschwindigkeit v_{xy} bei einer Penetrationstiefe von 18,5 m

Abbildung 7 zeigt die Schwinggeschwindigkeiten in X-, Y- und Z-Richtung aller Messsysteme der ersten Referenzmessung (Abbildung 5) bei einer Penetrationstiefe des Pfahls von 18,5 m und einer Schlagenergie von 1380 kJ. Direkt am Pfahl überlagern sich die verschiedenen Wellentypen, wie die Messsignale des Anker-Geophons zeigen. Erst in einem Abstand zum Pfahl lassen sich verschiedene Welleneinsätze beobachten, da die Wellen mit unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten genug Zeit hatten, um auseinander zu laufen. Die Schwingamplituden im Anker-Geophon sind in Z-Richtung größer als in X-Richtung. Dies ändert sich mit zunehmendem Abstand zum Pfahl. Die Messsignale der Lobster zeigen eine deutliche Polarisierung in radialer Richtung. Es lassen sich drei verschiedene Welleneinsätze im Zeitsignal des Rammschlages ausmachen. Für die Berechnung von Ausbreitungsgeschwindigkeiten lassen sich nur die zeitgleichen Messsignale der Lobster verwenden, da das Anker-Geophon nicht mit den übrigen Messsystemen synchronisiert wurde. Unter der Annahme, dass die Wellenausbreitung im Untergrund sowie im Wasser radialsymmetrisch ist, können die

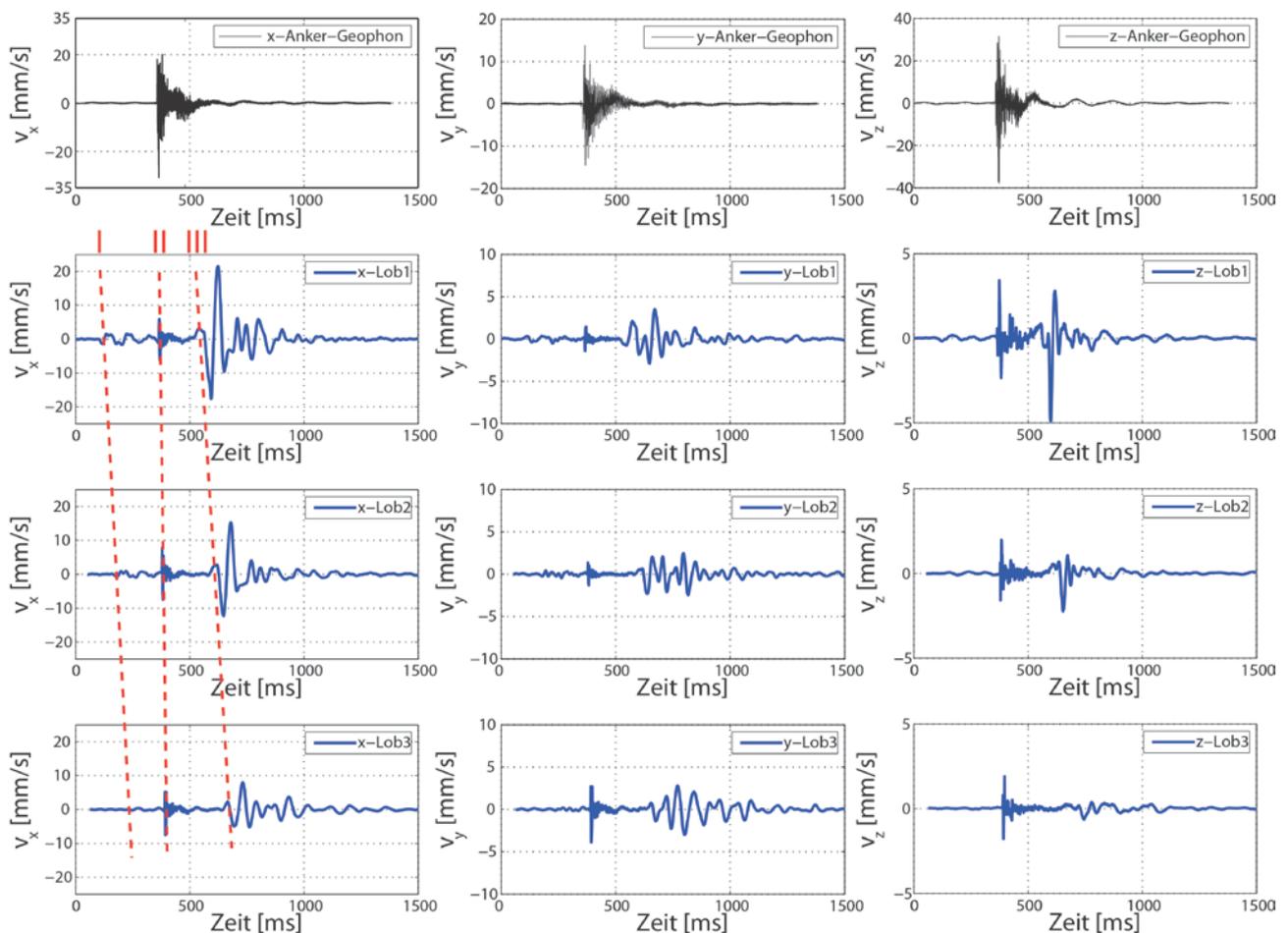


Abbildung 7: Messsignale im Zeitbereich bei einer Einbindelänge von 18,5 m (Ref1)

Radialabstände der Lobster zur Berechnung herangezogen werden, obwohl die Messsysteme nicht in einer Linie zum Pfahl liegen.

Der Welleneinsatz I wird an der Position Lob1 circa 250 ms vor dem eigentlichen Rammschlag registriert. Dieser erste Welleneinsatz ist bei jedem Rammschlag vorhanden und ist eindeutig dem nachfolgenden Rammschlag vorgelagert, da auch nach langen Standzeiten diese Abfolge auftritt. Es wird vermutet, dass diese Welle durch Aktivitäten des Hydraulikhammers vor dem eigentlichen Rammschlag, wie beispielsweise das hydraulische Anheben des Rammgewichtes, ausgelöst wird. Diese Bewegung wurde ebenfalls mittels Dehnungsmessstreifen am Pfahl während der Rammung circa 300 ms vor jedem Rammschlag gemessen.

Die Bodenbewegung der Welle II wird induziert durch die Hydroschallwelle, welche sich über den direkten Übertragungsweg Pfahlmantel-Wasser im Meereswasser mit einer geneigten Wellenfront ausbreitet. Diese Welle bringt insbesondere im Nahfeld des Pfahls die marine Deckschicht in Bewegung und kann auch in tiefere Schichten transmittieren. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der K-Welle wurde während des Offshore-Tests anhand der gemessenen Leitfähigkeit, Temperatur und Wassertiefe ermittelt. Am Meeresboden herrschte eine Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle von 1515 m/s (Itap, 2014). Damit kann die Position der Lobster nachkorrigiert werden. Die Zeitdifferenzen des Welleneinsatzes II betragen zwischen Lob1 und Lob2 13 ms, ebenso wie zwischen Lob2 und Lob3. Geht man davon aus, dass der Relativabstand von Lob1 mit 26,5 m zum Pfahlmantel exakt bestimmt wurde, so müssen die Radialabstände von Lob2 auf 46,2 m und von Lob3 auf 65,9 m korrigiert werden, um die Zeitdifferenzen mit der gemessenen Hydroschallausbreitungsgeschwindigkeit in Einklang zu bringen. Diese Korrektur liegt im Bereich der Ortungsgenauigkeit von circa +/- 1 m. Die Messsignale der Lobster bezüglich der Welle II sind durch den Aliasing-Effekt beeinträchtigt. Eine Abtastrate von 1.000 Hz ist für diesen Wellentyp zu gering. Daher wird die Welle II im Weiteren nicht mehr betrachtet und in den folgenden Auswertungen nur noch die Zeitspanne 500 ms bis 1500 ms des Rammschlags berücksichtigt.

Der Welleneinsatz III resultiert aus dem sekundären Übertragungsweg Pfahl-Boden. Die Schwingamplituden v_x dieser besonders tieffrequenten Welle sind in X-Richtung, also per Definition in Wellenfortpflanzungsrichtung, stärker als die Hydroschall induzierten Schwingamplituden. Sie nehmen wie zu erwarten mit zunehmendem Radialabstand zum Pfahl ab. In Y-Richtung treten nur geringe Schwingamplituden v_y sowohl für die Welle III als auch für die Wellen II und I auf. In vertikaler Richtung übersteigt die

hydroschallinduzierte Bewegung zum Zeitpunkt der Referenzmessung Ref1 die Schwingamplitude v_z infolge Wellenausbreitung im Boden.

Die Messsignale des Anker-Geophons wurden mit einem Tiefpassfilter von 1.000 Hz bearbeitet. Ein Aliasing-Effekt tritt aufgrund der hohen Abtastrate nicht auf. Der Welleneinsatz I wurde ebenfalls vom Anker-Geophon verzeichnet, ist aber in Abbildung 7 nicht dargestellt. Eine Separation der Welleneinsätze kann in dem geringen Abstand zum Pfahl von circa 10 m nicht vorgenommen werden. Die Wellen II und III hatten aufgrund der kurzen Distanz noch nicht genug Zeit, um auseinander zu laufen. Man erkennt deutlich die hochfrequente Bodenbewegung infolge der K-Welle. Überlagert wird diese durch eine sehr tieffrequente Welle resultierend aus dem sekundären Übertragungsweg. Es kann zudem zu Störeinflüssen durch Reflexionen kommen, da sich das Messsystem sehr dicht an den Beinen der WL1 befindet (Abbildung 4).

Die Abbildung 8 zeigt die Schwinggeschwindigkeiten in radialer Richtung an Position Lob1 von zehn aufeinanderfolgenden Rammschlägen. Zu erkennen ist, dass die Bodenbewegungen infolge der Rammschläge sehr gleichmäßig sind, sodass es gerechtfertigt ist, jeweils einen Rammschlag als repräsentative Größe bei gleichbleibender Rammenergie und Einbindelänge des Pfahls heranzuziehen.

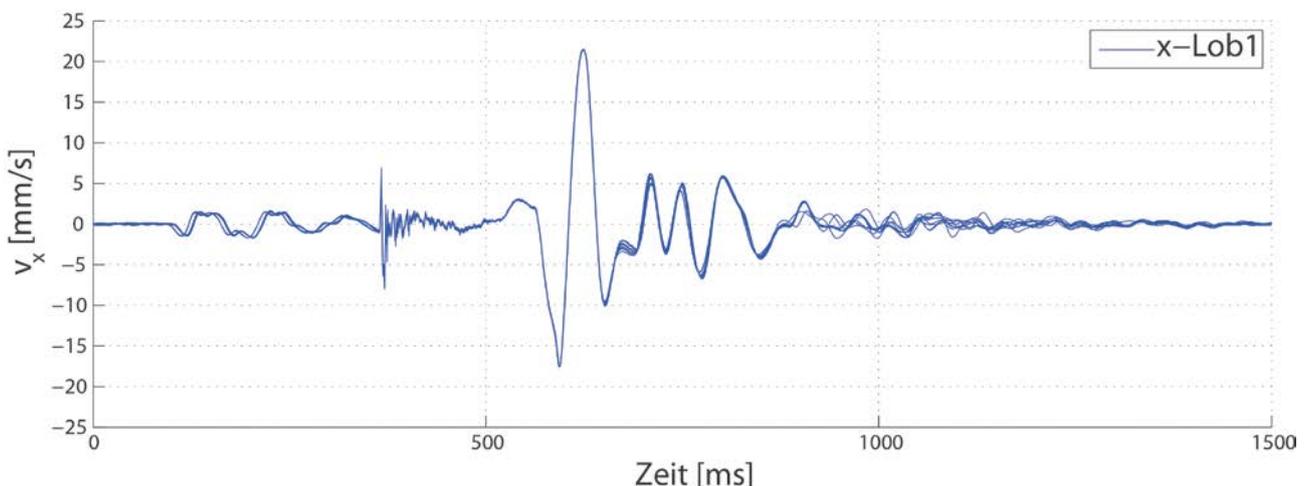


Abbildung 8: Messsignale von 10 aufeinander folgenden Rammschlägen an der Messposition Lob1 bei einer Penetrationstiefe von 18,5 m

5. Wellenausbreitung und Schallabstrahlung

Die Schallabstrahlungsrichtung des Meeresbodens ist im Hinblick auf die laufenden Untersuchungen zur Ausbreitung des Hydroschalls von besonderer Bedeutung. Neben der oft betrachteten P-Welle im Boden und der K-Welle im Wasser, ist die S-Welle nicht zu vernachlässigen. Welchen Einfluss die verschiedenen Wellen und ihre Kombination auf

den emittierten Hydroschall haben, ist noch nicht abschließend erforscht. Aus geoakustischer Sicht sind die Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit sowie der Schermodul wichtige Parameter für höherwertige mathematische Modelle, welche die Interaktion des Hydroschalls mit dem Meeresboden abbilden (Hamilton, 1980).

Die folgenden Betrachtungen der Schallabstrahlung des Meeresbodens konzentrieren sich auf den durch die Lobster gemessenen Welleneinsatz III. Die lokale Orientierung der Lobster wurde mittels der ebenen Vektordrehung bestimmt. Die Variation den Drehwinkels wurde pro Rammschlag ermittelt und somit die Orientierung mathematisch korrigiert. Die Abbildung 9 zeigt die horizontal polarisierte Schwinggeschwindigkeit v_{xz} des Meeresbodens bei den Referenzmessungen Ref1 und Ref2 in den Abständen 26,5 m, 46,2 m und 65,9 m zum Pfahlmantel. Ein geringer vertikaler Anteil im Zeitsignal (Abbildung 7) führt zu einem flachen Abstrahlungswinkel ϕ von bis zu 5° an der Position Lob1. Wie zu erwarten nimmt die Amplitude v_{xz} mit steigender Entfernung zur Schallquelle zunächst ab.

Im fortlaufenden Rammprozess wurde die Schlagenergie nahezu konstant gehalten. In Abbildung 10 sind die Schwingamplituden v_{xz} von ausgewählten Rammschlägen dargestellt. Die Penetrationstiefe steigt in circa 1 m Schritten auf 33,0 m an. Die Schlagenergie variiert um höchstens 1%, sodass der Einfluss der Einbindelänge auf die Bodenbewegung isoliert werden kann. Die Amplitude v_{xz} entspricht der maximalen Schwinggeschwindigkeit der Welle III wie in Abbildung 9 dargestellt. Die Einbindelänge des Pfahls hat auf die Amplituden der Welle III an den Positionen Lob1 und Lob2 nur einen geringen Einfluss bei einer prozentualen Streuung von $\pm 20\%$. An Position Lob3 beträgt die prozentuale Steigerung mit zunehmender Penetrationstiefe hingegen bis zu 120%. Hier nimmt die Amplitude v_{xz} mit zunehmender Entfernung nicht ab, sondern steigt. Auch der Abstrahlungswinkel ϕ nimmt signifikant zu, sodass der Geschwindigkeitsvektor aller drei Messpositionen zum Ende der Rammung, zwar flach ist, aber dennoch in Richtung Meeresoberfläche zeigt (Abbildung 9).

Die signifikante Änderung an nur einer Messposition, die zudem am weitesten entfernt von der Schallquelle ist, lässt darauf schließen, dass es an Schichtgrenzen zu Reflexionen kommt. Insbesondere die an der Lokation vorliegende bindige Schicht in 25,5 m Tiefe kann Reflexionen herbeiführen, die erst in einem größeren Abstand vom Pfahl auf den Meeresboden treffen. Die hier betrachtete Welle tunnelt sozusagen die Messpositionen mit einem geringeren Abstand als circa 65 m. Diese signifikante Änderung ist für die Welleneinsätze I und II nicht zu beobachten. Die Aufzeichnungen der Welle II unterliegen

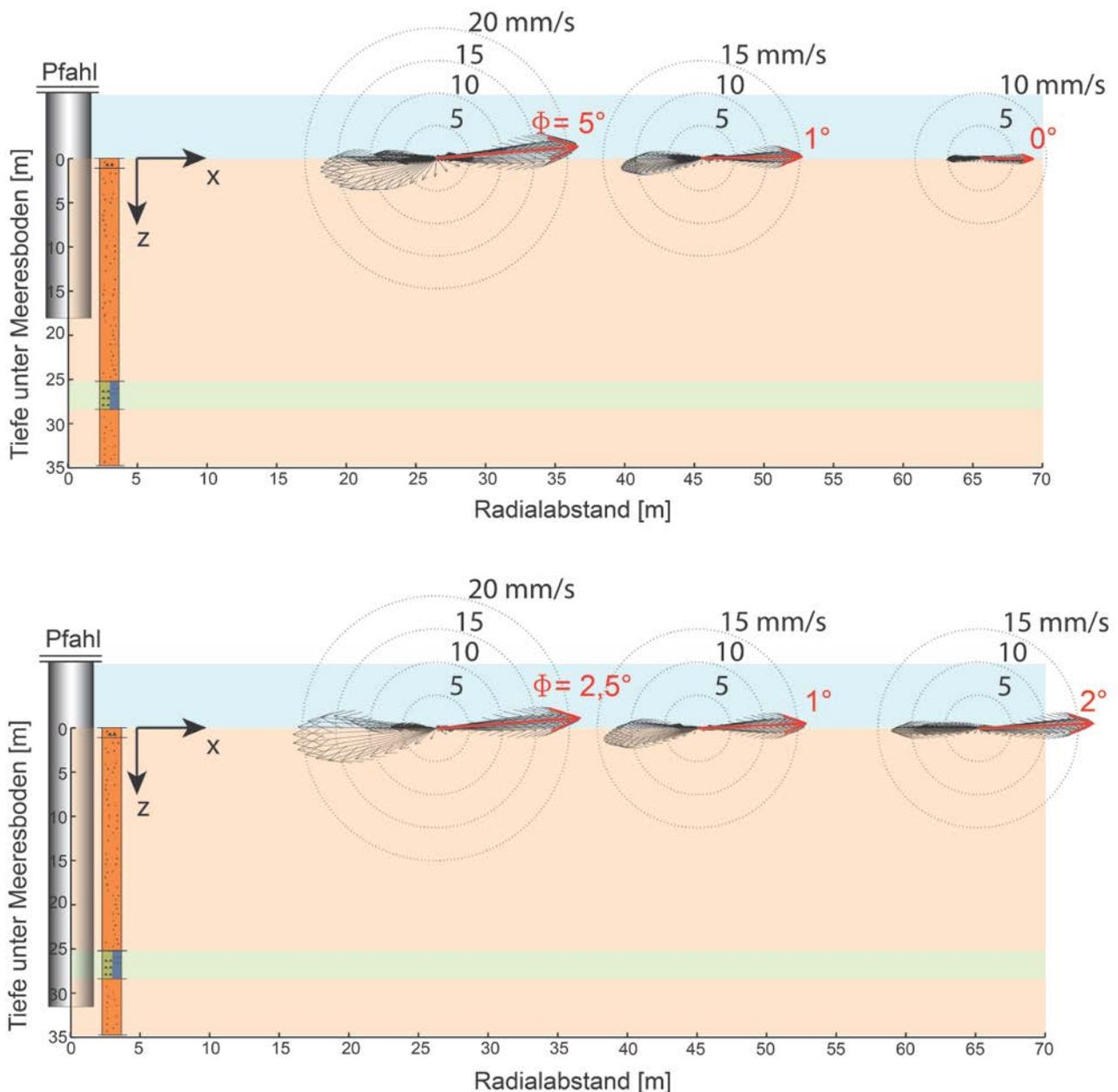


Abbildung 9: Schwingamplitude v_{xz} infolge Schlagammung bei einer Penetrationstiefe von 18,5 m (oben) und 33,0 m (unten)

dem Aliasing-Effekt, weshalb keine Aussage zum Neigungswinkel gemacht werden kann. Da die Messsignale der Lobster nur unter einander synchronisiert wurden, jedoch nicht mit der Messung der Pfahldynamik, beschrieben in Reimann und Grabe (2013), ist die Laufzeit vom Schlagimpuls bis zur Messposition unbekannt. Abschätzungen mithilfe von bekannten Ausbreitungsgeschwindigkeiten in Stahl und Wasser, haben ergeben, dass der Rammimpuls circa 31,5 ms vor dem ersten Eintreffen der Hydroschallwelle an der Position Lob1 erfolgt sein muss.

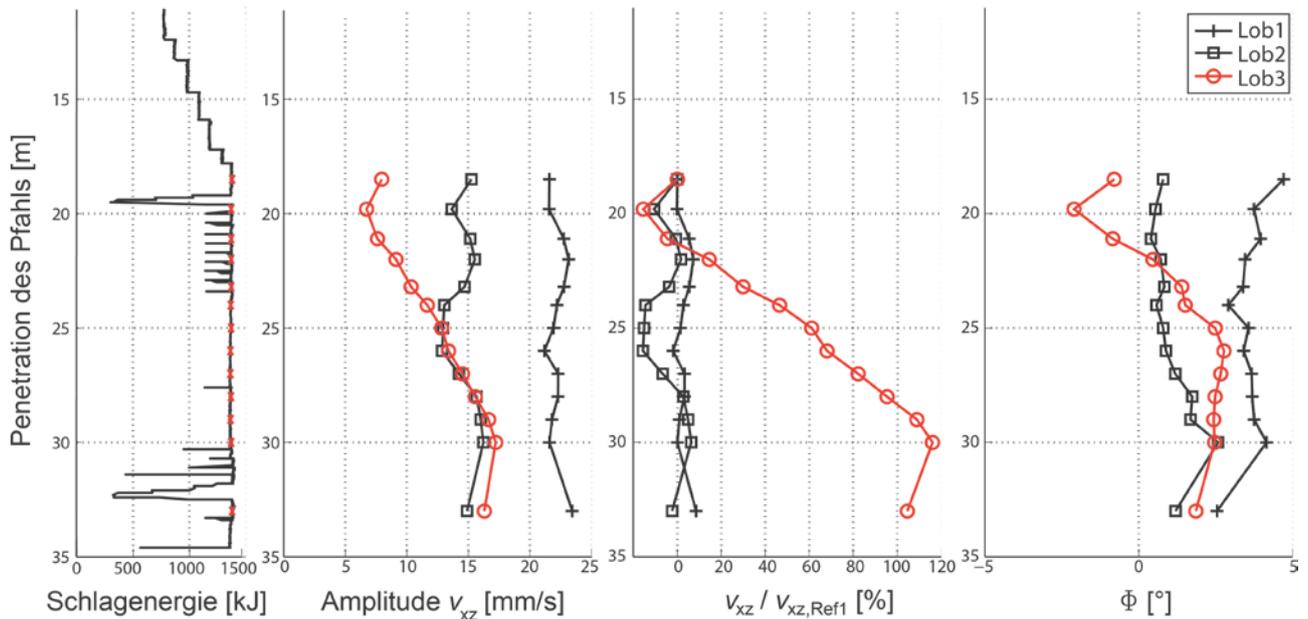


Abbildung 10: Schwingamplitude v_{xz} und $-\text{abstrahlwinkel } \phi$ bei zunehmender Penetrationstiefe während der Schlagrammung

Ebenso ist der Weg, den die Welle im Untergrund nimmt nicht bekannt, sodass nur Vermutungen aufgestellt werden können. Geht man von einer kugelförmigen Abstrahlung der Welle in die Tiefe und einer Reflexion der Wellenfronten an der bindigen Schicht aus, so können die Laufwege abgeschätzt werden. Damit ergibt sich für die tieffrequente Welle III eine Ausbreitungsgeschwindigkeit von circa 250 m/s. Ausbreitungsgeschwindigkeiten dieser Größenordnung sind typisch für Scherwellen (Hamilton, 1980) sowie Scholtewellen, welche sich an der Grenzfläche Wasser-Boden als Oberflächenwelle ausbreiten und für die inverse Bestimmung der Scherwellenausbreitungsgeschwindigkeit herangezogen werden (Bussat et al., 2005). Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Oberflächenwellen hängen in starkem Maße von der Scherwelle ab. P-Wellengeschwindigkeiten liegen nach Hamilton (1980) für Sande im Bereich von 1700 m/s bis 1830 m/s. Im Nahbereich des Pfahls ist es nicht möglich die K-Wellen induzierte Bewegung aus dem Wasser und die P-Wellen induzierte Bewegung aus dem Boden zeitlich zu trennen. Erst nach mehr als 100 m überholt die P-Welle die K-Welle und eine Kopfwelle entsteht (Lippert et al., 2012). Zudem ist eine Abtastrate von 1.000 Hz für die Messung der Wellenfronten zu gering.

6. Bodenbewegung im Frequenzbereich

Eine Betrachtung des gesamten Rammschlags von 500 ms bis 1500 ms im Frequenzbereich zeigt, dass die meiste der abgestrahlten Energie des Geschwindigkeitssignals im tieffrequenten Bereich liegt (Abbildung 11). Der Frequenzbereich der X-Amplitude wird von 5 bis 30 Hz mit bis zu 55 dB re 1 $\mu\text{m/s}$ dominiert. In vertikaler Richtung liegen die relativen Werte der Z-Amplitude zwar nur bei circa 30 dB re 1 $\mu\text{m/s}$, jedoch fällt der dominante Bereich bis 50 Hz breiter aus. Es fällt auf, dass im höherfrequenten Bereich die Frequenz von circa 250 Hz nur in vertikaler Richtung auftritt. Die Amplitude wird mit zunehmender Penetrationstiefe geringer.

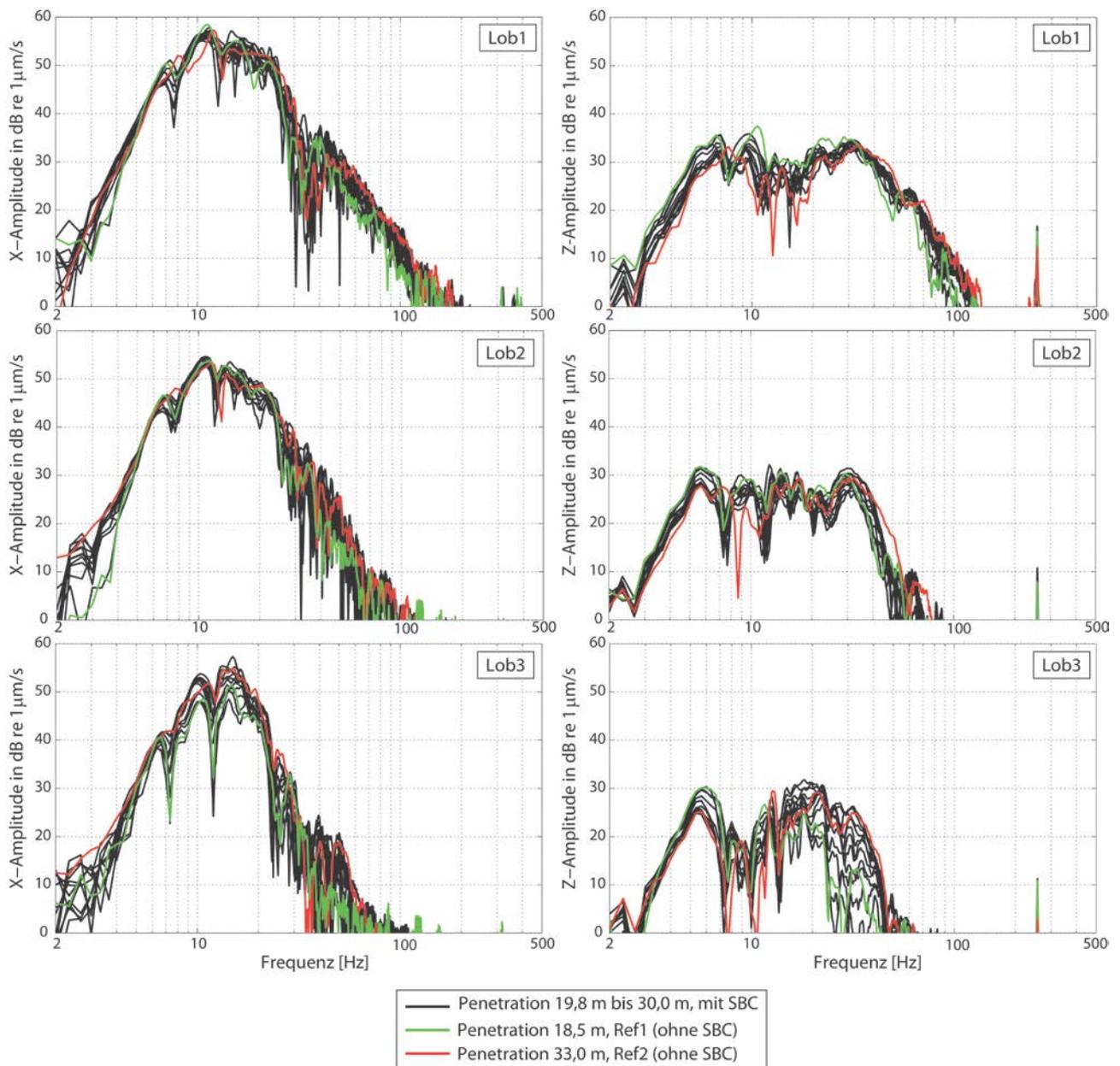


Abbildung 11: Frequenzbereich der Schwinggeschwindigkeiten v_x und v_z bis 500 Hz für die Messpositionen Lob1, Lob2 und Lob3 mit zunehmender Penetrationstiefe des Pfahls

Der Welleneinsatz III gemessen an den Lobster-Positionen hat eine Frequenz von circa 12 Hz (Abbildung 7). Die Abbildung 11 zeigt, dass sich Änderungen im tieffrequenten Bereich mit zunehmender Penetrationstiefe nur geringfügig einstellen. In X-Richtung wird mit zunehmender Penetrationstiefe die Auslöschung der Frequenz von 7 Hz und 11 Hz geringer. Die schwarzen Linien gehören zu den Penetrationstiefen von 19,8 m bis 30,0 m. Über diesen Zeitraum wurde der Kleine Blasenschleier in Betrieb genommen. Das SBC2-System hat auch im Frequenzbereich keinen Einfluss auf die Bodenbewegungen, da es keine Abweichungen zu den Referenzmessungen Ref1 und Ref2 gibt. Aussagen zum Frequenzbereich höher als 500 Hz lassen sich infolge der geringen Abtastrate von 1.000 Hz für die Lobster nicht machen. Weiterführende Evaluationen zum Anker-Geophon können in Itap (2014) nachgelesen werden.

7. Einfluss der Untergrundstruktur

Die Messlokation wurde vor der Messkampagne geophysikalisch untersucht, um die dreidimensionale Struktur des Untergrundes bis zur Gründungstiefe zu erfassen (Reimann und Grabe, 2013). Hierbei wurden die bindige Schicht sowie verschiedene Fein- und Mittelsandschichten in Lagerungsdichten von dicht bis sehr dicht von der Christian-Albrechts-Universität zu Kiel (CAU) mittels Reflexionsseismik kartiert.

Die hydroakustischen Messungen zur Evaluierung der Wirksamkeit des Schallminderungssystems SBC2-Systems der Firma Itap haben ergeben, dass es in östlicher Richtung vom Pfahl während der Rammung unter Einsatz des Kleinen Blasenschleiers zu einem plötzlichen Anstieg des Hydroschallpegels kam (Itap, 2014). Dieser plötzliche Sprung wurde um 02:50 Uhr UTC in 750 m Entfernung zu Pfahl registriert. In östlicher Richtung nahm der Einzelereignispegel (SEL_{30s}) um mehr als 5 dB zu, wohingegen in westlicher Richtung keine Änderung zu verzeichnen war. Es wurde vermutet, dass eine der drei Trommeln des SBC2-Systems ausgefallen war und somit eine Lücke im Blasenschleier in östlicher Richtung entstand. Dieser technische Ausfall wurde vom Betreiber jedoch nicht verzeichnet.

Eine weitere Erklärung lässt sich im Untergrund finden. Abbildung 12 zeigt das Ost-West-Profil der Messlokation mit einem Überhöhungsfaktor VE von circa 19,5. Zu genau diesem Zeitpunkt um 02:50 Uhr UTC drang der Pfahlfuß gemäß Rammprotokoll in die bindige Schicht in einer Tiefe von 25,5 m ein (Abbildung 12). Diese fällt in Richtung Osten flach ab, wohingegen sie in westlicher Richtung zunächst ansteigt bis auch hier ein flacher Abfall in circa 150 m Entfernung stattfindet.

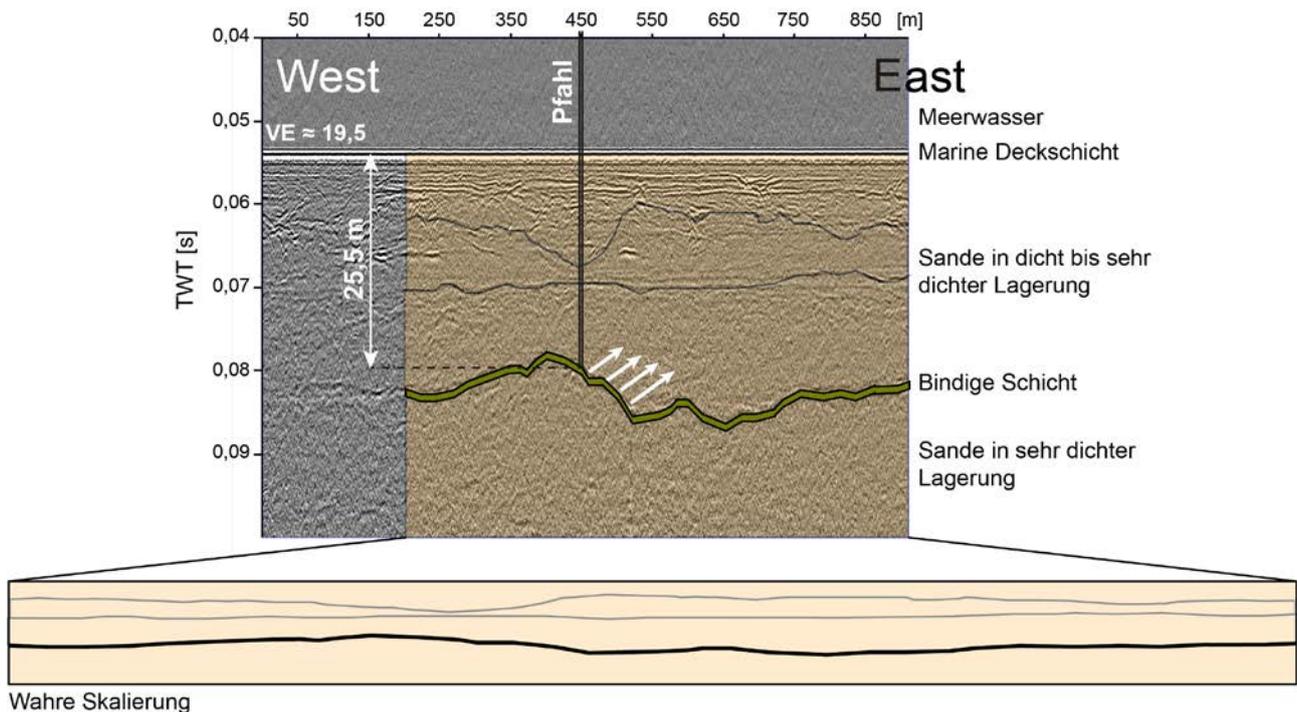


Abbildung 12: Ost-West-Profil der Messlokation aus der geophysikalischen Untersuchung der CAU im Baufeld BO1 (Quelle: Christian-Albrechts-Universität zu Kiel, Institut für Geowissenschaften, Abteilung Angewandte Geophysik)

Es wird vermutet, dass sich die bindige Schicht durch ihre konkave Krümmung im Osten des Pfahls als Parabolrinne verhält und die Wellen im Untergrund auf einen „Brennpunkt“ lenken. Durch die bindige Schicht werden die reflektierten Wellen verstärkt in Richtung Osten abgelenkt. Zudem wird die bindige Schicht durch das Eindringen des Pfahles direkt angeregt und könnte als „Leiter“ fungieren. Dies könnte eine Erklärung für den plötzlichen Anstieg der Einzelereignispegel sein. Durch die vertikale Erhöhung der bindigen Schicht auf der westlichen Seite werden die reflektierten Wellen zusätzlich in westlicher Richtung abgeschirmt. Diese Hypothese kann mit den gemessenen Ereignispegeln in Einklang gebracht werden. Gemäß Itap (2014) steigt die Schallminderung (ΔSEL_{50}) kurz vor dem Eindringen in die bindige Schicht in westlicher Richtung an, obwohl das SBC2-System in nordwestlicher Richtung (Trommel 2) zu diesem Zeitpunkt abgeschaltet wurde. Auch wenn diese Hypothesen nicht direkt durch die Messergebnisse validiert werden können, zeigt es, wie wichtig es für die Immission von Hydroschall ist, das gesamte System Pfahl-Wasser-Boden zu betrachten und sämtliche Übertragungswege zu untersuchen.

8. Zusammenfassung und Ausblick

Die Ausbreitung von Rammschall infolge Offshore-Rammarbeiten ist ein komplexes System, in dem viele Faktoren Einfluss auf die Ausbreitung von Wellen im Wasser und im Boden nehmen. Die Messungen der Bewegungen am Meeresboden infolge Schlagrammung geben einen ersten Eindruck über den sekundären Übertragungsweg Pfahl-Boden-Wasser. Es wurden triaxiale Schwinggeschwindigkeiten am Meeresboden mit Geophonen in verschiedenen relativen Abständen zur Schallquelle, dem Pfahl, gemessen. Die synchronisierten Messsysteme, Lobster, lassen Berechnungen von Ausbreitungsgeschwindigkeiten entlang des Meeresbodens zu sowie eine Identifizierung verschiedener Welleneinsätze. Insbesondere die bodeninduzierte Welle weist eine große Amplitude auf, welche horizontal in radialer Richtung zum Pfahl polarisiert ist. Eine geringe vertikale Komponente der Bodenbewegung resultiert in einem flachen aufwärtsgerichteten Abstrahlungswinkel von bis zu 5° . Durch einen konstanten Verlauf der Schlagenergie über die Einbindelänge des Pfahls in den Boden kann der Penetrationseinfluss isoliert werden. Die Messergebnisse zeigen eine signifikante Erhöhung der horizontalen Schwinggeschwindigkeit in einer Entfernung von 65 m zum Pfahl, welche an dichteren Messpositionen nicht zu verzeichnen ist. Dies deutet darauf hin, dass die Wellen im Untergrund durchaus erst in mehreren Metern Entfernung durch Reflexionen an tieferliegenden Schichten an den Meeresboden treten und erst hier ihren Einfluss auf den Schallimmissionspegel entfalten können.

Des Weiteren wird die Hypothese aufgestellt, dass die dreidimensionale Struktur des Untergrundes einen signifikant richtungsabhängigen Einfluss auf den Hydroschallpegel haben kann, was anhand der geophysikalischen Untersuchung in Zusammenhang mit der hydroakustische Messung zu Evaluierung der Wirksamkeit einer Schallminderungsmaßnahme gezeigt wird.

Während der Offshore-Messkampagne im Baufeld BARD Offshore 1 wurden unter anderem weitere Messungen im Fernfeld sowie Messungen am Pfahl durchgeführt. Neben Auswertung von Messdaten und einem Vergleich der Daten mit Messungen an anderen Lokationen, werden Simulationsmodelle aufgebaut, die eine Sensitivitätsanalyse einzelner Parameter zulassen. Ziel ist es alle Messdaten der Messkampagne miteinander zu korrelieren, um dem quantitativen Anteil des sekundären Übertragungsweges am Immissionspegel näher zu kommen.

Literatur

- Bussat, S., Kugler, S., Bohlen, T. und Klein, G. (2005): *Bestimmung der 2D- und 3D-Scherwellengeschwindigkeitsstruktur flachmariner Sedimente mittels Scholtewellen*. DGZfP-Jahrestagung, 2.-4. Mai 2005, Rostock
- Hamilton, E. L. (1980): *Geoacoustic modeling of the sea floor*. Journal of Acoustical Society of America, Vol. 68(5), pp. 1313- 1340, Nov. 1980
- Henke, S. (2008): *Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau*. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg-Harburg, Heft 18, Dissertation
- Itap (2014): *Offshore Messkampagne 1 (OMK 1) für das Projekt BORA im Windpark BARD Offshore 1. Hydroakustische Messungen zur Evaluierung der Wirksamkeit des Schallminderungssystems „Small Bubble Curtain (SBC)“ und zur Untersuchung der Schallabstrahlung eines zu rammenden Pfahles*, Version 6 vom 21. Januar 2014
- Lippert, T., Milatz, M., Reimann, K., Lippert, S. und von Estorff, O. (2012): *Prediction of pile driving induced underwater noise*. Proceedings of the 19th International Congress on Sound and Vibration, Vilnius, Lithuania
- Reimann, K. und Grabe, J. (2013): *Field measurements of hydro sound emissions due to offshore piling at the construction site BARD Offshore 1*. Proceedings of the 1st Conference on Maritime Energy (COME), Hamburg, Germany

Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit für die Förderung des Forschungsprojektes BORA (FKZ 0325421 A/B/C) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages.

Für weitere Informationen: www.bora.mub.tuhh.de

Autoren

Dipl.-Ing. Katja Reimann

katja.reimann@tuhh.de

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg-Harburg

Harburger Schloßstr. 20, 21079 Hamburg

Kolkmessungen bei FINO3

Jan Bachmann

1. Einleitung

Nach einigen Rückschlägen und schlechten Erfahrungen bei der Realisierung der ersten Offshore-Windparks steht es derzeit um die öffentliche Meinung zu Offshore-Wind nicht zum Besten. Doch tatsächlich sind die bislang zu Tage getretenen technischen Probleme vermeidbar gewesen oder sind zumindest lösbar und ohne Offshore-Windenergie ist die Energiewende in Deutschland kaum umzusetzen.

Einige der Möglichkeiten der Regierung die Energiewende zu forcieren, bestehen in Gesetzesdruck, finanziellen Anreizen oder fachlicher Unterstützung. In den vergangenen Jahren sind denn im Zusammenhang mit Offshore-Wind auch zahlreiche öffentlich geförderte wissenschaftliche Forschungsprojekte durchgeführt worden. Hierunter finden sich unter anderem die vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) geförderten Offshore-Forschungsplattformen in Nord- und Ostsee FINO1, FINO2 und FINO3.

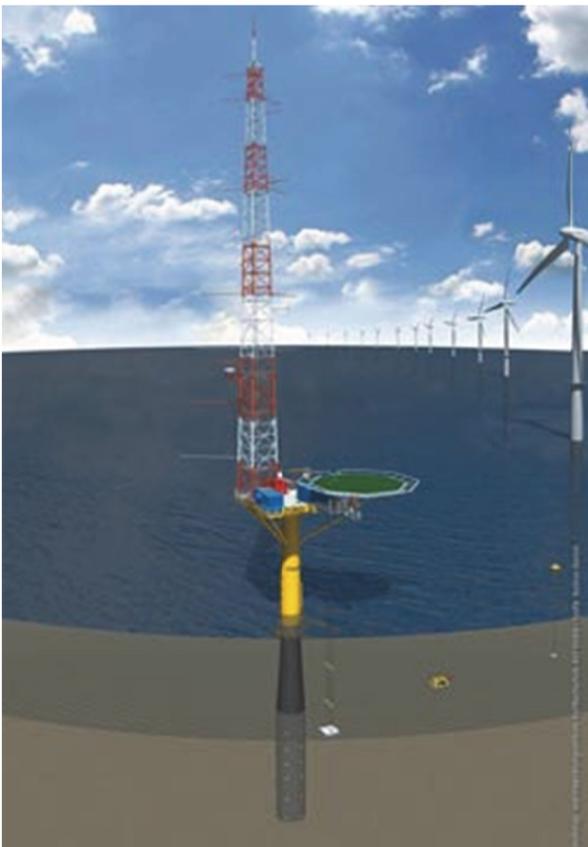


Fig. 1 – FINO3

FINO3 steht seit 2008/2009 80km nordwestlich vor Sylt in der Nordsee, sie wird betrieben vom Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH (FuE GmbH).

FINO3 ist eine Monopilegründung auf einem Pfahl mit Durchmesser von 4.75 m der knapp 30 m in den Boden einbindet. Das Sediment in diesem Bereich der Nordsee besteht nahezu ausschließlich aus dicht gelagerten Sanden.

Schon vor und während des Baus der FINO3 war die Gründung Thema wissenschaftlicher Fragestellungen. So beabsichtigte bspw. die Technische Universität Braunschweig die Phänomene von Bodenverflüssigung und

etwaiger Spaltbildung zwischen Pfahl und Sediment zu untersuchen und die Christian-Albrechts-Universität Kiel (CAU) entwickelte ein invasionsloses Verfahren zur Quantifizierung des Schadenpotentials infolge von Strukturveränderungen im Boden. Nicht explizit Thema eines Forschungsvorhabens war dagegen die Bildung von Kolk.

2. Kolk

Unter Kolk versteht man ganz grundsätzlich die Erosion um einen Fremdkörper am Boden eines Gewässers. Kolk ist maßgeblich abhängig von den Sedimenteigenschaften wie Kohäsion und Korngrößen sowie von der umgebenden bodennahen Strömung und von Größe und Form der Objekte, die Strömung und Wirbelbildung beeinflussen.

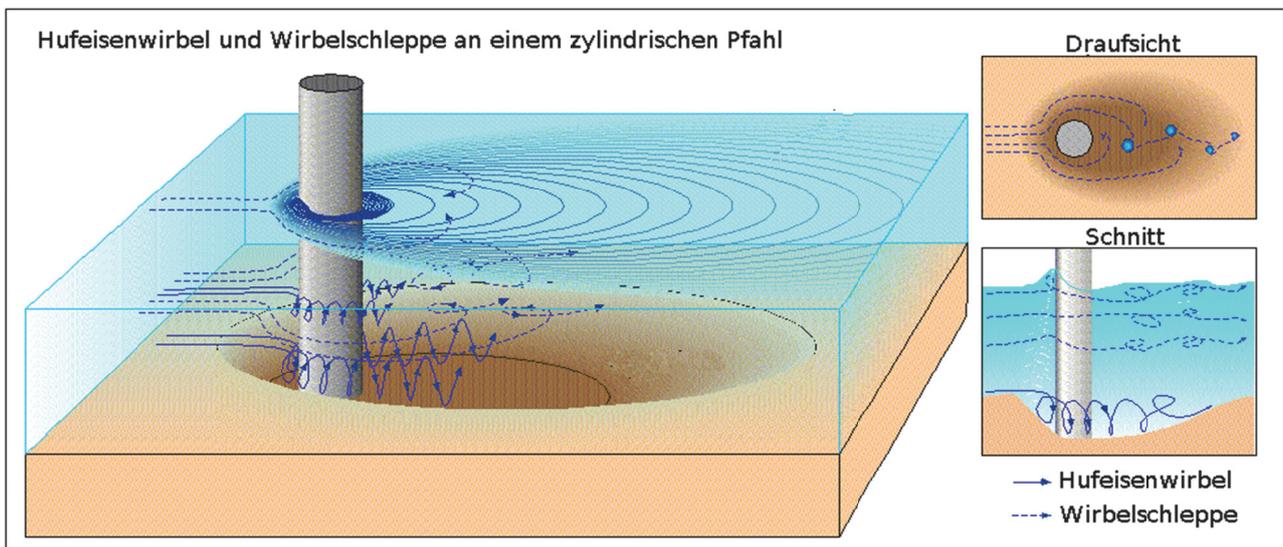


Fig. 2 – für die Kolkbildung ursächliche Wirbel

Kolk wird schon seit langem - insbesondere an Brückenpfeilern in fließenden Gewässern - erforscht. Im Zusammenhang mit Offshore-Bauwerken ist das Wissen um das Phänomen jedoch noch nicht sonderlich ausgeprägt – hier sind die Einflüsse der verschiedenen Strömungen aus Grundstrom, Gezeiten, Wind und Wellen, deren nahezu permanente Variation in Stärke und Richtung, sowie die z.T. hydromechanisch schwer zu erfassenden Bauwerksformen eine besondere Herausforderung für das standortbezogene Design. Die in einigen der maßgebenden Offshore-Regelwerke (GL 2005, API 2007) zu findende Aussage „Scour prediction remains an uncertain art“ ist denn auch bezeichnend für das Dilemma der planenden Ingenieure wenn es um die Auslegung der Gründung geht. Ebenso mangelt es bislang an verlässlichen Erkenntnissen hinsichtlich der Wirksamkeit verschiedener Kolkschutzmethoden. Hier sind unter anderem Steinschüttungen, Kies- und Steinnetze, Sandsäcke aber auch Matten aus künstlichem Seegras üblich.

3. Kolk an FINO3

Aufgrund der oben genannten Messvorhaben der TUBS und der CAU aber auch aus finanziellen Gründen wurde an FINO3 kein Kolkenschutz verlegt - eine entsprechende Entscheidung war von der FuE GmbH bereits 2007 getroffen worden.

Das Regelwerk des zertifizierenden Germanischen Lloyds (GL 2005) forderte zwar für den Kolk den 2.5 fachen Durchmesser anzunehmen (d.h. 12 ! m), mit Verweis auf die Regeln der damaligen Konkurrenz Det Norske Veritas (DNV 2004) sowie die beabsichtigten wissenschaftlichen Messungen konnte der GL jedoch dahingehend überzeugt werden, dass nur ein Kolk von bis zu 6 m rechnerisch berücksichtigt werden musste.

Die Regelwerke fordern darüber hinaus die regelmäßige Kontrolle der Kolkung (vgl. GL 2012). Nach der Rammung des Gründungspfahls im Juli 2008 wurden daher im Rahmen verschiedener Taucherarbeiten an FINO3 sowie bei wissenschaftlichen Ausfahrten mit den Forschungsschiffen „Heinke“ und „Alkor“ jährlich Kolkmessungen durchgeführt und auch einige Sidescanaufnahmen gemacht, die jedoch allesamt nicht einmal den Ansatz von Kolk feststellen konnten.

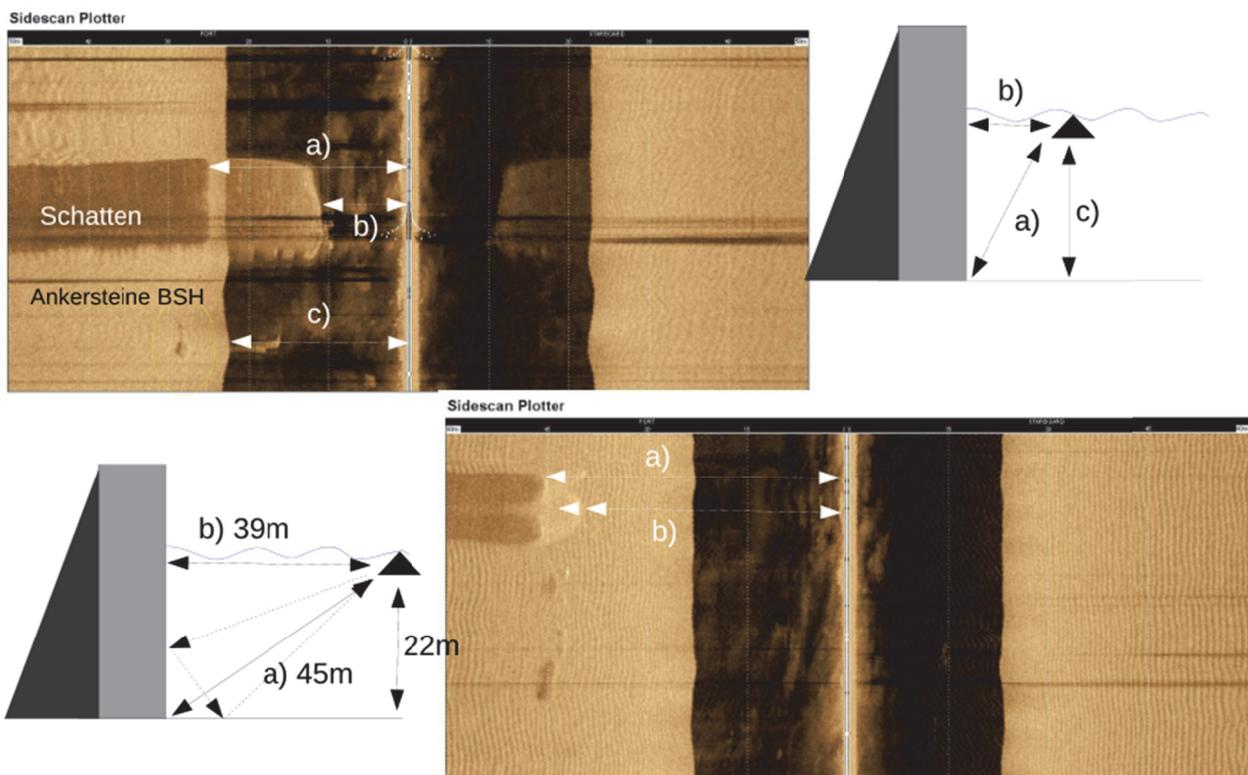


Fig. 3 – Sidescanaufnahmen der CAU vom 05.05.2011

4. Entwicklung eines Kolkmesssystems

4.1. Anstoß und Motivation

Der vom Energieversorger Vattenfall geplante Offshore-Windpark DanTysk befindet sich seit 2013 im Bau. 80 Windenergieanlagen werden unmittelbar östlich der Forschungsplattform FINO3 errichtet.

Im Laufe der fortgeschrittenen Projektierung dieses Windparks wurde Anfang 2011 ein verstärktes Interesse an Kolkdaten offenbar. Dieses Interesse war sicher getrieben durch immer neue schlechte Nachrichten von Kolken vor allem an den Tripods im Windpark Alpha Ventus. In der folgenden öffentlichen Diskussion wurde bezweifelt, dass an FINO3 tatsächlich kein Kolk auftrete. Zumindest temporär, so waren sich Experten sicher, würde Kolk entstehen. Dieser müsse daher zufällig gerade zu den bisherigen Messkampagnen der FuE GmbH wieder aufgefüllt gewesen sein.

Die Windparkplaner von DanTysk wiederum witterten Einsparpotenziale in Millionenhöhe durch einen möglichen Wegfall oder zumindest eine Verringerung des Kolkschutzes um ihre Anlagen. Messdaten von der FINO3 sollten als Argumentationshilfe gegenüber Zertifizierern und der Genehmigungsbehörde verwendet werden und wurden schnellstmöglich benötigt. Vattenfall beauftragte letztlich Ende 2011 die FuE GmbH mit der Errichtung eines permanenten Kolkmonitoringsystems an FINO3, wonach aber die Rechte zur weiteren Verwertung der Daten bei der FuE GmbH liegen.

4.2. Umsetzung

Aufgrund des zeitlichen Drucks und des begrenzten Budgets war zunächst eine Marktübersicht über etwaig bestehende Systeme erstellt worden, mit einem ernüchternden Ergebnis: es gab ein einziges Produkt – überteuert und ohne jegliche Referenz.

Daraufhin wurde beschlossen, die Erkenntnisse aus einem RAVE-Forschungsprojekt des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) zu nutzen und ein ähnliches System wie das an den Anlagen AV4 und AV7 im Windpark Alpha Ventus eingesetzte zu entwickeln.

4.2.1. Sensor und Schallausbreitung

Es wurde ein dem RAVE-Projekt vergleichbarer, aus dem Yachtbereich stammender Tiefengeber beschafft. Dieser wurde zunächst in den Räumen der FuE GmbH erprobt, unter anderem in einem Testbecken.

Technische Daten des Sensors:

Frequency	235 kHz
Beamwidth (@-3 dB)	12°
RMS Power (W)	60 W
Weight	1.5 kg
Material	Bronze / Acoustic Window: Urethane
Data Update Rate	1 per second
Minimum Depth Range	0.5 m
Maximum Depth Range	Up to 100 m (Non-Broadband)
Pressure Rating	3 m
Supply Voltage	10 VDC to 25 VDC
Supply Current	<40 mA
Standard Cable Length	10 m
Temperature Accuracy	±0.5°C
Temperature Sensor Range	-10°C to 40°C

Besonderes Augenmerk wurde bei der Konzeptionierung auf die Ausbreitung und Reflexion des Schalls gelegt. Nach überschlägiger Abschätzung der Einflussgrößen wurde klar, dass eine Variation der Schallgeschwindigkeit durch Änderungen von Temperatur, Salzgehalt o.a. keine Relevanz für die Qualität der Messungen haben würde.

Der Frequenzbereich des Sounders von 235 kHz erschien ebenfalls für den Anwendungsfall geeignet.

Aufgrund des vergleichsweise großen Öffnungswinkels des beschafften Sensors von 12° und des dadurch am Boden relativ großen Footprints sowie wegen der konischen Ausbildung des Gründungspfahls und der damit verbundenen Gefahr von Fehlmessungen durch Reflexionen von der Pfahlwandung wurde beschlossen das System in Bodennähe etwa 2 m über Grund und somit auf 20 m Tiefe anzubringen.

Die Tiefe hat einige weitere Vorteile insbesondere hinsichtlich der mechanischen Belastungen. Ein Nachteil ist hingegen der Umstand, dass die Sensoren nicht für diesen Fall, sondern laut Hersteller nur für Wassertiefen von bis zu 3 m ausgelegt sind.

Daraus resultierten weitergehende Anforderungen an die Druckfestigkeit der Sensoren, die daher zusätzlich gekapselt werden mussten. Hierzu folgten längere Testreihen mit verschiedenen Materialien und Vergussmassen, an deren Ende man sich für eine Kombination aus Plexiglas (PMMA) und Poly-Urethane (PUR) entschied.

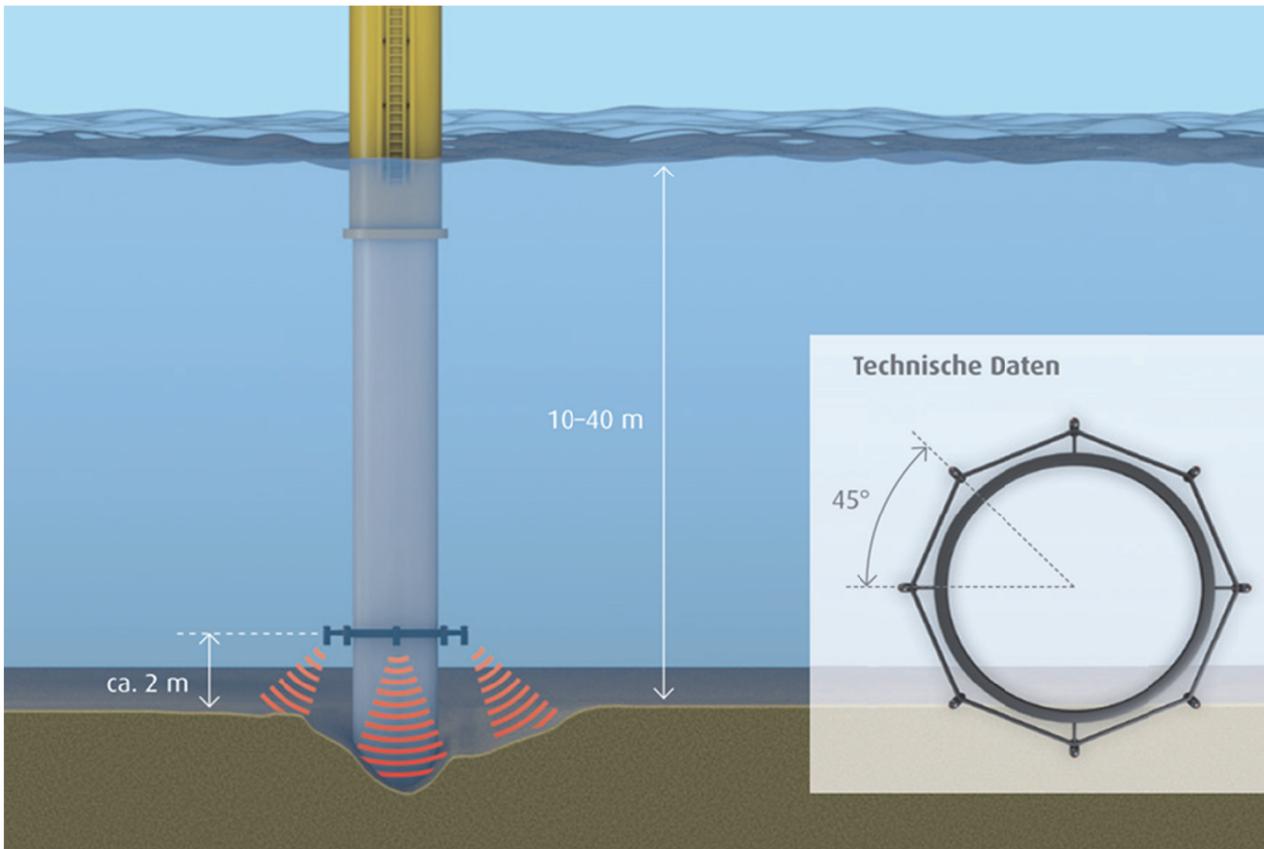


Fig. 4 – Konzept der Sensoranordnung

4.2.2. Elektronik und Datenaufzeichnung

Das vom Schwinger aufgenommene analoge Signal wird bereits innerhalb des Gebers digitalisiert und in Form von NMEA-Datensätzen zur Verfügung gestellt. Die übertragenen NMEA-Datensätze wurden in den Tests zunächst direkt über die serielle Schnittstelle auf einem PC dargestellt.

Die Datenleitungen der im späteren System installierten insgesamt acht Sensoren sind dagegen mit einem NMEA-Multiplexer verbunden, der die Daten sortiert, stempelt und an einen Rechner zur Auswertung übergibt.

Die Spannungsversorgungen dieser acht Sensoren wurden an einen Logik-Controller der Fa. Crouzet angeschlossen, der programmiert wurde, jeweils einen Sensor für 60 Sekunden zu versorgen und anschließend einen Break zu machen bevor der nächste Sensor eingeschaltet wird. Dies ist letztlich eine Sicherheitsmaßnahme, damit sich die einzelnen Sensoren nicht gegenseitig stören können.

Die Auswerte-Software wurde mit Profilab geschrieben, sie zeichnet die vom Multiplexer kommenden Messwerte aller Sensoren stündlich auf und überträgt ASCII - Tagessätze inkl. statistischer Parameter per Satellit an Land. Zudem kann die Software bei Überschreiten einer definierbaren Schwelle einen Kolkalarm per Email senden.

4.2.3. Mechanische Anbindung und Installation

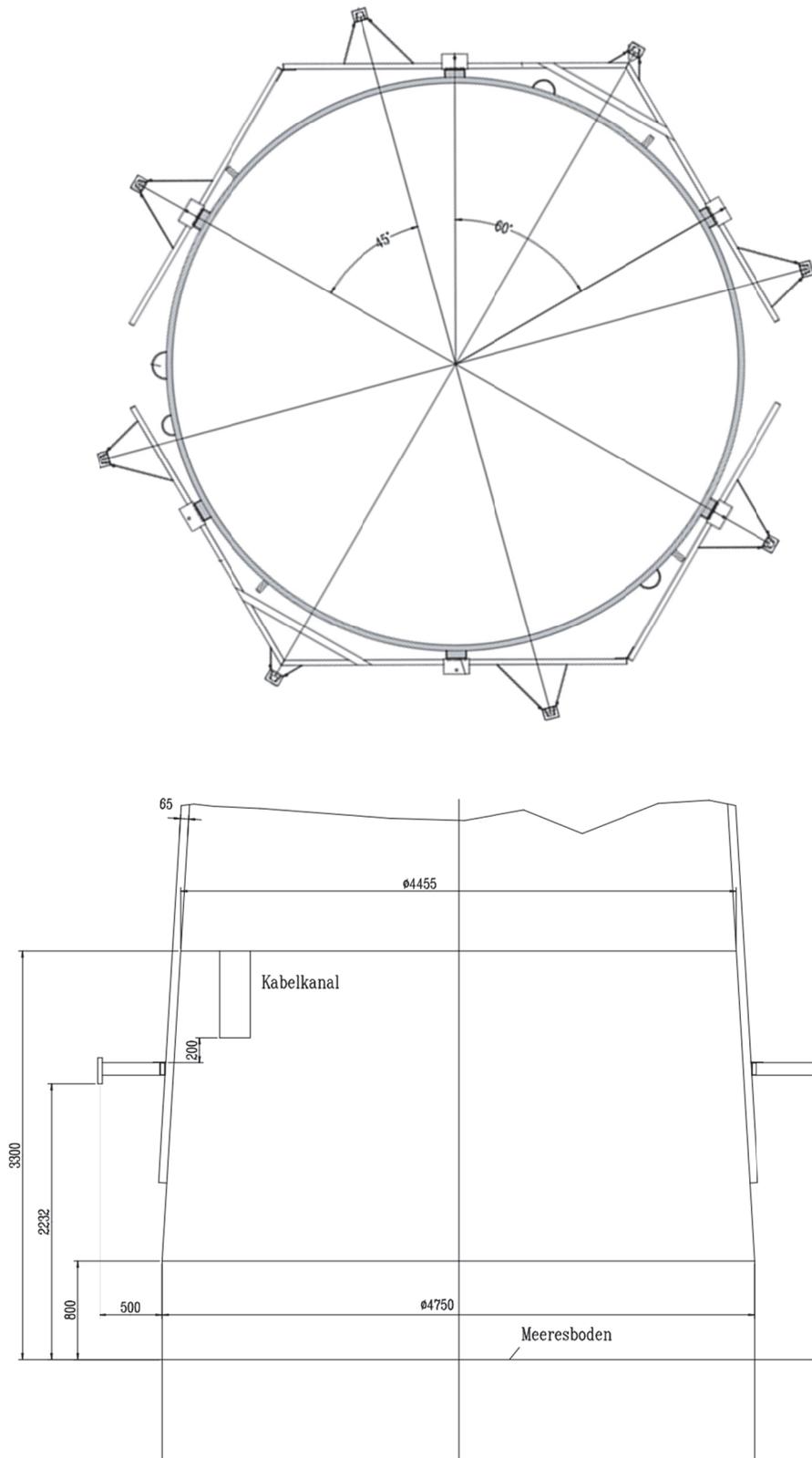


Fig. 5 – Draufsicht und Schnitt von Monopile mit Sensorträgern

Als Befestigung für die Sensoren wurde ein Trägersystem konstruiert, das durch Zweiteilung und zusätzliche Scharniere zumindest so flexibel ist, dass es die Ungenauigkeiten in den Bestandszeichnungen des Monopiles ausgleichen konnte. Die senkrecht installierten Sensoren erhalten hierdurch einen Abstand von ca. 50 cm zum Pfahl.

Im Mai 2012 wurde das System an FINO3 installiert. Die Sensoren waren bereits auf den Trägern unter Schutzblechen vormontiert.

Taucher schweißten etwa 1.2 m über dem Meeresgrund die zwei geknickten Träger an bestehende U-Profile auf dem Pfahl. Dabei musste auf eine möglichst exakte horizontale Ausrichtung der Träger geachtet werden.

Die Kabel der einzelnen Sensoren wurden dann als Strang durch ein außen am Pfahl aufgesetztes Kabelrohr gezogen und 3 m unter der Wasserlinie durch Öffnungen in den Pfahl geführt.

Etwa 5 m über der Wasseroberfläche wurde im Transition Piece ein Schrank mit dem Multiplexer und dem Logik-Controller installiert an denen die Sensoren angeschlossen wurden. Von hier aus gelangen die Daten per LAN-Kabel zum Netbook mit der Auswertesoftware im Messgerätecontainer auf dem Arbeitsdeck.

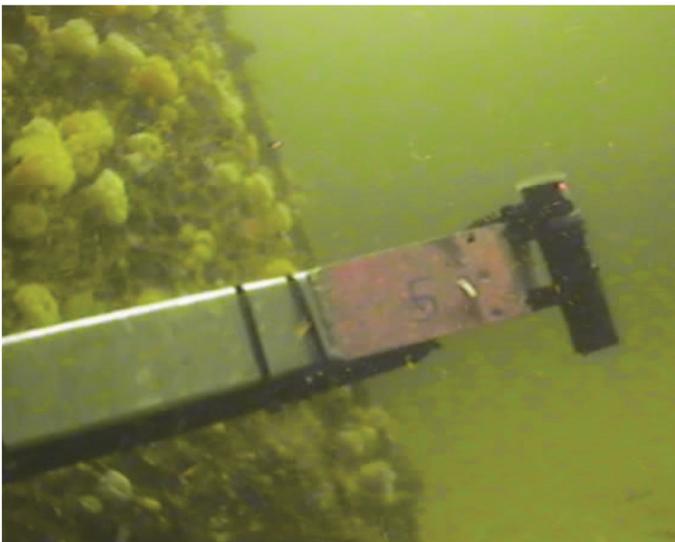


Fig. 6 – Sensor nach Installation an FINO3

Nach der ersten Inbetriebnahme mussten noch einige kleinere Fehler bereinigt und Feinjustierungen vorgenommen werden, so wurden beispielsweise die ersten Datensätze genutzt um die Nullwerte der Sensoren festzulegen. Seit Juni 2012 liefert das System Daten, im September 2012 wurde die Dämpfung der Sensoren erhöht.

Die Messwerte der Anlage wurden zuletzt während einer Inspektion im Juni 2013 durch manuelle Tauchermessungen überprüft und bestätigt.

5. Ergebnisse

Die bislang ausgewerteten Datensätze von Juli 2012 bis September 2013 bestätigen grundsätzlich die Absenz jeder Form von Kolk.

Immer wieder wurden zwar Abweichungen zum Ursprungsbodenniveau aufgezeichnet, diese treten jedoch jeweils nur kurzzeitig und sehr lokal, d.h. teilweise nur an einzelnen Sensoren auf. Auch sind sie schon vom Betrag her mit maximal 0.3 m nicht wirklich besorgniserregend und zudem ist ihre Verteilung um das Ursprungsbodenniveau herum verteilt, d.h. Akkumulationen treten ebenso häufig auf wie Erosionen von Sediment.

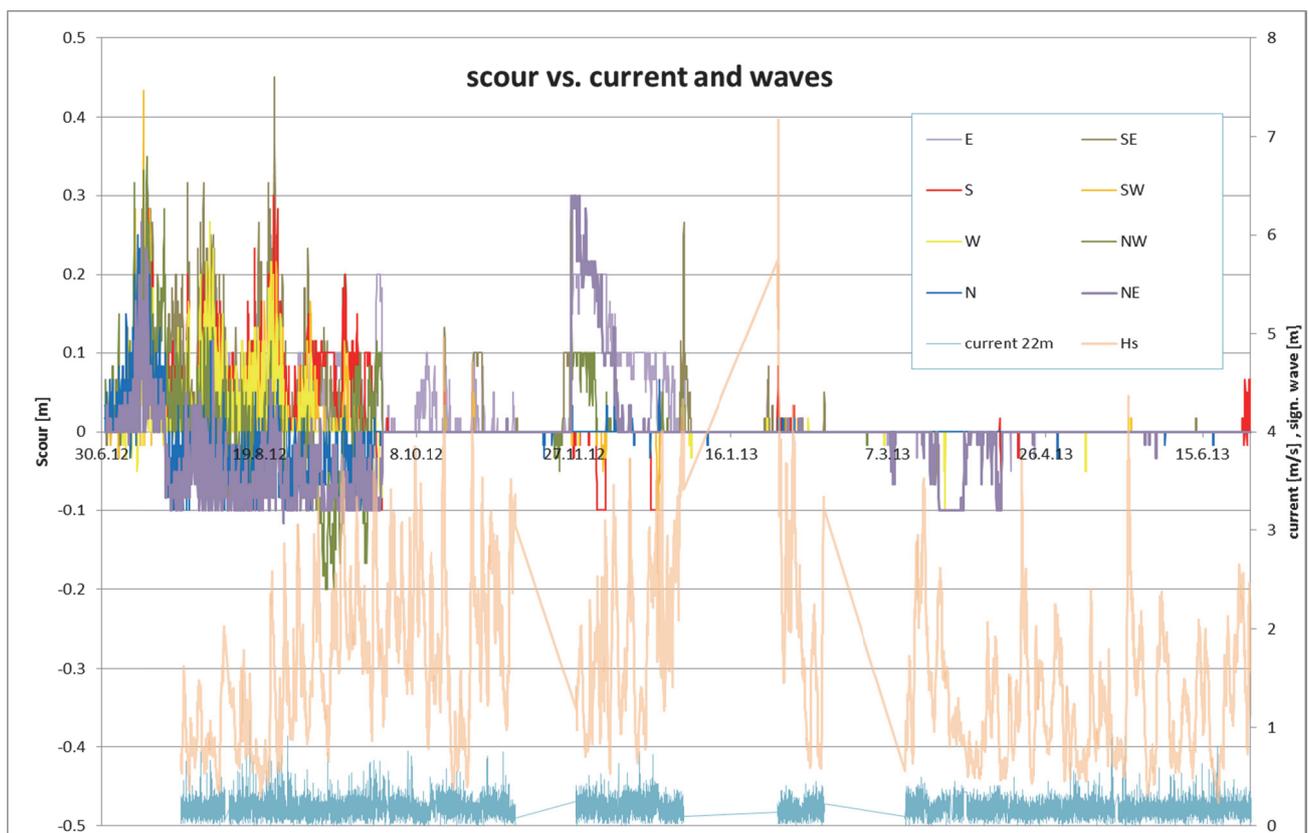


Fig. 7 – Messdaten: Kolkiefen aller Sensoren sowie Strom und Seegang, Zeitraum 7/12- 6/13

Grafik 7 zeigt die Messwerte aller 8 Sensoren in den ersten 12 Monaten der Aufzeichnung zusammen mit den Messungen von signifikanter Wellenhöhe und bodennaher Strömung. Korrelationen sind hier nicht festzustellen.

Deutlich zu sehen ist dagegen die im September 2012 vorgenommene Änderung der Dämpfungsfunktion und auch die z.T. recht starken Aggregationen sind gut erkennbar. Die Ursache für letztere ist bislang unklar, z.T. sind diese vermutlich auf Fehlmessungen zurück zu führen (Fische, Blasen etc.), längere Perioden wie z.B. am NE-Sensor im Zeitraum 12/12 sind damit jedoch nicht erklärbar.

6. Fazit

Mit einem sehr begrenzten Budget konnte in kurzer Zeit eine Kolkmessanlage entwickelt und in Betrieb genommen werden, die ihren Zweck erfüllt:

Der Offshore-Windpark DanTysk wird auf Basis der nunmehr gesicherten Erkenntnis, dass sich auch temporär kein Kolk an FINO3 entwickelt, nur mit einem dynamischen Kolkschutz ausgestattet. Vattenfall hat zwar von der Genehmigungsbehörde die zusätzliche Auflage erhalten, an 10% der Gründungen Kolkmesssysteme einzusetzen, konnte aber dennoch eine siebenstellige Summe einsparen.

Zudem können die regelmäßigen Inspektionen der Kolkentiefe an FINO3 nun entfallen.

Die Einschränkungen des Systems sind für den vorliegenden Anwendungsfall akzeptabel: Die Messgenauigkeit liegt mit etwa 15 cm noch in brauchbarer Größenordnung, insbesondere wenn mit Kolken in der Größenordnung mehrerer Meter gerechnet wird.

Die Abstände zwischen den Footprints der einzelnen Sensoren liegen mit 1.5 m sehr dicht, d.h. eine Ausbildung eines relevanten Kolkes zwischen zwei Sensoren ist sehr unwahrscheinlich.

Für ein Bauwerk an dem ein - aus wissenschaftlicher Sicht wünschenswerter - nennenswerter Kolk auftritt, wäre der Erkenntnisgewinn dennoch nur begrenzt: Zwar lässt sich die zeitliche Kolkentwicklung am Bauwerk sehr gut beobachten, die räumliche Ausdehnung wird dagegen mit der derzeitigen Sensor-Konfiguration nicht erfasst.

Für Anwendungen mit spezifischeren Fragestellungen, bspw. ob sich um ein Bauwerk mit dynamischem Kolkschutz einzelne Steine verlagern, erscheint das System grundsätzlich wenig geeignet, hier werden bildgebende 3D-Verfahren benötigt.

Auch wenn die Evaluierung neuer Offshore-Kolk-Modellrechnungen dringend In-Situ-Daten benötigt, wird der Forscherdrang leider eher selten ausschlaggebend für eine entsprechende Investition in ein Kolkmonitoringsystem sein. Vielmehr geht es Betreibern um Einsparpotentiale und die Absicherung großer Investitionen, der Genehmigungsbehörde um bauliche Sicherheit. Insofern sind die FINO-Plattformen prädestiniert dazu, hier weitere Grundlagenforschung zu leisten.

Grundsätzlich muss man allerdings festhalten, dass es sinnvoll ist, das Monitoring bereits ab der Installation einer Gründungsstruktur zu betreiben, denn wenn Kolk entsteht, dann überwiegend in den ersten Monaten (vgl. Kühn et al. 2013).

7. Danksagung

Der Autor dankt dem Bundesministerium für Naturschutz, Umwelt und Reaktorsicherheit sowie dem Projektträger Jülich für die Unterstützung von Bau und Betrieb der Forschungsplattform FINO3 ohne die dieses Projekt nicht hätte durchgeführt werden können.

8. Literatur

- API (2007), *API RP 2A - Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore platforms*, American Petroleum Institute, 288 pp.
- DNV (2004). *Offshore Standard J101 - Design of Offshore Wind Turbine Structures*, Det Norske Veritas AS, Oslo, 142 pp.
- DNV (2013). *Offshore Standard J101 - Design of Offshore Wind Turbine Structures*, Det Norske Veritas AS, Oslo, 214 pp.
- GL (2005). *IV-2 - Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines*, Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Hamburg, 480 pp.
- GL (2012). *IV-2 - Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines*, Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Hamburg, 582 pp.
- Kühn, B. and Zeiler, M. (2013). "Geological research at Alpha Ventus - The spatiotemporal development of scours", *Proceedings STUK+conference*, Berlin, RAVE.
- NORSOK (2004), *NORSOK Standard N-004 - Design of steel structures*, Standards Norway, Lysaker, 289 pp.
- Whitehouse RJS, Harris JM, Sutherland J, and Rees J (2011). "The nature of scour development and scour protection at offshore windfarm foundations", *Marine Pollution Bulletin*, Vol. 62, pp. 73-88

Jan Bachmann

Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH

Schwentinestraße 24, 24149 Kiel

Tel. 0431 - 2184450

Gebrauchstauglichkeitsbeurteilung von alternativen Tragschichtaufbauten für die Zuwegung von Windkraftanlagen mittels eines fotobasierten Mess- und Auswerteverfahrens

A. Emersleben, B. Holm, W. Hannemann

1 Einleitung

In Norddeutschland wurde im Bereich der Gemeinde Saterland die Errichtung des Windparks „Ostermoor-Scharrel“, bestehend aus 24 Windenergieanlagen vom Typ E-101, ausgeführt. Für die Errichtung der Windenergieanlagen waren die Ertüchtigung bzw. der Ausbau der im geplanten Baugebiet vorhandenen Gemeindestraßen sowie der Neubau von Zugangswegen zu den einzelnen Anlagen auf mehreren Kilometern erforderlich. Der vorhandene Untergrund im Bereich der Baumaßnahme besteht überwiegend aus bis zu 2.5m mächtigen Torfschichten, die von tragfähigen Sanden unterlagert sind. Der Aufbau der zu erstellenden Infrastruktur sah für alle Bereiche einen Bodenaustausch vor, bei dem die vorhandenen Torfschichten durch Sand ersetzt werden sollten. Im Rahmen der Baumaßnahme konnten als Alternative zum Bodenersatzverfahren Probefelder unter Verwendung von Geozellen in Kombination mit horizontalen Geokunststoffeinlagen unterschiedlichen Typs hergestellt und hinsichtlich ihrer Gebrauchstauglichkeit systematisch messtechnisch erfasst werden. Zur Erfassung der maßgebenden Verformungen bzw. Spurrinnen wurde dabei erstmals ein fotobasiertes Mess- und Auswerteverfahren verwendet, welches unter Beachtung eines relativ geringen Kosten- und Zeitaufwandes eine Alternative zu herkömmlichen Messverfahren darstellen sollte. Das Verfahren sowie die damit ermittelten Ergebnisse werden nachfolgend beschrieben.

2 Projekt

2.1 Baugrund

Der Baugrund im Bereich der Probefelder besteht aus einer ca. 30 cm starken humosen Sandschicht und einer darunter anstehenden bis zu 2,50 m mächtigen Torfschicht, die von Sand in großer Mächtigkeit unterlagert ist. Die maßgebenden Bodenparameter sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Bodenparameter

Reibungswinkel φ	22,5 - 25°
Kohäsion c	5 – 10 kN/m ²

Steifemodul E_s	$< 1,0 \text{ MN/m}^2$
-------------------	------------------------

Der Wassergehalt des Torfes liegt in einem Bereich zwischen $w = 350 \%$ und 900% . Die Trockendichte des Torfes ist im oberflächennahen Bereich (Tiefe bis ca. 10 cm) mit $1,60$ bis $2,25 \text{ g/cm}^3$ anzugeben und fällt mit zunehmender Entnahmetiefe schnell auf $0,80 \text{ g/cm}^3$ ab. Durchgeführte Flügelversuche ergaben eine undrained Kohäsion zwischen 2 und 5 kN/m^2 . Auf dem Rohplanum durchgeführte Lastplattendruckversuche mussten abgebrochen werden und ergaben daher keine verwertbaren Ergebnisse.

2.2 Probefelder

Ziel der Probefelder war die Untersuchung von alternativen Aufbauvarianten gegenüber dem herkömmlichen Bodenersatzverfahren, bei dem die bis zu $2,5\text{m}$ mächtige Torfschicht durch Sand ersetzt wurde (Abbildung 1)



Abbildung 1: Ausgeführtes Bodenersatzverfahren für die Hauptzugangswege zum Windpark

Dabei war ein E_{v2} -Wert von 120 MN/m^2 auf der Schottertragschicht gefordert. Bei den vorhandenen Baugrundverhältnissen war jedoch davon auszugehen, dass zum Erreichen eines entsprechenden E_{v2} -wertes eine Tragschichtmächtigkeit von mindestens 80 cm in Verbindung mit zusätzlichen Bewehrungseinlagen erforderlich sein wird. Die Ausführung dieser Tragschichtdicken war jedoch gegenüber dem derzeit angewandten Bodenersatzverfahren unwirtschaftlich, da der Torf weiterverkauft werden konnte. Die geplanten Probefelder mussten daher aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten bewusst mit geringeren Tragschichtdicken bemessen werden. Zudem wurde ein Teil des üblicherweise zum Bau von Tragschichten eingesetzten Schotters durch Sand ersetzt. Dabei wurde bewusst in Kauf genommen, dass der geforderte E_{v2} -wertes von 120 MN/m^2 mit den geplanten Aufbauten nur schwer erreicht werden konnte, was jedoch nicht zwangsläufig einen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der Aufbauten haben musste.

Praktische Erfahrungen zeigen, dass insbesondere die Ergebnisse von Lastplattendruckversuchen an mit Geokunststoff stabilisierten Tragschichten oftmals keine direkten Rückschlüsse auf die spätere Gebrauchstauglichkeit und Nutzungsdauer zulassen, da die elastischen Verformungen aus den Geokunststoffen die Ergebnisse der Lastplattendruckversuche unter bestimmten Voraussetzungen negativ beeinflussen können (Emersleben 2010). Es wurden daher bewusst auch Felder geplant, die nach Einschätzung der Beteiligten den Tragfähigkeitsanforderungen unter den Belastungen nur schwer standhalten.

Für die Ausführung der Probefelder stand unter Berücksichtigung einer Ein- und Ausfahrt für die LKWs ein Abschnitt von ca. 100 m Länge zur Verfügung. In diesem Abschnitt wurden insgesamt 12 Probefeldern mit einer Länge von jeweils 7 m ausgeführt. Die Breite der Strecke betrug ca. 5 m. Die Aushubtiefe der einzelnen Probefelder richtete sich nach den jeweiligen Schichtaufbauten. Es wurden Schichtaufbauten mit 40 cm, 60 cm und 80 cm mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung ausgeführt. Abbildung 2 zeigt exemplarisch Versuchsfelder mit unterschiedlicher Mächtigkeit.

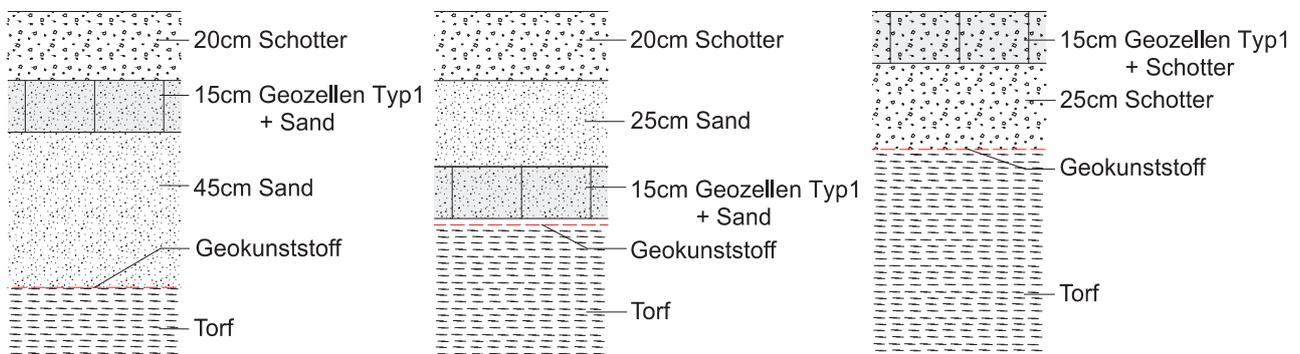


Abbildung 2: Exemplarischer Schichtaufbau mit 80 cm, 60 cm und 40 cm

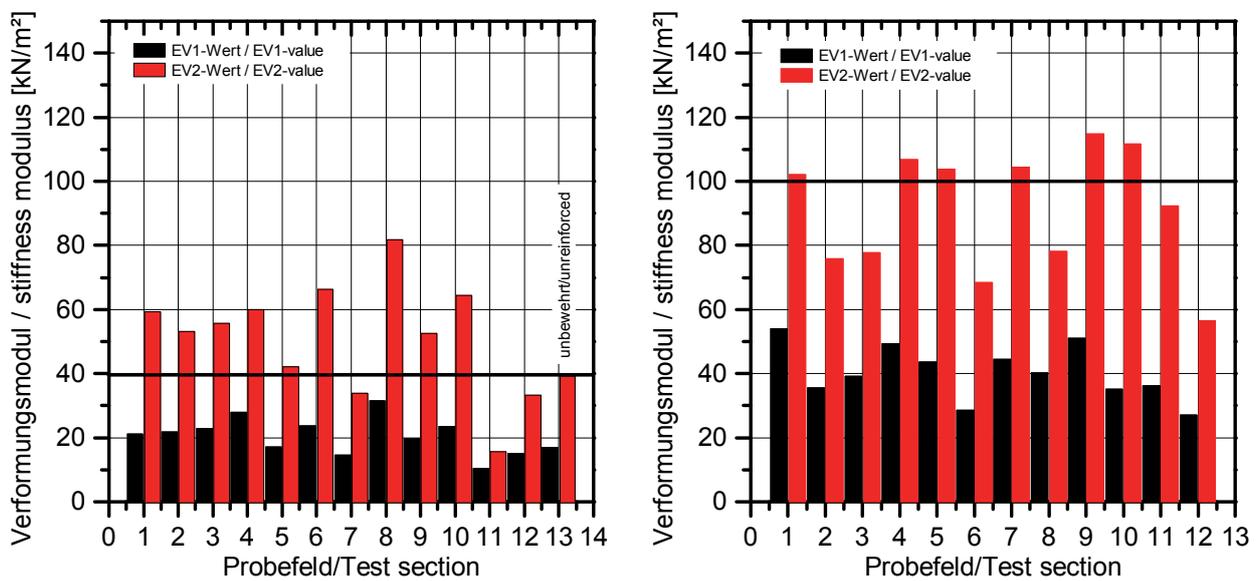
3 Belastung

Zur Einschätzung der Gebrauchstauglichkeit wurden systematische Überfahrversuche ausgeführt. Dazu wurde die Probestrecke durch den Baustellenverkehr belastet. Der Baustellenschwerlastverkehr wurde zwangsweise von der vorhandenen Baustraße über die Probefelder geführt. Die Probestrecke wurde dabei ausschließlich durch beladene Fahrzeuge und nur in einer Richtung befahren. Nicht beladenen Fahrzeuge wurden über die vorhandene Baustraße an den Probefeldern vorbeigeführt. Insgesamt wurden ca. 500 LKW Überfahrten über die Probefelder dokumentiert, so dass die Probefelder insgesamt

mit ca. 2500 Achsübergängen belastet wurden. Die Achslasten wurden dabei einheitlich mit 8 Tonnen angenommen.

4 Tragfähigkeitsuntersuchungen

Zur Ermittlung der Auswirkungen der einzelnen Bewehrungselemente und der Geozellenstabilisierung auf die Tragfähigkeiten der einzelnen Probefelder wurden nach Herstellung der Probefelder statische Lastplattendruckversuche durchgeführt. Für einen Vergleich zwischen bewehrten/stabilisierten und nicht bewehrten/nicht stabilisierten Aufbauten wurde zusätzlich ein weiteres unbewehrtes/nicht stabilisiertes Probefeld mit einer Aufbaumächtigkeit von 60 cm (40 cm Sand und 20 cm Schotter) hergestellt und untersucht. Etwa ein Jahr nach dem Aufbau der Testfelder erfolgte eine zweite Messung mit statischen Lastplattendruckversuchen. Die EV_2 Werte sind in Folge der Überfahrten und der damit verbundenen Nachverdichtung in allen Testfeldern deutlich angestiegen. Die Ergebnisse der durchgeführten Lastplattendruckversuche sind der Abbildung 3 zu entnehmen.



Nach Herstellung

Nach Belastung

Abbildung 3: Ergebnisse der Lastplattendruckversuche nach Herstellung der Probefelder und ein Jahr später (nach Belastung der Felder)

5 Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen

Zusätzlich zu den Tragfähigkeitsuntersuchungen wurde die Gebrauchstauglichkeit der Probestrecken untersucht. Die durch den Baustellenverkehr verursachten Verformungen wurden messtechnisch aufgenommen. Die Aufnahme der Verformungen erfolgte in je

einem Querschnitt pro Feld mit Hilfe eines Messbalkens und flächendeckend mit einem fotobasierten Auswerteverfahren. Dabei werden von verschiedenen Standpunkten aufgenommene Digitalfotos in einem automatisierten Prozess in ein 3D-Modell der Probenfelder überführt. Hierbei kann durch die gut sichtbare Oberflächenstruktur des Tragschichtmaterials auf zusätzliche, künstliche Marker verzichtet werden. Je ein erstelltes Modell vor und nach den durchgeführten Überfahrversuchen wurde abschließend in ein gemeinsames Koordinatensystem überführt und durch einen Vergleich wurden die Verformungen bestimmt. Durch das erstellte 3D Modell ist dabei eine Verformungsbestimmung in jedem beliebigen Schnitt des Probefeldes möglich.

5.1 Verformungsmessung mit Messbalken

Für einen ersten Eindruck der Tragfähigkeit der Probefelder wurden die infolge Belastung auftretenden Verformungen in je einem repräsentativen Querschnitt (jeweils in Feldmitte) pro Probefeld durch ein Nivellement in Kombination mit dem Einsatz eines Messbalkens gemessen. Die so gemessenen Verformungen sind in Abbildung 4 dargestellt. Die gemessenen Verformungen unterscheiden sich in beiden Radspuren. Auf der Fahrbahnseite auf der die bereits vorhandene Baustraße bereits längere Zeit vorhanden war konnten im Vergleich zur Fahrbahnseite auf der eine Bodenmiete gelagert wurde insgesamt deutlich weniger Verformungen gemessen werden. Durch diese seitliche Stützung der bereits vorhandenen Baustraße bzw. deren Unterbau wurden die horizontalen Verformungen der Probestrecke infolge Belastung eingeschränkt, während eine seitliche Stützung auf der gegenüberliegenden Fahrbahnseite fehlte. Hier konnte der Boden unter Belastung seitlich entweichen, was in größeren Verformungen infolge Belastung resultierte. Insgesamt können nur geringe Unterschiede in den gemessenen Verformungen und damit zwischen den einzelnen Probefeldern festgestellt werden.

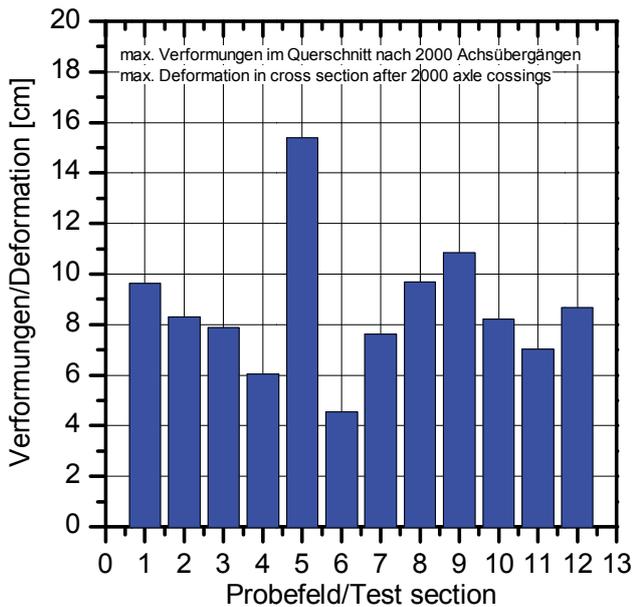


Abbildung 4: Maximale Verformungen pro Testfeld

Die Messergebnisse der einzelnen Probefelder ergaben zum Teil große Verformungen. Trotz der auftretenden Verformungen konnten die Felder jedoch durchgehend und uneingeschränkt als Zugangsweg genutzt werden, da sich die ausbildenenden Setzungsmulden weiträumig verteilten (Abbildung 5).



Abbildung 5: Ausgebildete Fahrspuren ohne signifikanten Einfluss auf die Nutzbarkeit

5.2 Photogrammetrische Oberflächenaufnahme

Zur Erfassung der Spurrinnenbildung wurde während dieses Projektes ein neues Verfahren getestet und verfeinert. Die Messung von Setzungen mit einem Messbalken bzw. einem Nivellement erfolgt immer in einem festen Querschnitt der vor der Belastung des Testfeldes zum Zeitpunkt der Nullmessung festgelegt wurde. Eine nachträgliche hinzufügen von Schnitten ist nicht möglich, da in diesem Fall eine Nullmessung fehlt.

Mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie ist es möglich die Oberfläche der Testfelder komplett dreidimensional aufzunehmen. Dies hat den Vorteil, dass die Auswertung der Deformationen nachträglich an beliebigen markanten Stellen sowie auch flächig in Form von Isolinen erfolgen kann. Eine Auswertung von relevanten Setzungen außerhalb von vorher festgelegter Schnitte ist damit problemlos möglich. Hannemann et al. (2010, 2012) beschreibt ein ähnliches Verfahren zur dreidimensionalen Erfassung von Altbergbauhohlräumen mit frei zugänglicher Open Source Software. Im Rahmen des hier beschriebenen Projektes wurde zur Erzeugung der 3D Oberflächenmodelle die Software „PhotoScan“ eingesetzt.

Die weitere Prozessierung der Messdaten zur Überführung der Modelle in eine einheitliches Koordinatensystem sowie die Erzeugung von Schnitten an beliebigen Stellen des Testfeldes erfolgte mit einer eigens dafür programmierten Software.

5.2.1 Aufnahmetechnik

Die Erstellung der 3D Modellen basiert auf der Auswertung von Digitalfotos. Eine handelsübliche digitale Spiegelreflexkamera dient zur Aufnahme der notwendigen Bilder. Die Bilder können anders als bei der klassischen Luftbildphotogrammetrie freihändig aus beliebigen Positionen aufgenommen werden. Einzige Voraussetzung ist eine ausreichende Überlappung der einzelnen Bilder, damit jeder Punkt der Oberfläche aus mehreren Perspektiven auf den Aufnahmen sichtbar ist (Abbildung 6).

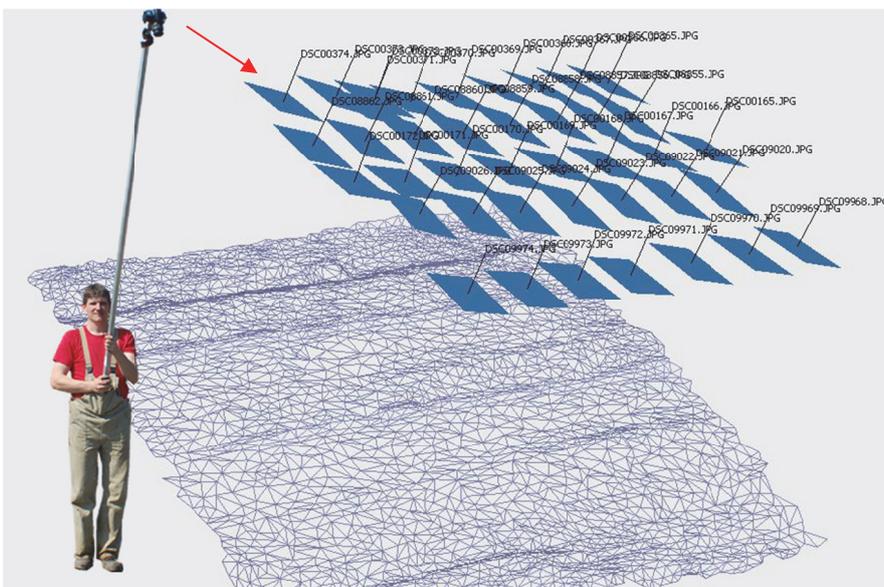


Abbildung 6:
Aufnahmetechnik und
Bildebenen in einem 3D Mesh
Modell

Die Bildebene der erstellten Fotos sollte nach Möglichkeit parallel zur aufzunehmenden Oberfläche liegen. Um dies zu erreichen wird die Kamera an einem Aluminiumrohr befestigt um annähernd senkrecht von oben zu Fotografieren (Abbildung 6).

5.2.2 Auswertung

Die Prozessierung der Daten erfolgte auf dem institutseigenen Rechner, einem Server mit 12 Prozessorkernen und 64 GB Hauptspeicher sowie einer Tesla Grafikkarte mit 6 GB Speicher. Die meisten Berechnungen wären nach den von uns durchgeführten Testläufen auch auf einem Arbeitsplatz-PC mit 16 GB Arbeitsspeicher möglich.

Die Berechnung des 3D Modells erfolgt in mehreren automatisierten Schritten. Durch die strukturierte Oberfläche des Schottermaterials sind dafür keine zusätzlichen Positionierungen und Marker auf den Probefeldern notwendig. Zur Skalierung und Ausrichtung der einzelnen Folgemessungen sind allerdings Fixpunkte, die sich nicht verformen dürfen, außerhalb der Probefelder notwendig.

Schritt 1: Die markanten Punkte werden für jedes einzelne Digitalfoto berechnet. Für ein Bild mit 5 Megapixeln können je nach Struktur der abgebildeten Objekte und Oberflächen mehrere Zehntausend dieser Punkte gefunden werden. Ein solcher „markanter Punkt“ ist beschrieben durch seine Position im Bild, Größe und Orientierung sowie einem „Fingerabdruck“ seiner Umgebung.

Schritt 2: Für alle Bildpaare werden die im vorangegangenen Schritt gefundenen Punkte anhand ihres Fingerabdrucks verglichen. Bei n Fotos ergeben sich maximal $\frac{1}{2} \cdot n \cdot (n-1)$ Bildpaare deren markante Punkte miteinander verglichen werden müssen. Der für diesen Rechenschritt notwendige Aufwand steigt mit der Anzahl aufgenommener Fotos quadratisch an. Bei umfangreichen Aufnahmen mit mehreren hundert Fotos kann dies auf einem einzelnen Rechner durchaus mehrere Tage dauern. Punkte mit nahezu identischem Fingerabdruck werden in den weiteren Berechnungen als identisch angenommen. Dadurch sind für diese Punkte die zweidimensionalen Koordinaten auf den Bildebenen verschiedener Fotos für die weiteren Berechnungen bekannt.

Schritt 3: Ausgehend von den gefundenen identischen Punkten mit ihren zweidimensionalen Koordinaten in den einzelnen Fotos werden Bildpaare mit möglichst vielen als identisch angenommenen Punkten betrachtet. Aus diesen und den bekannten Parametern der Kamera (Sensorgröße, Fokallänge) werden iterativ die Koordinaten der Punkte im dreidimensionalen Raum und Position sowie Orientierung der Kamera ermittelt. Fälschlicherweise zugeordnete identische Punkte werden entfernt. Zusätzlich werden Kameraparameter, -position und

-orientierung weiter angepasst und Korrekturterme für eine eventuelle Linsenverzerrung berechnet. Anhand der identischen Punkte werden in dieser sogenannten Bündelausgleichung nach und nach weitere Fotos hinzugefügt bis nach einigen Iterationen ein grobes 3D-Modell erstellt ist und die Positionen, Ausrichtungen und Parameter möglichst aller Fotos bzw. Kamerapositionen bekannt sind. Das Koordinatensystem dieses Ergebnisses hängt maßgeblich von den ersten beiden verwendeten Fotos in diesem Berechnungsschritt ab und ist mit einem unbekanntem Maßstab versehen.

Als Ergebnis erhält man eine grobe Punktwolke (Abbildung 7a) die schon einen ersten Eindruck des Modells bietet. Der nächste Rechenschritt ist die Generierung eines Dreiecksnetzes aus der Punktwolke (Abbildung 7b). Dieses Dreiecksnetz bzw. Mesh kann direkt als Eingabe für ein GIS oder eine Finite-Elemente-Berechnung dienen. Es kann auch durch die Verwendung verschiedener Shader (Darstellungsvarianten der Schattierung und Färbung von 3D-Oberflächen) zur ansprechenden Visualisierung verwendet werden (Abbildung 7c&d). Ein Dreiecksnetz kann auch innerhalb einer PDF-Datei als 3D-Inhalt gespeichert werden, um es plattformunabhängig darstellen zu können.

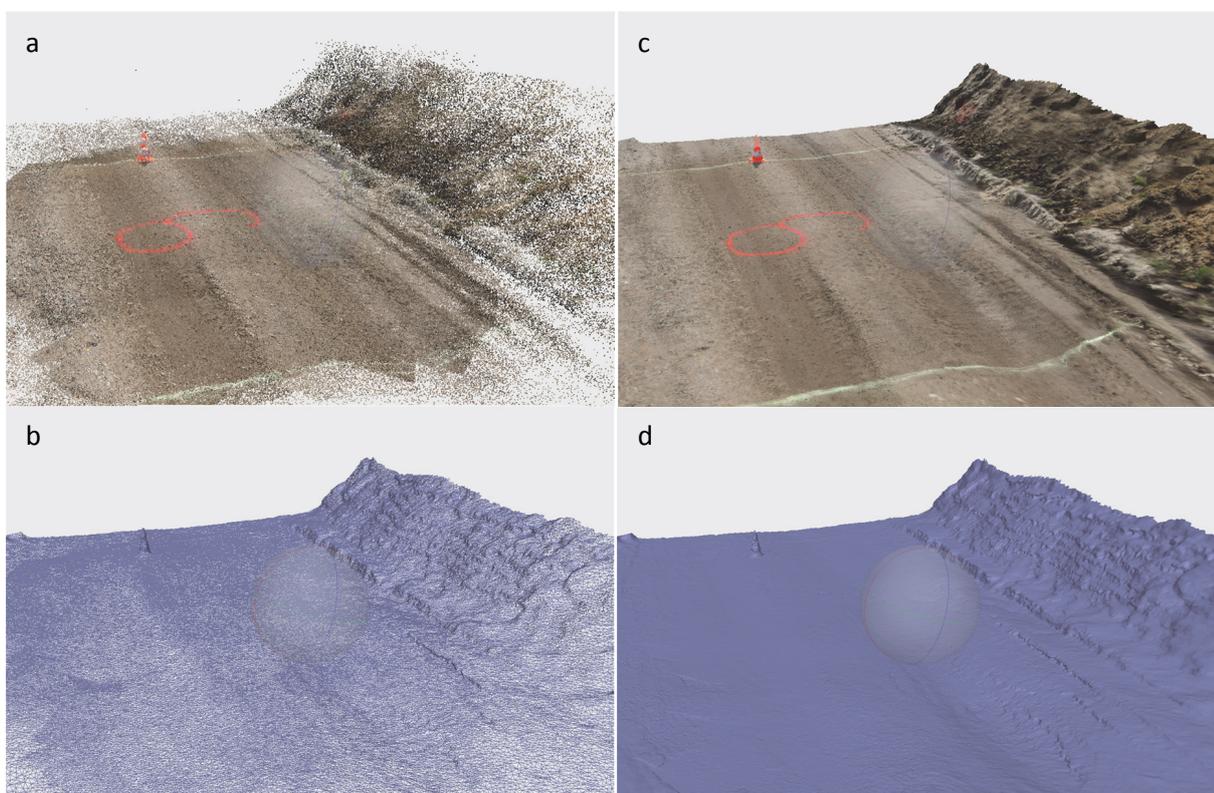


Abbildung 7: 3D Modell als Punktwolke, Dreiecksgitter, Texturierung und Blauschattierung

5.2.3 Spurrinnen Vermessung

Zur eigentlichen Vermessung der Spurrinnen ist je ein Modell vor und nach der Belastung des Testfeldes notwendig. Aus den berechneten 3D Modellen wird das Dreiecksgitter für diese Auswertung verwendet. Die texturierten Modelle dienen lediglich der Visualisierung.

In der Nullmessung und den Folgemessungen werden identische Passpunkte bestimmt, mit denen die unskalierten und nicht im Koordinatensystem ausgerichteten Modelle über eine Koordinatentransformation in ein einheitliches Koordinatensystem mit bekanntem Maßstab überführt werden können.

Sind die Modelle fertig ausgerichtet können an beliebigen Punkten und Schnitten Differenzen berechnet und exportiert werden um die Daten z.B. in Excel weiter zu bearbeiten. Ebenso ist es möglich farbige Konturdiagramme und Isolinien der Oberflächen zu berechnen.

In den Abbildungen 8, 9 und 10 sind exemplarisch die Ergebnisse für das Testfeld 1 dargestellt. Der Koordinatenursprung liegt in der Mitte des Testfeldes.

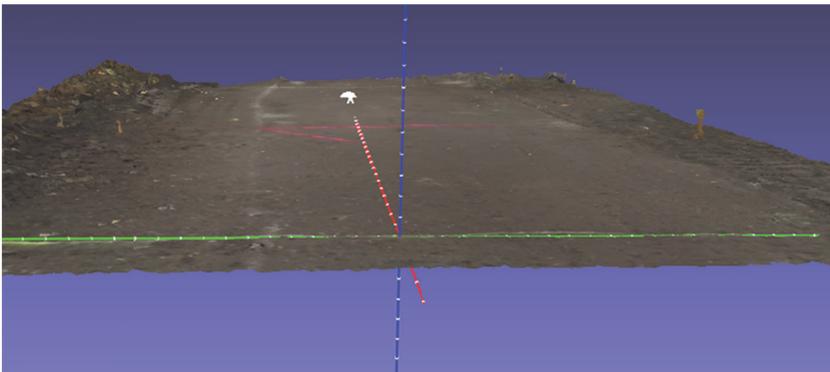


Abbildung 8: Exemplarisches 3D Modell einer Nullmessung

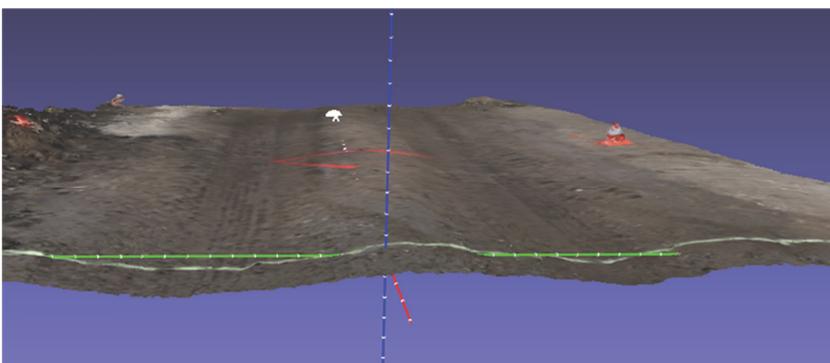


Abbildung 9: Exemplarisches 3D Modell einer Kontrollmessung nach 2000 Achsübergängen

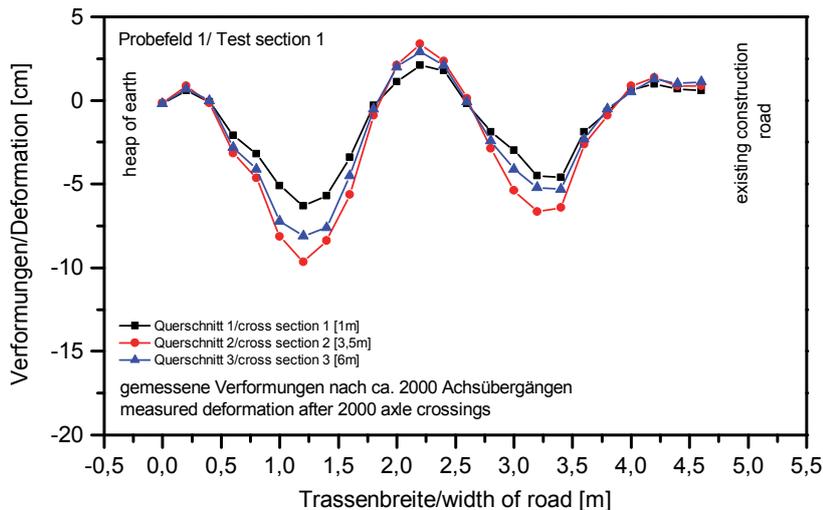


Abbildung 10: Exemplarisches Ergebnis einer Spurrinnenvermessung aus 3D Daten für 3 Querschnitte

In Abbildung 11 ist ein Vergleich der Maximalverformungen, die sich bei der Vermessung mit Messbrücke und aus dem 3D Modell ergeben, dargestellt. Die Ergebnisse aus 3D Modell und Messbrücke zeigen eine gute Übereinstimmung. Die vollständige Auswertung aller durchgeführten Aufnahmen zur Abschätzung der Messgenauigkeit findet zurzeit noch statt und soll durch Testläufe im Labor verifiziert werden.

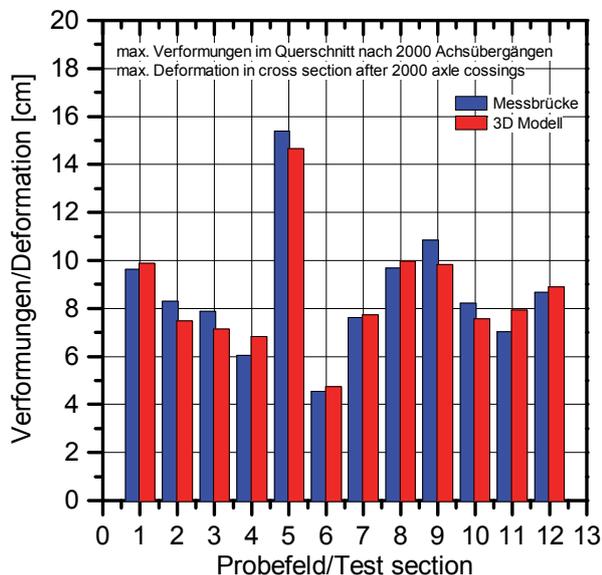


Abbildung 11: Vergleich der Maximalverformungen aus Messbrücke und 3D Modell

6 Zusammenfassung

Die stetig steigende Rechenleistung moderner Computersysteme ermöglicht es, mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie, aus freihändig aufgenommenen Digitalfotos qualitativ hochwertige 3D Modelle zu berechnen. Im Vergleich zur klassischen Vermessung mittels

Nivellement oder Messbalken wird eine Oberfläche nicht nur Punktuell bzw. Linienförmig erfasst sondern als vollständige dreidimensionale Oberfläche. 3D Modelle ermöglichen somit eine Auswertung und Vermessung von Oberfläche an beliebigen Punkten.

Im Rahmen der Baumaßnahmen zur Errichtung des Windpark „Ostermoor-Scharrel“ im Bereich der Gemeinde Saterland, konnte das Verfahren erstmalig zur dreidimensionalen Aufnahme von Spurrinnen getestet werden. Während der Baumaßnahme wurden 12 Testfelder mit unterschiedlichem Aufbau ausgeführt und durch LKW Verkehr systematisch belastet. Zur Aufnahme der Verformungen und der Spurrinnenausbildung wurden Fotos zur Erstellung von 3D Modelle aufgenommen sowie Vergleichsmessungen mit einer Messbrücke vom Einbauzustand und nach einer Belastung durch LKW Verkehr durchgeführt.

Ein Vergleich der 3D Ergebnisse mit einer Messung mittels eines Messbalkens zeigte eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Eine exakte Abschätzung der Genauigkeit des Systems ist zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht möglich. Hierzu werden zurzeit weitere Messungen und Tests unter Laborbedingungen durchgeführt.

Bei zukünftigen Messungen soll die Fotoaufnahme mithilfe einer Drohne getestet werden. Die Leistungsfähigkeit moderne ferngesteuerte Drohnen ermöglicht es eine Spiegelreflexkamera zu tragen, um Luftbilder aus geeigneter Höhe aufzunehmen. Eine vorherige Programmierung festgelegter Flugrouten und selbständiges Auslösen der Bilder ist durch integrierte GPS Empfänger denkbar und befindet sich ebenfalls in Vorbereitung.

Ziel ist es die Aufnahme der Bilder zu vereinfachen und zu beschleunigen. Durch weitere Verbesserungen der Software ist auch im Bereich der Auswertung eine Beschleunigung und Automatisierung der einzelnen Arbeitsschritte geplant.

7 Literatur

Emersleben, A., (2010): Lastabtragsverhalten von Geozellen zur Stabilisierung mineralischer Tragschichten unter statischen und zyklischen Belastungen. *Dissertation an der Technischen Universität Clausthal, Schriftenreihe des Institutes für Geotechnik und Markscheidewesen, Heft 19.*

Hannemann, W.; Brock, T.; Hebel, H.-P.; Busch, W. (2010): Photogrammetrische Hohlraumerfassung einer Radstube; *10. Altbergbau-Kolloquium – Freiberg 2010; S. 43-57*

Hannemann, W.; Brock, T.; Busch, W. (2012): Zustandsdokumentation ausgedehnter untertägiger Hohlraumssysteme. *PFG Photogrammetrie, Fernerkundung, Geoinformation*, 2012, Heft 6, S. 691 – 700

Dr.-Ing. Ansgar Emersleben

ansgar.emersleben@tu-clausthal.de

Dipl.-Ing. Björn Holm

bjoern.holm@tu-clausthal.de

Dipl.-Inf. Wilhelm Hannemann

wilhelm.hannemann@tu-clausthal.de

Institut für Geotechnik und Markscheidewesen

<http://www.igmc.tu-clausthal.de/>

Erzstraße 18

Tel.: +49 (5323) 72 - 2294

38678 Clausthal-Zellerfeld

Böschungsbruch Großversuche - begleitet durch ein intensives Messprogramm

Roman Marte¹, Gregor Supp¹, Werner Lienhart²

¹ Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz
Rechbauerstraße 12
8010 Graz, Austria

² Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz
Steyrergasse 30
8010 Graz, Austria

Zusammenfassung:

Um die Standfestigkeit von Uferbegleitdämmen für ein Flusskraftwerk südlich von Graz sowie die Erhöhung der Standsicherheit von Böschungen welche mittels Spinnankern, sowie mittels Spinnanker und Geotextil zur Oberflächensicherung – modifiziertes Spider Netting nach Körner R. M. (1984) - stabilisiert wurden zu bestimmen, fanden insitu Böschungsbruch-Versuche statt. Dafür wurde ein Versuchsdamm zwischen zwei starren Wandelementen hergestellt und mit Hilfe einer Belastungseinrichtung auf der Dammkrone wurden Böschungsbrüche erzwungen. Spinnanker bestehen im Wesentlichen aus Gewindestäben mit einem Durchmesser von 15 mm und aus einer Ankerplatte durch welche die Stäbe fächerförmig - mit einer Spezialbohrmaschine - in den Untergrund geschraubt werden. Folgend verfügt das System unmittelbar nach dem Einbau über seine volle Tragwirkung. Die Versuchsdurchführung fand ohne Sicherung mit eingebauten Spinnankern sowie mit eingebauten Spinnanker und (vorgespanntem) Geotextil, statt. Die unterschiedlichen Versuche wurden mit einem umfangreichen Messprogramm - wie konventionelle geodätische Messtechnik, faseroptische Messtechnik, Oberflächenscanner und Photogrammetrie - überwacht und dokumentiert. Die Ergebnisse welche aus den unterschiedlichen Messmethoden gewonnen wurden, werden im Rahmen dieses Beitrages diskutiert und gegenübergestellt.

1. Einleitung

Die Ziele der Böschungsbruch Großversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- a) Bestimmung der insitu Festigkeiten für die Uferbegleitdämme – Homogendamm aus Einmischdichtungsmaterial hergestellt, Semprich S. et al. (2012) - der

Wasserkraftwerke Gössendorf und Kalsdorf südlich von Graz, Österreich, als Grundlage für Standsicherheitsberechnungen

- b) Bestimmung der (Erhöhung der) Standsicherheit von Böschungen welche mit Spinnanker, Supp G. & Semprich S. (2010), bzw. mit Spinnanker Netting d.h. Spinnanker in Kombination mit einer an die Geländeoberfläche angepressten (vorgespannten), weichen Frontalausbildung, Supp G., Marte R. et al. (2014), (in diesem Fall mittels Geogitter) gesichert wurden

1.1 Uferbegleitdämme der Wasserkraftwerke Gössendorf und Kalsdorf

Die Uferbegleitdämme welche als Homogendamm aus Einmischdichtungsmaterial (EMD) hergestellt wurden, sind aufgrund ihrer Herstellungsmethode - Vermischung von Aulehmen (Masseanteil ca. 1/3) mit Murschotter (Masseanteil ca. 2/3) – gewissen Schwankungen ausgesetzt. Die Scherparameter für die Standsicherheitsnachweise der 2:3 geneigten Dammböschungen wurden aus Ergebnissen von Labor-Großscherversuchen (Scherfläche 30 x 30 cm) ermittelt. In Bezug zu den Ergebnissen der Großscherversuche wurden vorsichtige charakteristische Scherparameter vorgegeben.

Das anisotrope Durchlässigkeitsverhalten der lageweise geschütteten und verdichteten Begleitdämme führte nach Fertigstellung und Einstau der Dämme örtlich zu leichten Wasseraustritten (auf der Dammluftseite). Diesem Problem wurde einerseits durch eine Ausweitung der örtlich ohnehin geplanten Abdichtung mittels Schmaldichtwänden und andererseits durch den Einbau eines luftseitigen Böschungsfilters mit Drainagekörper begegnet, Semprich S. et al. (2012).

Dennoch war es von ganz besonderem Interesse die insitu Standsicherheit (bzw. die maßgebenden Scherparameter) der Uferbegleitdämme zu verifizieren was mit Hilfe eines Großversuchs durchgeführt wurde.

1.2 Spinnanker

Bei einem Spinnanker (Abbildung 1) handelt es sich um ein unvermörteltes, sofort tragfähiges, leicht rückbaubares Konstruktionselement. Es besteht im Wesentlichen aus einer gusseisernen Ankerkopfplatte in welche Gewindeöffnungen mit unterschiedlicher

Neigung (30 & 45° gegenüber der Normalen zur Geländeoberfläche) eingearbeitet sind, sowie aus hochfesten Gewindestäben (\varnothing 15 mm). Die Stäbe werden mittels einer eigens entwickelten, voll automatisierten Eindrehmaschine durch die Gewindeöffnungen der Platte fächerförmig eingedreht. Je nach Modell werden zwölf (Modell XII) bzw. sechs (Modell VI) Gewindestäbe in den Untergrund eingedreht, Abbildung 1. Um die Ankerplatte während des Eindrehprozesses zu stabilisieren wird diese temporär mittels einer Montagehilfe (Alpinanker) an der Geländeoberfläche fixiert. Der Einbau der Gewindestäbe ist je nach Eigenschaft des Lockergesteins bis zu ca. 8 m möglich. Details bezüglich Ankertragfähigkeit und alternativen Anwendungen können z.B. Supp G. & Semprich S. (2010) oder Supp G. et al. (2010) entnommen werden.

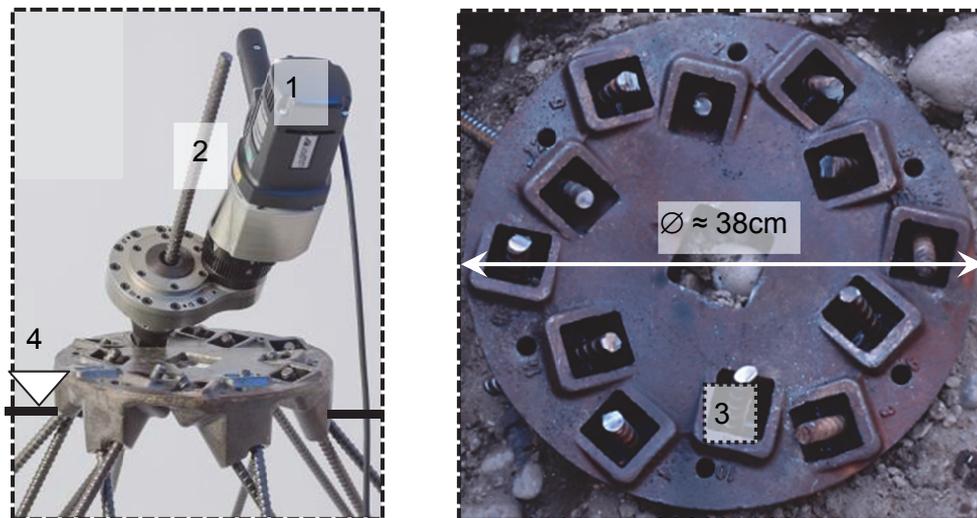


Abbildung 1: links: Ankereinbau; rechts: fertig eingebauter Spinnanker (Modell XII); wobei: 1... Eindrehmaschine; 2 ... Gewindestab, 3 ... Gewindeöffnung, 4 ... Geländeoberfläche

1.3 Spinnanker Netting

Spinnanker Netting ist ein Verfahren zur Sicherung von Böschungen, aufbauend auf der Technologie von Spinnankern sowie des von Körner R. M. (1984) entwickelten Spidernettings. Bei diesem modifizierten Verfahren werden Spinnanker versetzt in Mulden eingebaut. Anschließend wird ein hochfestes Geotextil oder Viereckgeflecht (weiche Frontalausbildung) straff auf die Geländeoberfläche und über den Mulden aufgelegt. Dabei wird das Geotextil oder Viereckgeflecht berg- und talseitig fixiert. In einem letzten Schritt wird mit Hilfe einer Vorspanneinrichtung – montiert am Spinnanker – und einer Vorspannschale das Geotextil oder Viereckgeflecht in die Mulde gezogen und so, in Anlehnung an das Spidernetting, ein Anpressen des hochfesten Geotextils oder

Viereckgeflechts an die Böschungsoberfläche erzwungen, Abbildung 2, Supp G., Marte R. et al. (2014), Supp G. und Semprich S. (2012).

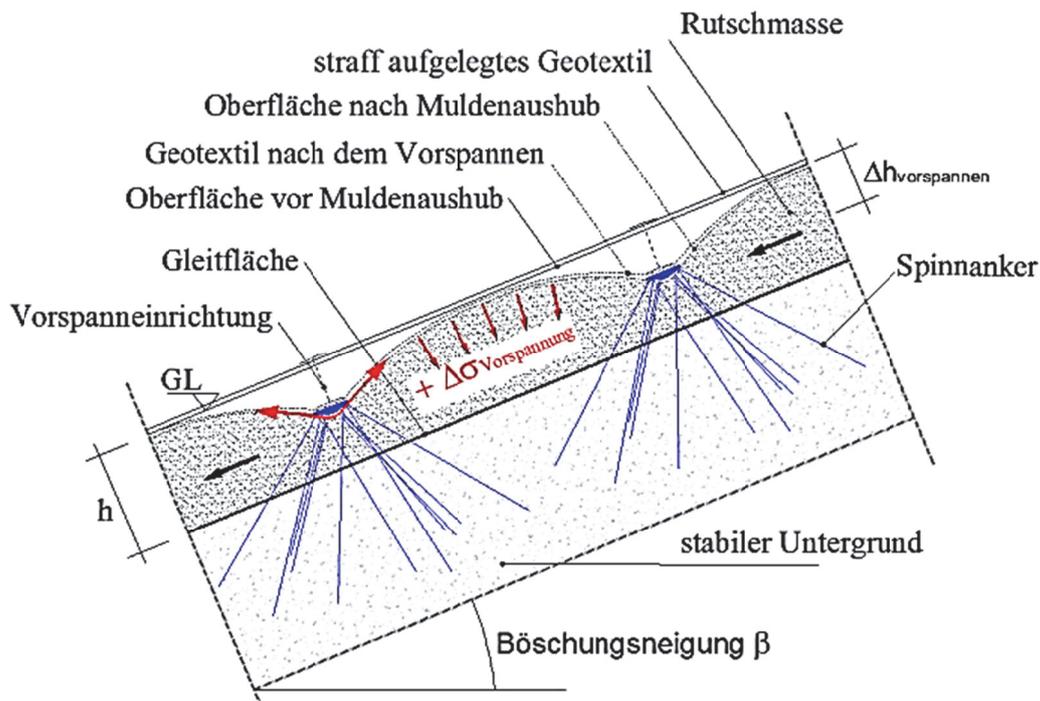


Abbildung 2: Spinnanker Netting

2. Versuchsaufbau

Für die Böschungsbruchversuche – ebener Verformungszustand - wurde ein Versuchsdamm lagenweise ($b * h * l \approx 3,5 * 3,0 * 27,0$ m) zwischen zwei starren Schalungselementen (diese sind in einer zuvor betonierten Betonplatte verankert) hergestellt, Details können Supp G., Marte R. et al. (2014) entnommen werden. Nach Herstellung des Schalungstunnels wurde der Versuchsdamm in 50 cm Lagen im EMD-Verfahren (analog zum Herstellungsverfahren der Uferbegleitdämme) hergestellt und verdichtet. Die Lastaufbringung erfolgte stufenweise (max. 1,6 MN) über eine Traverse und über Hydraulikpressen welche eine Aussparung im Kern haben und durch welche GEWI-Pfähle (Verankerungslänge = 8,5 m, \varnothing Stahzzugglied 50 mm) als Widerlager für die Lastaufbringung gesteckt wurden. Der fertige Versuchsaufbau ist in Abbildung 3 dargestellt.

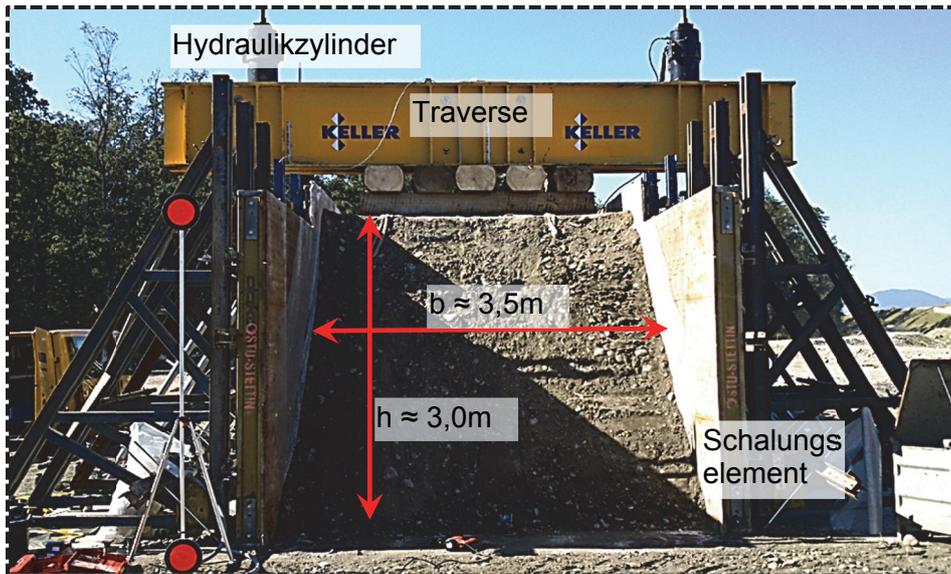


Abbildung 3: fertiger Versuchsaufbau (ohne Sicherungsmaßnahme)

2.1 Einmischdichtungsmaterial (EMD)

Das Dammmaterial wurde – wie bereits erwähnt - mittels einer Einmischdichtung hergestellt, wofür Ausand (geringe Durchlässigkeit) mit Murschotter (rel. gute Festigkeitseigenschaft) - Abbildung 04 – mit einem Hochleistungsbrecher in der Nähe des Versuchsorts durchmisch wurde, siehe Semprich S. et al. (2012) - und anschließend zum Schalungstunnel transportiert, eingebaut und verdichtet wurde. Eine umfangreiche bodenmechanische Charakterisierung der Einmischdichtung fand im Labor und auch insitu statt Spreitzer G. C. (2012). Es wurden folgende Untersuchungen in situ durchgeführt:

- Wasserersatzverfahren zur Dichtebestimmung
- Statischer Lastplattenversuch

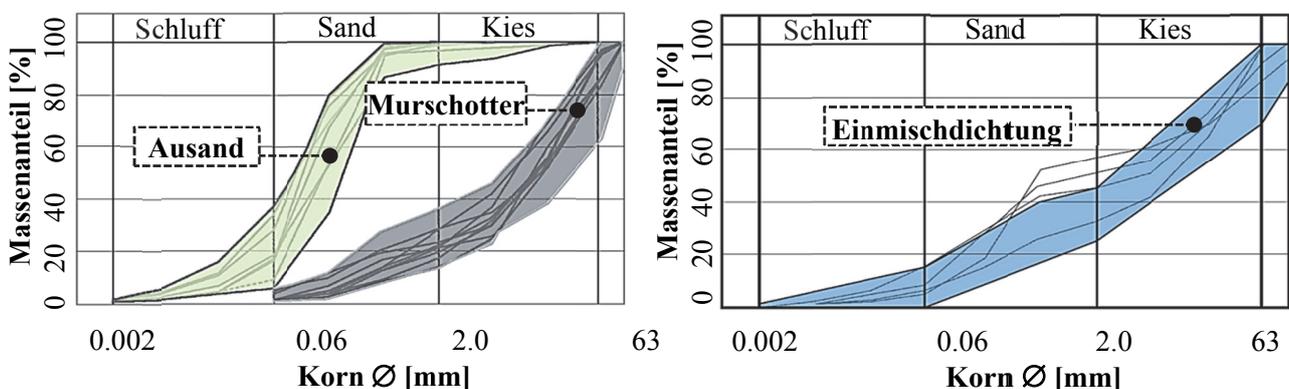


Abbildung 4: links: Bandbreite des Ausands und des Murschotters vor dem Mischen
rechts: Bandbreite der durchmischten Einmischdichtung (EMD)

Folgende Untersuchungen fanden aus Probenentnahmen im Zuge des Wasserersatzverfahrens statt:

- Ermittlung der Korndichte
- Ermittlung der Trockendichte
- Ermittlung des Wassergehaltes und Sättigungsgrades

Folgende Laboruntersuchungen fanden aus Probenentnahmen vom Bruchkörper des Böschungsbruches sowie aus Probenentnahmen im Zuge des Wasserersatzverfahrens statt:

- Ermittlung der Körnungslinie
- Direkte Rahmenscherversuche

Tabelle 1: Eigenschaften des Versuchsdammes

Höhe		2m	3m ^{*)}
Trockenwichte	γ_d [kN/m ³] [∇]	23.1	23.9
Feuchtwichte	γ [kN/m ³] [∇]	24.6	25,0
Kornwichte	γ_s [kN/m ³] [°]	27.8	27.8
Porengehalt	n [-] [∇]	0.17	0.14
Wassergehalt	w [%] [∇]	6.0	4.6
Sättigungsgrad	S_r [-] [∇]	0.88	0.79
Lastplattentest	E_{v1} [kN/m ²] [∇]	32.4	25.2
	E_{v2} [kN/m ²] [∇]	108.6	88.5
	E_{v2}/E_{v1} [-] [∇]	3.4	3.5

∇) Mittelwert aus mind. drei insitu und oder Labortests; °) eine Messung pro Höhenlage; *) Dammkrone

Die physikalischen Eigenschaften des Versuchsdammes stimmen gut mit den Eigenschaften der Uferbegleitdämme (welche ebenfalls intensiv untersucht wurden) überein.

Weiters wurden direkte Großscherversuche (Scherfläche 30 * 30 cm) mit 6 unterschiedlichen Normalspannungsniveaus ausgeführt, Abbildung 5. Die Versuchsergebnisse zeigen eine relativ große Bandbreite bzw. Streuung der ableitbaren Scherparameter und bestätigen daher die Entscheidung die insitu Festigkeiten im Rahmen eines Großversuches zu bestimmen. Ein zusätzlicher direkter Großscherversuch des Schalungselementes in Kontakt mit der EMD ergab einen Wandreibungswinkel von

$\delta_{\text{Schalungstunnel}} \approx 27^\circ$, welcher in weiterer Folge für die Rückrechnung der Scherparameter aus den insitu Böschungsbruchversuchen herangezogen wurde.

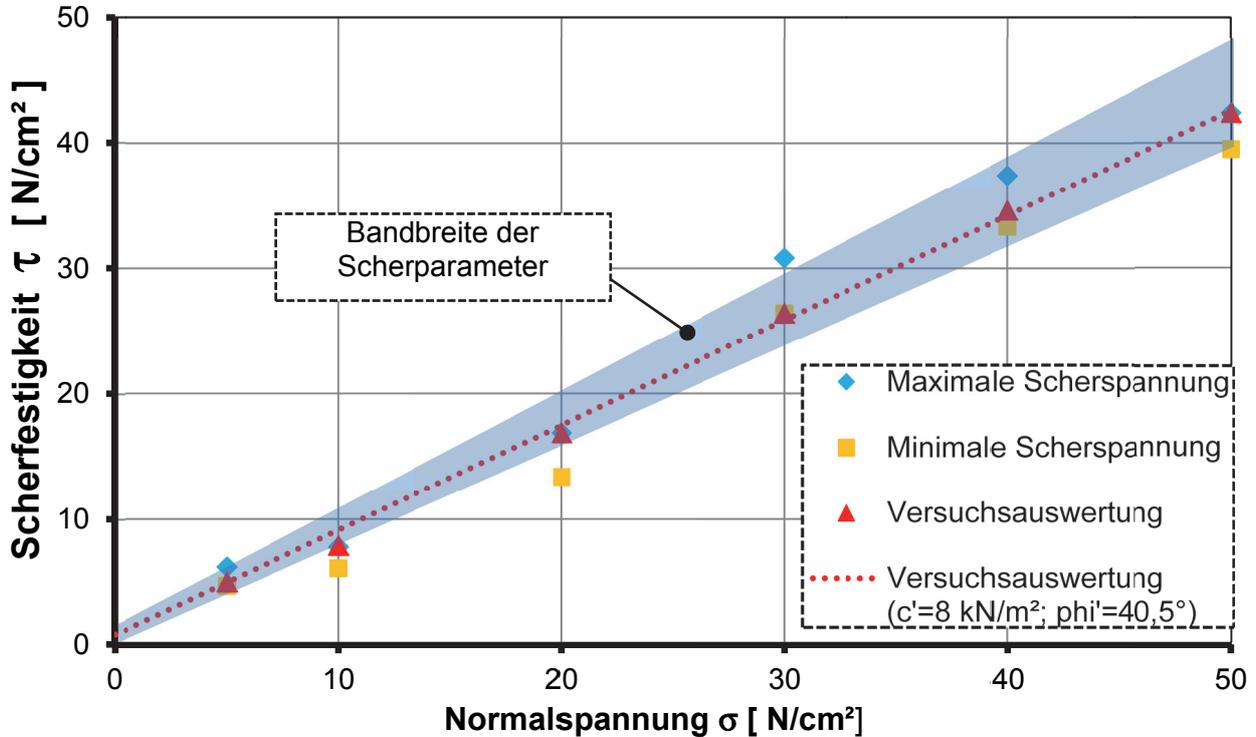


Abbildung 5: Auswertung des Großscherversuches (30 * 30 cm) mit 6 variablen Normalspannungsniveaus

2.2 Versuchsprozedere

Drei unterschiedliche Böschungsbruch-Versuchsarten wurden ausgeführt, diese waren:

- I. ohne Sicherungsmaßnahme
- II. mit mittig (bei halber Breite) eingebauten Spinnankern - Stablänge 2,0 m, Modell XII, Abstand der Ankerplatten zueinander ca. 1,3 m - als Sicherungsmaßnahme
- III. mit Spinnanker Netting - Stablänge Spinnanker 2,0 m, Modell XII, mittig eingebaut, Abstand der Ankerplatten zueinander ca. 1,3 m & gewebtes bi-axiales PET Geogitter, Maschenweite 20*20 mm - als Sicherungsmaßnahme

Die Böschungsneigung betrug in allen Fällen $\beta \approx 60^\circ$, Details können Supp G., Marte R. et al. (2014) entnommen werden.

3. Messtechnik

Die im Rahmen der Versuchsdurchführungen eingesetzte Messtechnik variiert mit den unterschiedlichen Versuchen (I bis III, siehe oben), siehe Tabelle 2.

Tabelle 2: Übersicht der angewendeten Messtechnik

Messmethode	I. ohne Sicherung	II. mit Spinnanker	III. mit Spinnanker Netting
Kraft / Wegmessung°	✓	✓	✓
geodätische M.	*	✓	✓
faseroptische M.	✗	✓	*
Fotogrammetrie	✓	*	*
Oberflächenscanner	✓	✓	✗
Neigungsmessung	✗	*	*

M. ... Messungen; x ... nicht ausgeführt; * ... Zusatzmessung als eventuelle Messkontrolle (oder nicht ausgewertet)

Wobei folgende Ziele bei den einzelnen Messmethoden verfolgt wurden:

- geodätische Messungen (statisch, nach jeder Laststufe und dynamisch, laufend mit ca. 8 Hz) zum Erfassen der Ankerkopfverschiebungen, Details siehe Lienhart W. et al. (2013,a)
- Messung der aufgebrachten Kraft (Laststufen) auf der Dammkrone
- Setzung der Traverse zufolge der Last auf der Dammkrone
- Faseroptische Messungen - Distanzänderung zwischen den Ankerköpfen bzw. dem Fußpunkt der Böschung – um bereits geringste Verschiebungen (μm) der Anker bzw. Verformungen in der Böschung erfassen zu können, Details siehe Lienhart W. (2013,b), Lienhart W. et al. (2013,c)
- Photogrammetrie - zum Erfassen der Gleitfläche nach dem Verbruch der Böschung – Grundlagen siehe Gaich A. (2001)
- Scannen der Böschung mittels der Leica MultiStation MS50 - zur Ableitung ev. Bruchmechanismen - Details Lienhart W. et al. (2013,a)
- Neigungsmessung für Messkontrollen

In Abbildung 6 ist das Ankerkopfdetail mit den applizierten Messhilfen für die unterschiedlichen Messmethoden dargestellt. Wobei die angebrachten Messprismen für die konventionellen, geodätischen Messungen – mit Hilfe einer Totalstation - erforderlich waren. Die je nach Versuchsart angebrachte Faseroptik wurde leicht zwischen den

Ankerköpfen bzw. zwischen Ankerkopf und einem Fixpunkt gespannt, da eine entsprechende Verkürzung der Distanz zwischen den Beobachtungspunkten erwartet wurde.

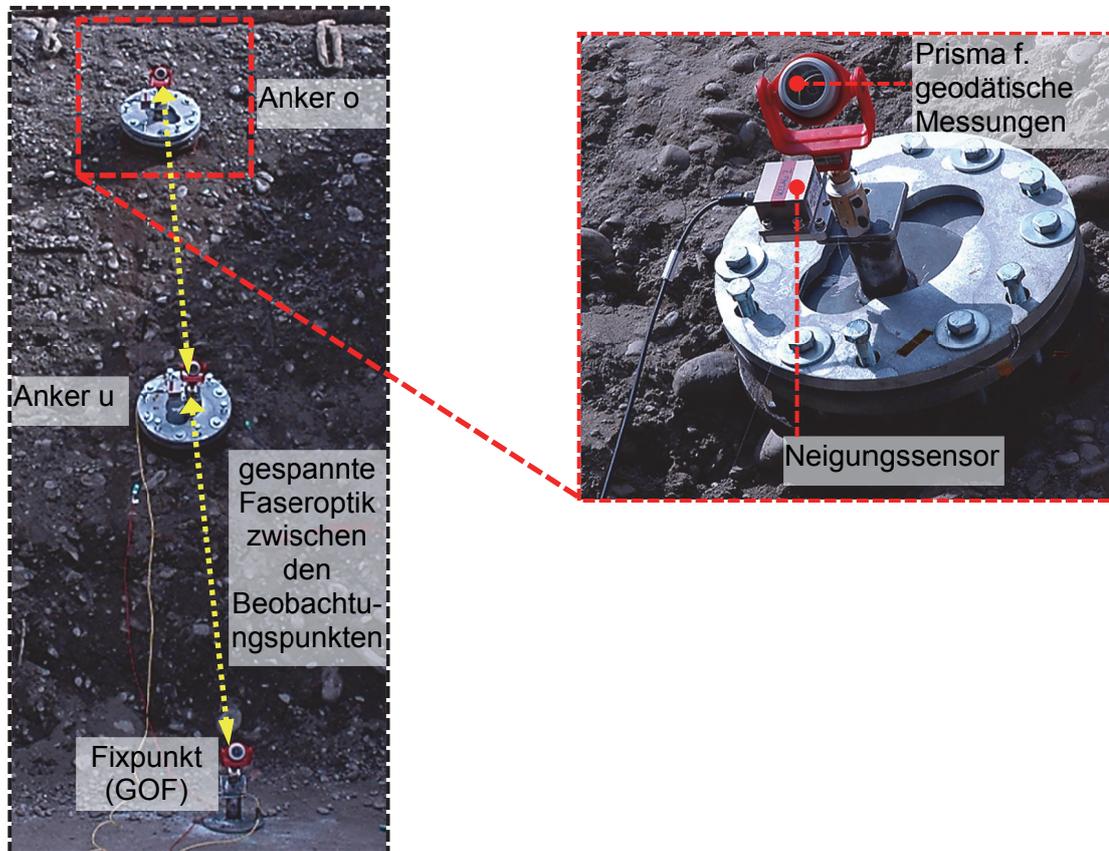


Abbildung 6: Ankerköpfe mit appliziertem Messequipment (mittig bei halber Breite des Versuchsdammes angeordnet). *Anmerkung:* Anker u ... unterer Anker; Anker o ... oberer Anker; GOF ... Geländeoberfläche (Oberkante Betonplatte); linkes Bild: Übersicht; rechtes Bild: Ankerkopfdetail

4. Bestimmung der insitu Festigkeiten

Bei der Rückrechnung der vorhandenen Festigkeiten des Dammmaterials aus dem Großversuch wurde entsprechend der Abbildung 8 vorgegangen. Die für die Rückrechnung erforderliche Bruchlast konnte mit ca. $\sigma_{\text{BRUCH}} \approx 375 \text{ kN/m}^2$ ermittelt werden. Um die aus Großscherversuchen bestimmte Wandreibung $\delta_{\text{Schalungstunnel}} = 27^\circ$ zu berücksichtigen wurde das rückhaltende Moment bei der Gleitkreisberechnung - Modellbildung nach Fellenius (*Ordinary Method*), Details siehe Fredlund & Krahn (1977) - um einen zusätzlichen rückhaltenden Term M_{ZUS} mit einem reduzierten Hebelsarm R^* (Mittelpunkt Gleitkreis M - Schwerpunkt der resultierenden Reibungskomponente einer Lamelle) erweitert. Da es bei den zu ermittelnden Festigkeiten (φ' und c') zwei Unbekannte

und nur eine Gleichung aus dem Gleitkreisverfahren (FOS $\approx 1,0$) gibt, wurde eine der Unbekannten - der Reibungswinkel φ' - mit Hilfe von Schüttkegelversuchen, aus Material der EMD welches dem Versuchsdammb entnommen wurde, vorsichtig abgeschätzt. Aus fünf Versuchen konnte ein Schüttwinkel, welcher vereinfacht dem Reibungswinkel φ' von $41 - 45^\circ$ gleichgesetzt wurde, abgeleitet werden, Abbildung 7.

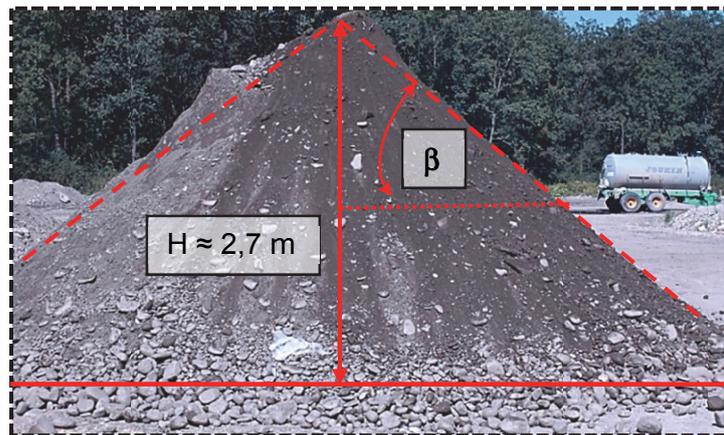


Abbildung 7: Schüttkegelversuch ($\beta \approx 41 - 45^\circ$)

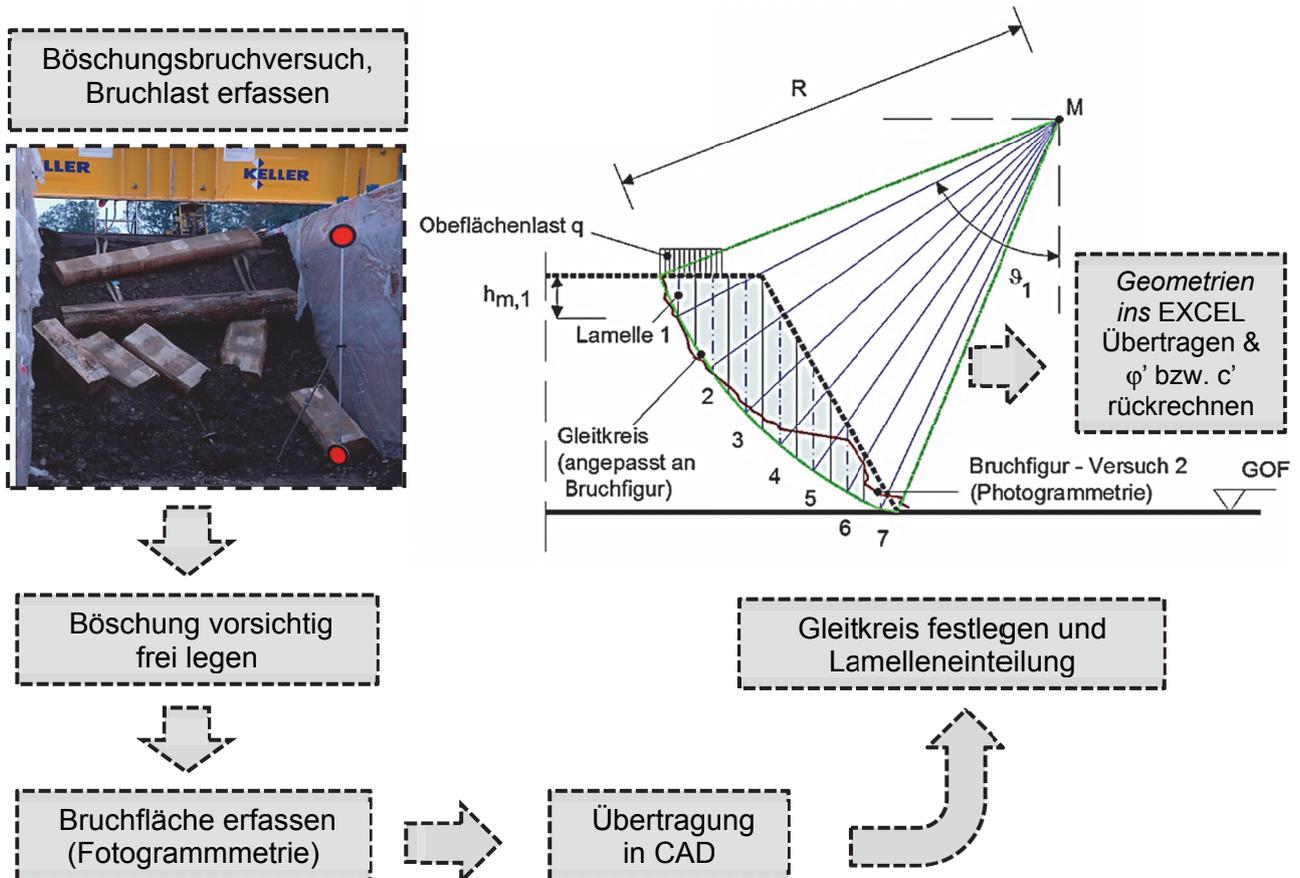


Abbildung 8: Vorgehensweise bei der Rückrechnung der insitu Festigkeiten der EMD, mit Hilfe des Versuches I. ohne Sicherungsmaßnahme

Unter der Annahme eines Reibungswinkels von $\varphi' \approx 43^\circ$ konnte eine Kohäsion c' von ungefähr 15 kN/m^2 rückgerechnet werden. Wobei eine Verringerung des Reibungswinkels φ' um ein Grad zu einer Erhöhung der rechnerisch ermittelten Kohäsion um ca. $1,1 \text{ kN/m}^2$ und umgekehrt führt. Ein Vergleich der rückgerechneten insitu Festigkeiten mit den Festigkeiten aus dem im Labor durchgeführten Großscherversuch stimmt mit der oberen Grenze der möglichen Bandbreite relativ gut überein, Abbildung 9.

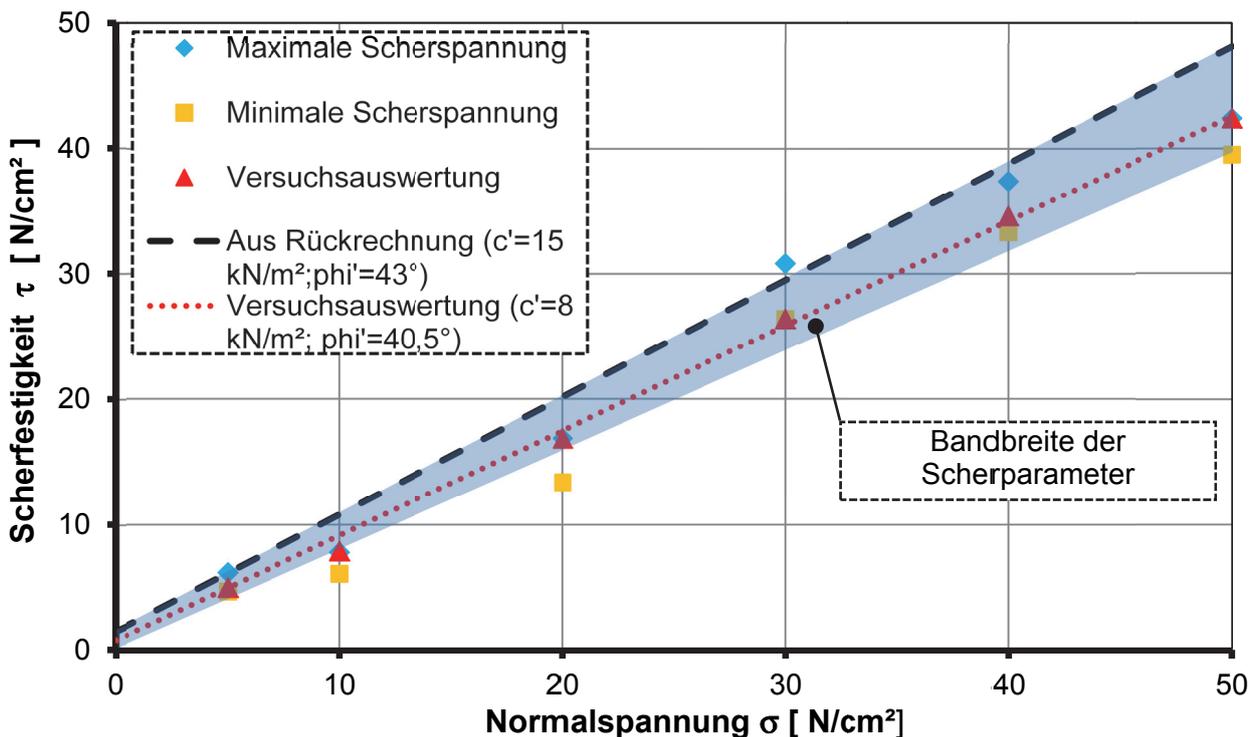


Abbildung 9: Vergleich: Rückrechnung aus Experiment – direkter Scherversuch Labor

Abschließend fanden vergleichende Standsicherheitsberechnungen (Software Slide) mit den rückgerechneten insitu Festigkeiten und den Experiment-Randbedingungen (Bruchlast $\sigma_{\text{BRUCH}} \approx 375 \text{ kN/m}^2$, Geometrie, Wandreibung) statt, die auf zufriedenstellende Art die Ergebnisse – d.h. Standsicherheit und Gleitkreisgeometrie – aus dem Experiment wiedergeben, Supp G., Marte R. et al. (2014).

5. Einfluss von Spinnanker und Spinnanker Netting

Für den Versuch mit Spinnanker als Sicherungsmaßnahme kann ein signifikant duktileres Verhalten – im Vergleich zum Versuch ohne Sicherung – festgestellt werden. Durch den Einbau der Spinnanker konnte eine höhere Beanspruchung σ_z (ca. 80% mehr als ohne

Sicherung) auf der Dammkrone aufgebracht werden, Abbildung 10. Weiters kann eine Erhöhung der Standsicherheit von $FOS \approx 1,0$ bei $\sigma_z \approx 375 \text{ kN/m}^2$ (ohne Sicherung) auf $FOS \approx 1,1$ bei $\sigma_z \approx 375 \text{ kN/m}^2$ und eingebauten Spinnankern, erreicht werden.

Der Böschungsbruchversuch mit Spinnanker Netting als eingebaute Sicherungsmaßnahme erwies sich aufgrund der Böschungsgeometrie ($\beta = 60^\circ$) und der Vorspannmuldentiefe ($\Delta h \approx 40 \text{ cm}$) als rel. schwierig auszuführen. Es stellte sich keine tieferliegende Gleitfläche ein, und es kam zu einem lokalen Versagen des Bereiches oberhalb der Mulde für den Einbau des oberen Ankers. Ein Grund dafür ist die relativ flache (plattenartige) Vorspannschale, welche nicht an die Muldenform angepasst war. Der Versuch wurde nach der Laststufe $\sigma_z \approx 450 \text{ kN/m}^2$ abgebrochen. Auch beim Spinnanker Netting konnte grundsätzlich ein deutlich duktileres Verhalten, als ohne Sicherungsmaßnahme, festgestellt werden, Abbildung 10. Weiters konnte ungeachtet der Muldenproblematik eine deutliche Aktivierung (Ausbauchung) des Geogitters beobachtet werden Supp G., Marte R. et al. (2014).

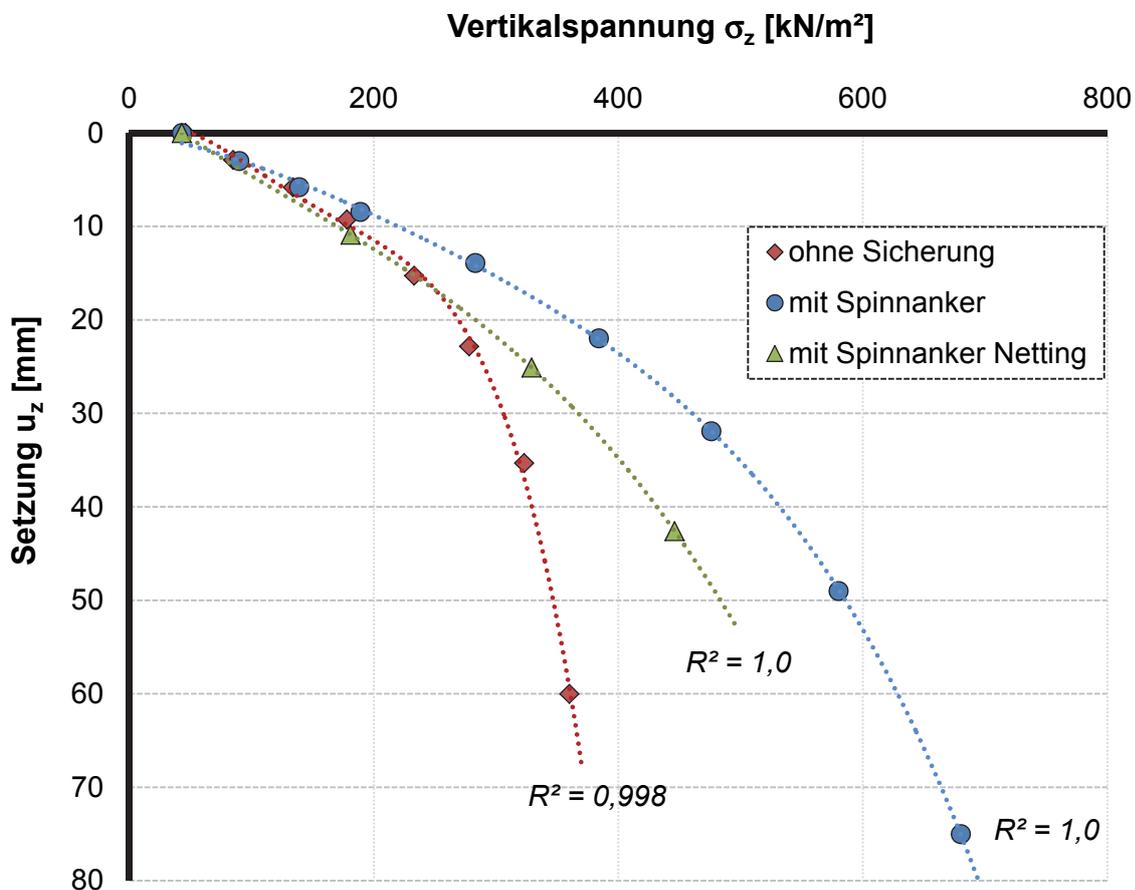


Abbildung 10: Last – Setzungsverhalten der unterschiedlichen Versuche

5.1 Ergebnis der geodätische Messungen

Die Ergebnisse der Ankerkopfverschiebungen (statische Messungen nach jeder Laststufe und aufaddiert) sind in der Abbildung 11 dargestellt. Details über die geodätischen Messungen können Lienhart W. et al. (2013,a) entnommen werden.

Anhand der Verschiebungen ist ein zusammengesetztes Verschiebungsmuster - sowohl für die mit Spinnanker und die mit Spinnanker Netting gesicherte Böschung - ableitbar. Beim Versuch mit eingebauten Spinnanker wird der obere Anker hinausgedrückt (Zugbeanspruchung) während der untere Anker sich relativ böschungsparell nach unten bewegt. Beim Versuch mit Spinnanker Netting bewegt sich der obere Anker relativ böschungsparell nach unten, hingegen wird der untere Anker kaum aktiviert. Was die Annahme des lokalen Versagens oberhalb der Mulde beim oberen Anker – aufgrund der tiefen Mulde und der Lastaufbringung - bestätigt.

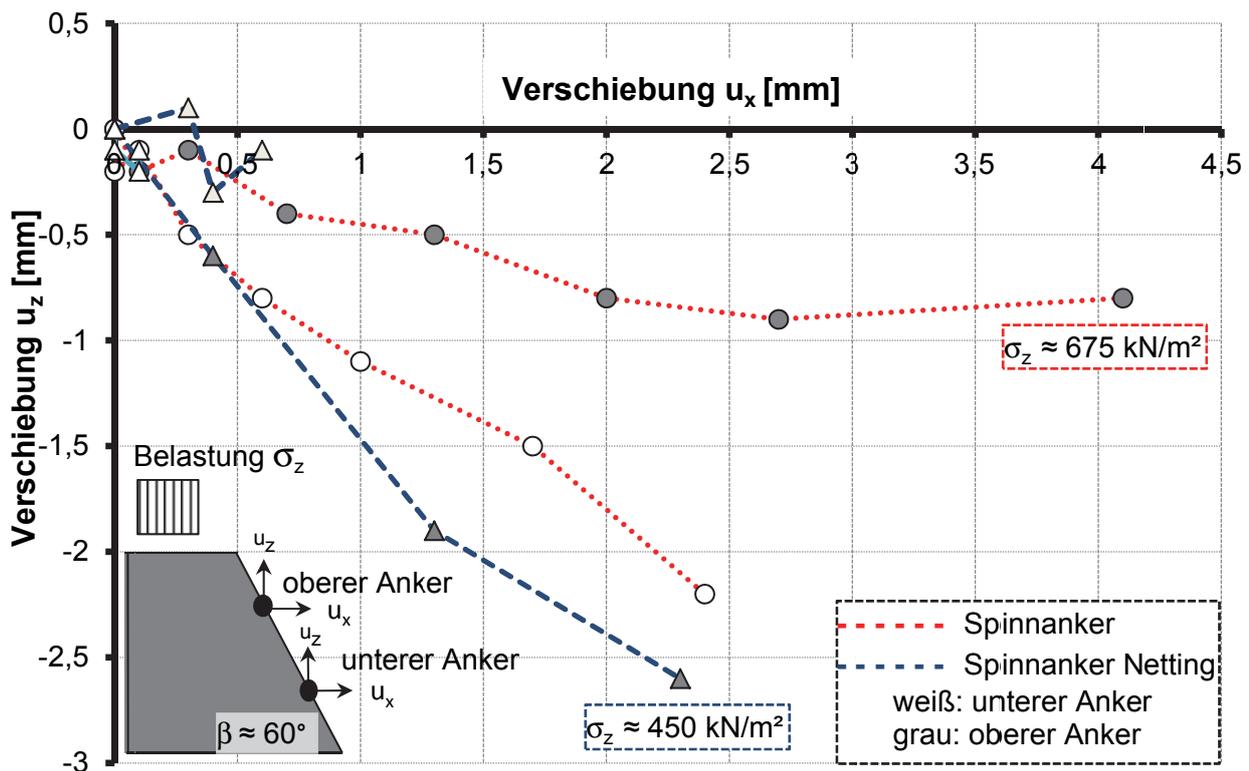


Abbildung 11: Auswertung der geodätischen Messung der Ankerkopfverschiebungen, Vergleich Spinnanker und Spinnanker Netting

5.2 Ergebnis der faseroptischen Messung

Beispielhaft wird für den Böschungsbruchversuch mit den eingebauten Spinnankern die Auswertung der faseroptischen Messung dargestellt, siehe Lienhart W. (2013,b), Lienhart W. et al. (2013,c). Es ist die Gesamtbelastung auf der Dammkrone σ_z der Gesamtlängenänderung Δl ($\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2$ wobei: Δl_1 = Längenänderung der gespannten Faser zwischen oberen – mittleren Anker und Δl_2 Längenänderung mittlerer Anker – Fixpunkt, siehe Abbildung 6) über die Zeit dargestellt. Zusätzlich ist die Gesamtlängenänderung Δl abgeleitet aus den dynamischen geodätischen Messungen - d.h. mit Hilfe einer Totalstation während der Versuchsdurchführung mit ca. 8 Hz – dargestellt, Abbildung 12.

Aus den kontinuierlichen (dynamischen) Messungen kann nur ein grundsätzlicher Trend des Gesamtdeformationsverhalten (starke Schwankungen) bei der Lastaufbringung abgeleitet werden.

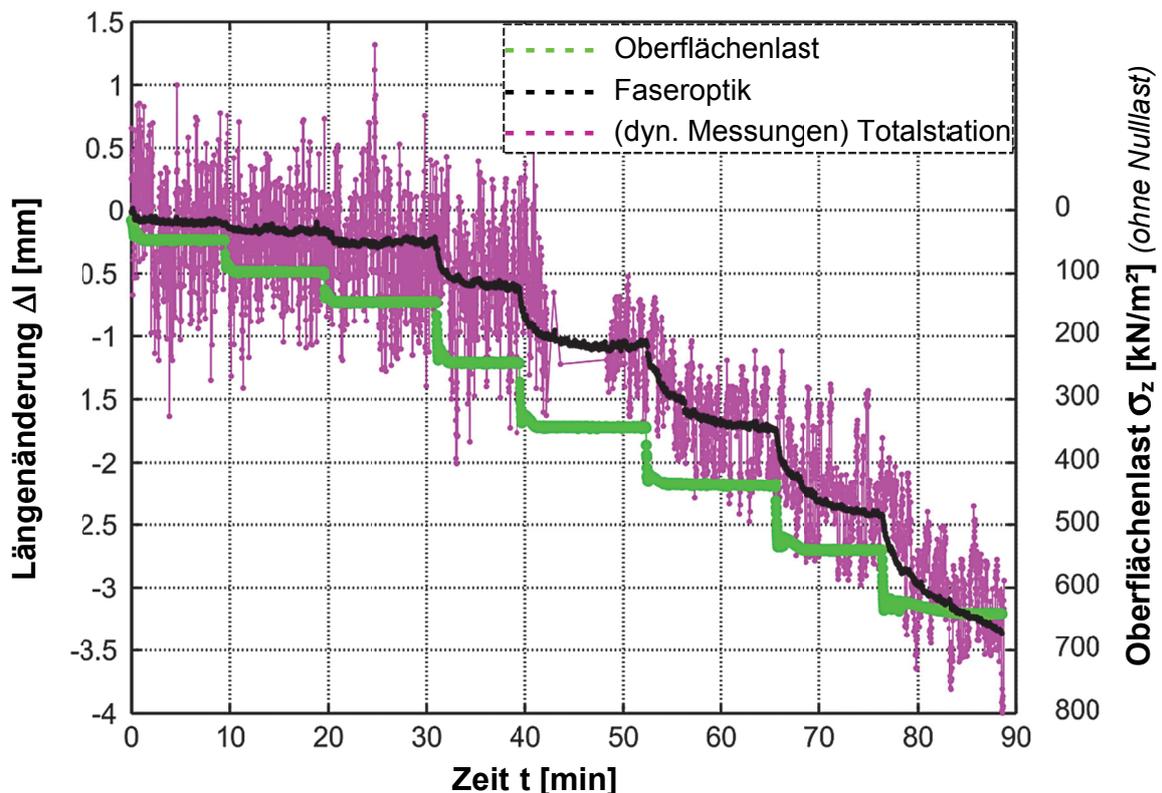


Abbildung 12: Gegenüberstellung der Messungen aus Faseroptik und den dynamischen, geodätischen Messungen, modifiziert nach Lienhart W. (2013,b)

Bei den Messungen mit der Faseroptik ist die Aufbringung der einzelnen Laststufen bei der Versuchsdurchführung (8 Laststufen, Laststufe 1-3: $\Delta\sigma_z \approx 50 \text{ kN/m}^2$, Laststufe 4-8: $\Delta\sigma_z \approx 100 \text{ kN/m}^2$) eindeutig erkennbar. Weiter ist es auch möglich das Kriechen bei den einzelnen (ca. ab Laststufe 4) Laststufen zu erfassen.

5.3 Ergebnis aus Oberflächenscan

Die Auswertung der Oberflächenscannung (Unterschied Versuchsbeginn –letzte Laststufe beim Versuch mit eingebauten Spinnankern, dabei beschreiben positive Werte eine Verschiebung der Oberfläche nach vorne und negative Werte zeigen eine Verschiebung der Oberfläche nach hinten, z.B. ein Abbröckeln eines größeren Steins) ist in Abbildung 13 dargestellt.

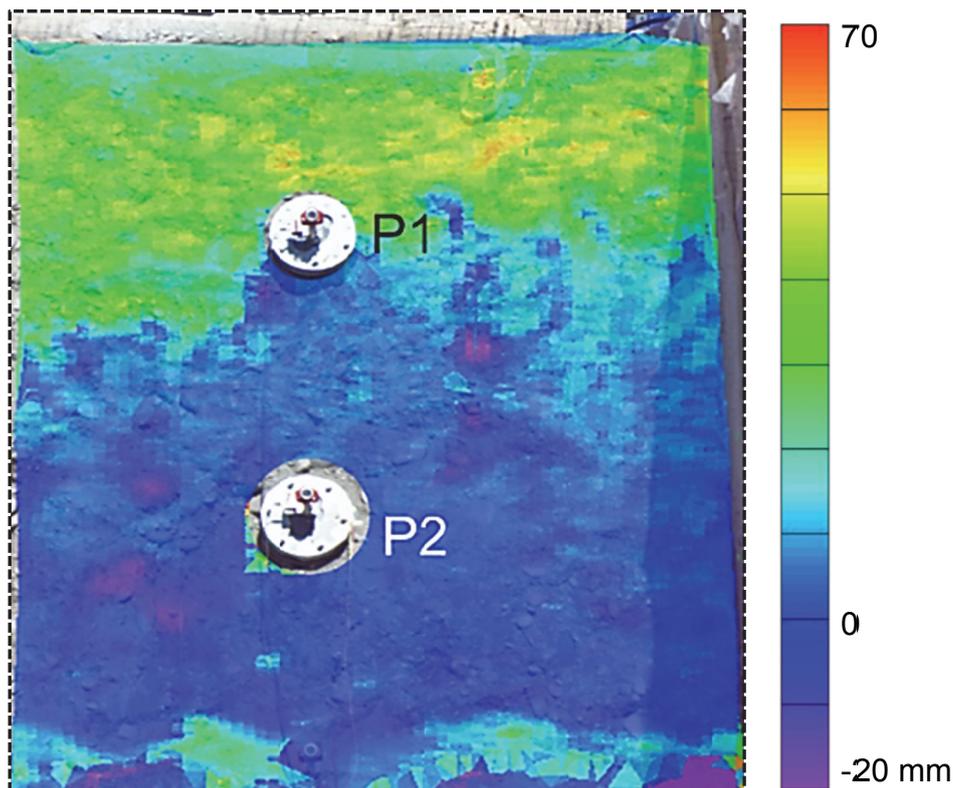


Abbildung 13: Auswertung (Deformation) der letzten Laststufe ($\sigma_z \approx 675 \text{ kN/m}^2$) der Oberflächenscannung (Scanner: *Leica MultiStation MS50*), Lienhart W. et al. (2013,a)

Die Auswertung der Scandaten zeigt, dass die größten Verformungen (70 mm max. Verformung) jeweils im Schulterbereich der Böschung auftreten und spiegeln die Ergebnisse aus 5.1 wieder.

6. Zusammenfassung

Im Rahmen von Großversuchen wurden zwei grundsätzliche Fragestellungen untersucht:

- a) Bestimmung der insitu Festigkeiten für die Uferbegleitdämme.

Diese ergaben sich zu: $\varphi' \approx 43^\circ$; $c' \approx 15 \text{ kPa}$

- b) Bestimmung der (Erhöhung der) Böschungs-Standsicherheit welche mit Spinnanker bzw. mit Spinnanker Netting gesichert wurden.

Diese sind:

FOS $\approx 1,1$ mit Spinnanker (selbe Randbedingungen wie ohne Sicherung bei Grenzbetrachtung mit FOS $\approx 1,0$)

Der Stabilisationseffekt des Spinnanker Nettings konnte grundsätzlich – trotz der schwierigen Randbedingungen wie Schalenform und Vorspanmulde bei hoher Böschungsneigung - nachgewiesen werden.

Die Sicherungsmaßnahmen Spinnanker und Spinnanker Netting sind unter bestimmten Randbedingungen als mögliche Alternative zur Bodenvernagelung für zeitlich begrenzte Anwendungen einzustufen.

Wobei im Rahmen des Spinnanker Nettings eine neue, optimierte Vorspannschalenform (welche sich ideal der Vorspanmulde angleicht) die Effektivität der Sicherungsmaßnahme steigern dürfte.

7. Ausblick

In Abbildung 14 ist eine Prototypanwendung des Spinnanker Nettings für die Sicherung einer Straßenböschung dargestellt. Insbesondere wurde bei dieser Anwendung die neue Schalenform (Kugelabschnitt) bestmöglich der Muldenform angepasst.

Weiters wurden an Stelle eines Geogitters ein hochfestes Viereckgeflecht sowie zusätzliche Spannseile - für das Anpressen - in Anwendung gebracht.

Es kann ein deutlicher Anpresseffekt, zufolge der Dehnung des Viereckgeflechtes und der Spannseile, an die Geländeoberfläche beobachtet werden, Abbildung 14.

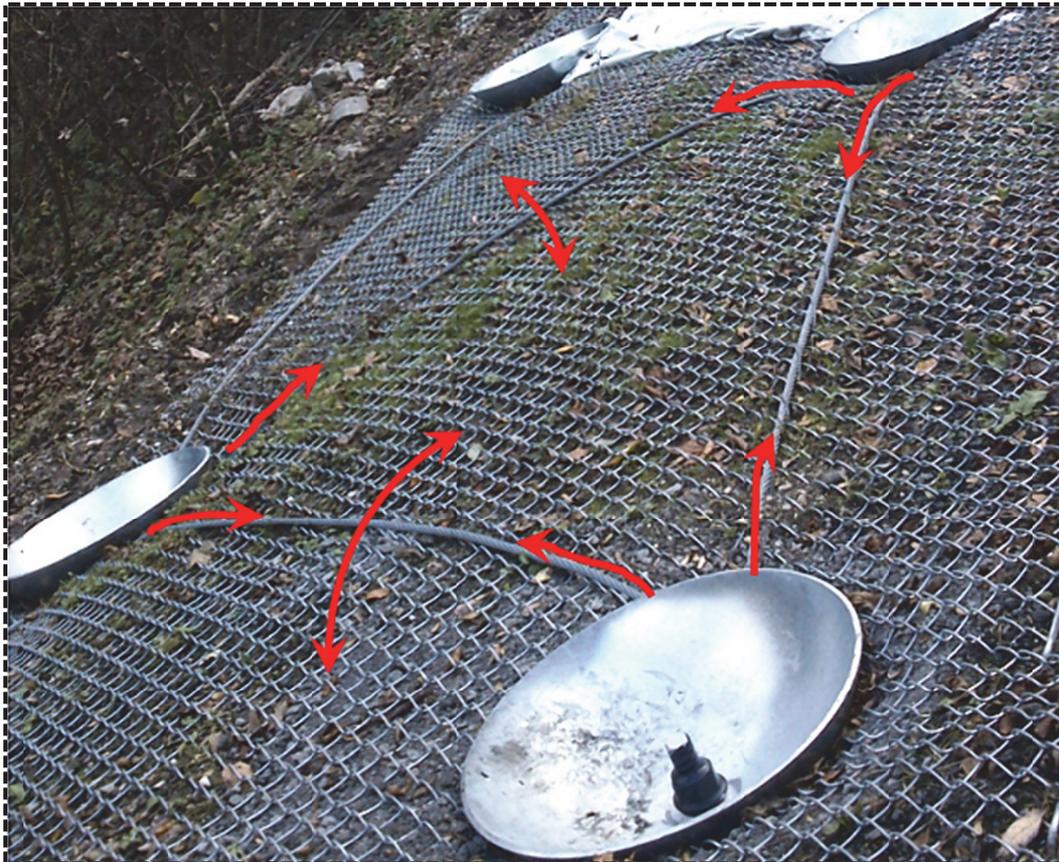


Abbildung 14: Prototypanwendung Spinnanker Netting mit angepressten Viereckgeflecht und zusätzlichen Spannseilen (neue optimierte Schale)

8. Literatur

Fredlund & Krahn (1977)

Comparison of slope stability methods analysis
29th Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, Canada
Proceeding

Körner R. M. (1984)

Designing with Geosynthetics
Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall (1986).
55415 USA

ÖNORM B4434 (1993)

Erd- und Grundbau – Erddruckberechnung
Austrian Standards Institute, Wien, Österreich

Gaich A. (2001)

Panoramic Vision for Geotechnical Analyses in Tunnelling
Dissertation Technische Universität Graz, Österreich. Institut für Felsmechanik und Tunnelbau
Gruppe Geotechnik Graz, Österreich

Supp G., Semprich S. (2010)

Spinnanker – ein neues Konstruktionselement
7. Kolloquium: Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, TAE, Deutschland
Herausgeber: Prof. Dr. Hermann Schad, Prof. Dr. Carola Vogt
Tagungshandbuch, S. 259-269

Supp G. et al. (2010)

Spideranchor – a new constructional element

14th Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Bratislava, Slowakei
Herausgeber: Frankovska, J.; Hulla, J.; Ondrasik, M.; Turcek, P.
Proceeding, S 212

Supp G., Semprich S. (2012)

Spideranchor - An innovative technology for slope stabilization

11th International and 2nd North American Symposium on Landslides, Banff, Kanada
Herausgeber: Taylor & Francis Group, London
Proceeding, S. 1991-1995

Semprich S., Scharner B., Jauk H., Fürst A. (2012)

Entwurf und Ausführung effektiver Abdichtungsmaßnahmen für den Stauraum der Wasserkraftwerke Gössendorf und Kalsdorf bei Graz

Beiträge zum 27. Christian Veder Kolloquium: Planung und Ausführung von Abdichtungsmaßnahmen in der Geotechnik, Herausgeber: Gruppe Geotechnik Graz, Österreich
Tagungshandbuch, S 225 -240

Spreitzer G. C. (2012)

Bodenmechanische Charakterisierung eines Lockergesteins für Großversuche in Gössendorf/Kalsdorf, Teil 1 & 2

Bachelor- & Masterprojekt, Technische Universität Graz, Österreich

Lienhart W., Lackner S., Supp G., Marte R. (2013,a)

Evaluation of State of the Art Methods for Surface Monitoring of Earth Filled Dams

2nd Joint International Symposium on Deformation Measurements, Nottingham, England
Proceeding, 9 Seiten

Lienhart W. (2013,b)

Deformationsmessungen eines Erddammes mit faseroptischen Sensoren

Tagung Messtechnik, Wien, Österreich
Proceeding, S. 83-87

Lienhart W., Lackner S., Moser H., Woschitz H. & Supp G. (2013,c)

Deformation monitoring of flood prevention dams using geodetic and fibre optic measurements techniques

6th Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Hong Kong, China
Proceeding, 8 Seiten

Supp G., Marte R. et al. (2014)

Großmaßstäbliche Böschungsbruchversuche mit und ohne Sicherungsmassnahmen

9. Kolloquium: Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, TAE, Deutschland
Herausgeber: Prof. Dr. Christian Moormann, Prof. Dr. Carola Vogt
Tagungshandbuch, S. 275 - 284

Danksagung

Abschließend möchten sich die Autoren bei folgenden Firmen bzw. Einrichtungen für deren Unterstützung im Rahmen der Großversuche bedanken (*alphabetische Reihenfolge*):

- Energie Steiermark AG, Graz, Österreich
- Fakultät für Bauingenieurwissenschaften, TU Graz, Österreich
- Kellergrundbau Ges.mbH, Söding/Graz, Österreich
- Spinnanker GmbH, Brunn am Gebirge, Österreich

Automatisierte seismische Vorauserkundung auf Tunnelbohrmaschinen (TBM)

**Andreas Kassel¹, Manuel Gehrig¹, André Heim¹, Ingo Koglin²,
Judith Kirchner², Daniel Korcz²**

¹Herrenknecht AG, F+E Traffic Tunnelling, Schlehenweg 2, 77963
Schwanau

²VMT GmbH, Stegwiesenstrasse 24, 76646 Bruchsal, i.koglin@vmt-
gmbh.de

Abstract

Eine wichtige Voraussetzung für das sichere Bauen im Untergrund ist eine möglichst genaue Kenntnis der geologischen Eigenschaften des Baugrundes in der Umgebung des Bauwerkes. Eine vorausschauende Baugrunderkundung unterscheidet sich jedoch im maschinellen Tunnelbau mit einer Tunnelvortriebsmaschine (TVM) erheblich von einem konventionellen Sprengvortrieb mit Spritzbetonbauweise.

Bei der Spritzbetonbauweise behilft man sich mit speziellen Ausbruchsklassen, die für unvorhersehbare Situationen bereits bei

der Ausführungsplanung berücksichtigt werden. Von Vorteil bei der Spritzbetonbauweise ist, dass man die Ortsbrust direkt in Augenschein nehmen und somit schon meistens im Vorfeld auf eine wechselnde Geologie reagieren kann. Im Vergleich dazu hat man bei einer TVM nur eingeschränkt eine Reaktionszeit auf wechselnde Geologie. Es besteht zwar grundsätzlich die Möglichkeit, auch von einer TVM aus Erkundungsbohrungen durchzuführen, allerdings wird dadurch der Bauablauf verzögert, da für diese Maßnahme das Schneidrad der TVM stillstehen muss. Dadurch verringert sich der eigentliche Vorteil des maschinellen Tunnelbaus. Von der Oberfläche aus ist in vielen Fällen eine hochauflösende Baugrunderkundung aufgrund von beispielsweise hohen Überlagerungen oder Unzugänglichkeit ebenfalls nicht möglich. Um dieses Problem zu lösen sind Vorauserkundungsverfahren notwendig, die – möglichst ohne den Tunnelvortrieb zu unterbrechen – direkt von der TVM aus eingesetzt werden können. Die dafür notwendigen Messgeräte sollten weitestgehend in die Vortriebsmaschine integriert sein. Dieser Zielsetzung folgend, wurde die Entwicklung von geophysikalischen Ortungssystemen für die Vorauserkundung notwendig, die jedoch aufgrund der bisher nicht ausreichenden Aussagegenauigkeit der Systeme und Verfahren noch nicht abgeschlossen ist. Durch den wachsenden Marktanteil des maschinellen Tunnelbaus besteht ein dringlicher und größer werdender Bedarf an aussagekräftigen Vorauserkundungsverfahren.

Die Herrenknecht AG vertreibt derzeit zwei verschiedene TVM-integrierte vortriebsbegleitende geophysikalische Vorauserkundungssysteme:

- **SSP (Sonic Softground Probing)**

Vorauserkundungssystem für Mixschild-Maschinen im Lockergestein, das bereits in 13 Projekten erfolgreich zur Anwendung kam.

- **ISIS (Integrated Seismic Imaging System)**

Ein neueres Vorauserkundungssystem, das auf Hartgesteinsmaschinen zum Einsatz kommt.

Keywords: Tunnelbohrmaschine, Detektion von Hindernissen, geophysikalisches Vorauserkundungssystem, Sonic Softground Probing, SSP, Lockergestein, Integrated Seismic Imaging System, ISIS, Hartgestein

1. SONIC SOFTGROUND PROBING

1.1 SSP – PRINZIP UND FUNKTIONSWEISE

Das SSP-Verfahren ist ein zerstörungsfreies seismisches Vorauserkundungsverfahren für den maschinellen Tunnelbau mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust im Lockergestein. Es wird von der Herrenknecht AG in Verbindung mit den von ihr produzierten Mixschilden vertrieben und weiterentwickelt. Von allen vergleichbaren, bisher existierenden geophysikalischen Erkundungssystemen besitzt das SSP-System einen hohen Integrationsgrad in eine TVM und ist speziell auf das kontinuierliche Monitoring der Lockergesteinsformation vor der Tunnelbrust ausgelegt, ohne dabei den Tunnelvortrieb zu beeinträchtigen. D. h. der SSP-Prozess läuft parallel zum Bohrprozess.

Die für die Vorauserkundung benötigten Sende- und Empfangsgeräte sind direkt in das Schneidrad der Tunnelbohrmaschine integriert (**Abbildung 1**). Der komplizierte Ablauf der Datenbearbeitung, Ergebnisberechnung und Visualisierung wurde weitestgehend automatisiert und findet nahezu in Echtzeit (Dauer ca. 3 bis 5 h nach Abschluss eines Messzyklus) vor Ort im Nachläuferbereich der Vortriebsmaschine statt.



Abbildung 1 : Ansicht des Schneidrades S-326 (Leipzig). Die SSP-Komponenten sind mit S (Sender) und E1, E2, E3, E4 (Empfänger) gekennzeichnet

Das Messverfahren basiert auf der akustischen Reflexionsmessung nach dem Korrelationsortungsprinzip. Korrelationsortungsverfahren sind besonders für den Einsatz in Umgebungen mit sehr hohem Störpegel geeignet. Petrophysikalische Kontraste erzeugen Reflexionen im durchschallten Boden. Die maßgebliche physikalische Größe ist hierbei die seismische Impedanz (auch: Schallhärte oder Wellenwiderstand) Z , die sich aus dem Produkt der Dichte ρ des durchschallten Mediums und der seismischen (Kompressionswellen-) Geschwindigkeit v der abgestrahlten akustischen Welle im jeweils durchlaufenen Bodenkörper ergibt (**Gleichung 1**).

$$Z = \rho v . \quad (1)$$

Ändert sich die Impedanz abrupt, d.h. liegt ein hinreichend großer Impedanzkontrast an der Grenzfläche zwischen zwei Medien mit Z_1 und Z_2 vor – wie es beispielsweise aufgrund einer klar definierten Änderung der Geologie zu erwarten wäre – wird ein Teil der einfallenden Welle reflektiert. Die Stärke dieser Reflexion ergibt sich bei senkrechtem Einfall der Welle auf die Grenzfläche anhand des Reflexionskoeffizienten R aus **Gleichung 2**:

$$R = \frac{(Z_1 - Z_2)^2}{(Z_1 + Z_2)^2}. \quad (2)$$

Das speziell codierte akustische Sendesignal wird direkt über den SSP-Sender aus dem Schneidrad über das Stützmedium (Bentonit) vor der Ortsbrust bei laufendem Vortrieb in den Baugrund abgestrahlt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Signale ist dabei abhängig vom Lockergesteinstyp. Das Signal wird als sogenannter Up-Sweep abgestrahlt, meist mit einem Frequenzbereich von 600–2400 Hz, aber auch bis zu 5 kHz sind möglich.

Die Leistungsfähigkeit des SSP-Systems ist in seiner Reichweite bzw. Auflösung maßgeblich bestimmt durch die physikalischen Prozesse der sphärischen Ausbreitung der Signalenergie sowie Absorption und Streuung bzw. durch Datenüberdeckung, Lage und Geometrie der reflektierenden Grenzflächen / Körper, Bodenheterogenität und Hintergrundrauschen.

Im praktischen Einsatz wurden Erkundungsreichweiten bis über 40 m erreicht, wobei das Auflösungsvermögen über diese Strecke variiert und mit zunehmender Entfernung abnimmt. Es können generell nur Hindernisse erkannt werden, deren Ausmaße größer als die kleinste Wellenlänge $\lambda = c/f$ (c = Wellenausbreitungsgeschwindigkeit; f = Frequenz) des Sendesignals sind; günstigstenfalls lassen sich im Nahbereich (bis 20 m vor der Ortsbrust) somit Objekte ab etwa 1 m Größe detektieren.

1.2 SSP-ERGEBNISSE VOM CITY-TUNNEL LEIPZIG

Für den City-Tunnel Leipzig konnten sowohl künstliche Hindernisse (z. B. Dichtblöcke, Bohrpfahlwände, Schlitzwände ehemaliger Baugruben, Bergestollen für die Beräumung von Ankern sowie Sammlerschächte außerhalb der Tunneltrasse) als auch Änderungen der Geologie (Sandstein- und Quarzitbänke) nachgewiesen werden.

Nachfolgend wird anhand zweier instruktiver Beispiele das derzeitige Leistungsvermögen vorgestellt. Das vor Ort zu interpretierende Ergebnis des geophysikalischen Bearbeitungsprozesses ist ein 3-D-Abbild der in einem quaderförmig definierten Bereich (10 m x 10 m x 40 m) vor der Tunnelbohrmaschine auftretenden Reflexionselemente, repräsentiert durch die von ihnen rückgestreute Energiemenge. Es sind orange und grüne Reflexionselemente dargestellt, die einer hohen positiven bzw. negativen Amplitude der Reflektivität entsprechen und somit einen Impedanzkontrast, wie zu Beginn beschrieben, anzeigen.

Um die Beispiele möglichst anschaulich zu präsentieren, wurden aus den jeweiligen 3-D-Kuben die entsprechenden 2-D-Schnitte ausgewählt und mit Hilfe einer Grafikbearbeitungssoftware maßstäblich auf die vorhandenen geotechnischen Querschnitte gelegt. Dadurch kann ein direkter Bezug zwischen Reflektor und Objekt hergestellt werden.

Das Beispiel in **Abbildung 2** zeigt die lagerichtige Detektion eines Dichtblocks. Sowohl der Bereich der Vorderkante (Übergang Boden zu Beton) als auch die Hinterkante bei etwa 100630 (Übergang Beton zu Luft) werden hervorragend abgebildet.

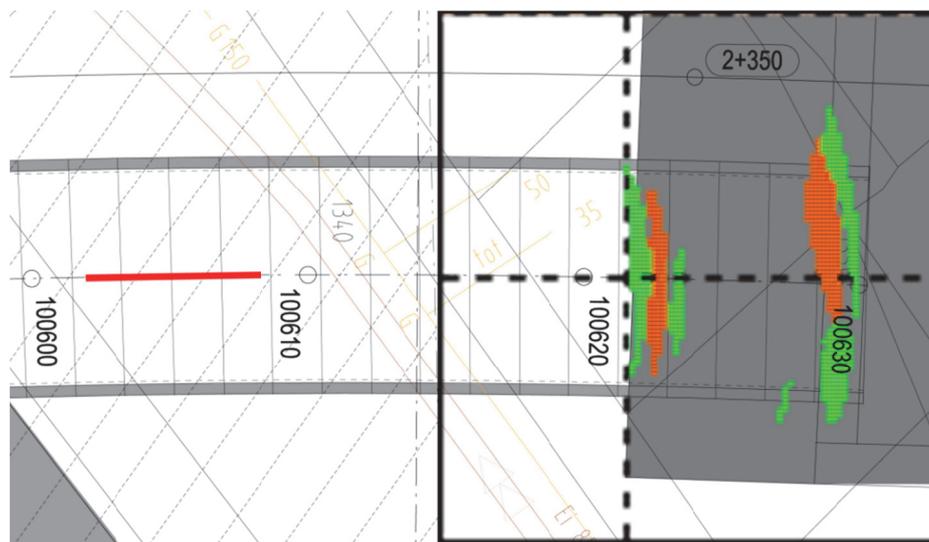


Abbildung 2: Detektion der Vorder- und Hinterkante eines Dichtblocks

Aus Baustellenberichten und Maschinendaten ging hervor, dass überwiegend zwischen Tunnelmeter 600185 und 600200 größere Sandsteinlagen und Findlinge abgebaut wurden. Der starke Reflektor in **Abbildung 3** bei etwa 600186 stimmt sehr gut mit der Vorderkante



Abbildung 3: Detektierter Geologiewechsel, in diesem Fall eine Sandstein-/Quarzitbank

dieses angetroffenen Geologiewechsels überein. Wie durch die rote Linie angezeigt, stammen die Daten für diesen Kubus aus dem Bereich 600148 bis 600156. D. h., das SSP-Ergebnis und somit die Vorwarnung lagen in diesem Fall, unter Berücksichtigung der Processing-Zeit, etwa 25 bis 30 m vor Erreichen der Sandsteinbank vor.

1.3 LAUFENDE UND ZUKÜNFTIGE PROJEKTE

Derzeit wird SSP erfolgreich in Deutschland (Berlin U5, Nordröhre) betrieben. In 2014 wird SSP in zwei weiteren innerdeutschen Projekten zum Einsatz kommen (Berlin U5, Südröhre, sowie beim Projekt Karlsruhe Kombilösung).

2. INTEGRATED SEISMIC IMAGING SYSTEM

Neben dem SSP, das für die permanente, zerstörungsfreie geophysikalische Vorauserkundung ausschließlich im Lockerboden ausgelegt ist, wurde das Integrated Seismic Imaging System (ISIS) seit dem Jahr 2000 entwickelt. Das ISIS kann als Äquivalent für die Anwendung in Hartgesteins-Bedingungen, also auf Gripper- und Schild-TBM gesehen werden. Begonnen wurde das Projekt am GFZ Potsdam, wo die allgemeine Nutzbarkeit des Grundmessprinzips (RSSR-Reflektion) für Vorhersagezwecke bestätigt wurde. Anschließend wurden Lizenzen am ISIS von der Herrenknecht AG im Jahr 2007 erworben. Während des Baues des Blesberg隧NELS in Deutschland im Jahr 2009 konnte die Nutzbarkeit von ISIS in Karst-Verhältnissen erwiesen werden. Schließlich wurde 2011 ISIS unter realen Baustellenbedingungen mit von der Herrenknecht AG weiterentwickelter Hard-und Software in Fréjus (Frankreich) getestet.

2.1 HARDWARE UND FUNKTIONSPRINZIP

Die ISIS-Hardware (siehe Abb. 4) besteht aus zwei pneumatisch betriebenen Schlagimpuls-Generatoren. Diese Schlagimpuls-Generatoren werden mit von je einer Wartungseinheit aufbereiteter Druckluft versorgt. Zwei separate Steuereinheiten dienen als Schnittstelle zwischen der ISIS-Software und den Schlagimpuls-Generatoren.



Abbildung 4. ISIS Hardware. Schlagimpulsgenerator, Steuereinheit, Wartungseinheit, Funkdatenlogger und 3-Komponenten-Geofonmessanker

Durch die Anregung der Tunnelfelswand mittels der Schlagquellen werden seismische Wellen generiert. Gemäß dem RSSR-Prinzip (siehe Abb. 5) wird die Wellenausbreitung wie folgt modelliert: beginnend an der Schlagquelle breiten sich R-Wellen (Rayleigh-Wellen / Oberflächenwellen) entlang der bereits gebohrten Tunnelröhre aus. Bei Erreichen der Tunnelortsbrust werden diese R-Wellen in S-Wellen (Scherwellen / Raumwellen) umgewandelt und breiten sich weiter in den vor der TBM liegenden Fels aus. Beim Antreffen von z.B. wasser- / luftgefüllten Hohlräumen oder Störungszonen im Gebirge (d.h. bei einer Änderung der seismischen Impedanz des durchschallten Mediums) werden die S-Wellen teilweise reflektiert und laufen in Richtung der Tunnelortsbrust zurück. An der Ortsbrust werden dann die S-Wellen wieder in R-Wellen konvertiert.

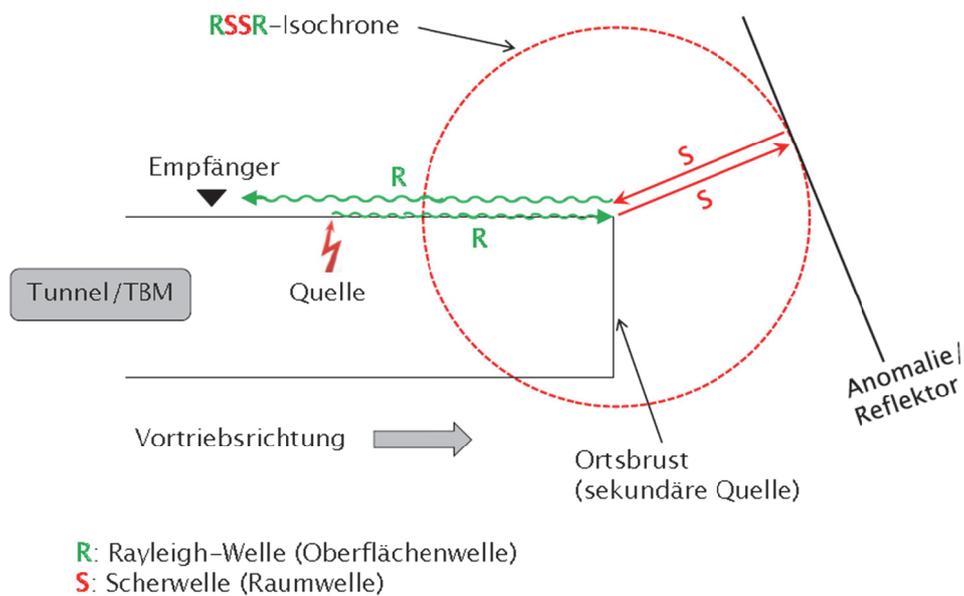


Abbildung 5. Prinzip der RSSR-Wellenausbreitung

Schließlich werden diese R-Wellen durch in die linke und rechte Seite der Tunnelröhre eingebrachte Messanker registriert und die korrespondierenden Zeitreihen auf Funkdatenloggern zur weiteren Verarbeitung gespeichert.

Die Integration der aufgezeichneten Zeitreihen erfolgt in der ISIS Software. Die folgende Gleichung beinhaltet die zugrundeliegende Modellgleichung des RSSR-Prinzips:

$$t_{RSSR} = \frac{d_{S,H}}{v_R} + 2 \frac{d_{Ref}}{v_S} + \frac{d_{H,R}}{v_R}, \quad (3)$$

wobei t_{RSSR} für die Laufzeit der RSSR-Welle steht, $d_{S,H}$ für den Abstand zwischen Quelle und Ortsbruch, d_{Ref} für den Abstand zwischen Ortsbruch und einem potentiellen Reflektor und $d_{H,R}$ für den

Abstand zwischen Ortsbrust und einem Empfänger. Die seismischen Modellgeschwindigkeiten v_R (Rayleigh-Welle) und v_S (Scherwelle) müssen entsprechend der aktuellen Geologie passend gewählt werden. Angesichts der gegebenen Distanzen $d_{S,H}$ und $d_{H,R}$ (bestimmbar durch einfache Entfernungsmessungen) kann schließlich die gewünschte Entfernung d_{Ref} ermittelt werden.

2.2 LAUFENDE UND ZUKÜNFTIGE PROJEKTE

Derzeit ist ISIS erfolgreich in Tunnelbauprojekten in

- Israel (Tel Aviv / Jerusalem Railway Tunnel n°3 - Mevo Horon),
- Ecuador (Coca Codo Sinclair Hydropower Plant) und
- Pakistan (Neelum Jhelum Hydropower Project)

im Einsatz. Eine weitere Anwendung des ISIS wird es in 2014 in China (Shaanxi Water Transfer Yin Han Ji Wei) geben.

REFERENZEN

- [1] **Heim, A.:** Einrichtungen zur Vorauserkundung und vorauseilenden Gebirgsbehandlung auf einer TBM, Geomechanik und Tunnelbau, Volume 5 (2012) No 1, S. 57-65
- [2] **Gehrig, M., Kassel A., Lorenz K.:** Vortriebsbegleitende Vorauserkundung: Mixschild mit Weitblick, Tunnel, Volume 3 (2010), S. 14-29
- [3] **Bruns, B.; Gattermann, J.; Stahlmann, J.; Edelmann, T., Kassel A.:** Automatische seismische Vorauserkundung in Tunnelbohrmaschinen, Tagungsband des 6. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels'; Technische Akademie Esslingen; S. 93-100; 2008
- [4] **Gehrig, M.; Kassel, A.; Schütz, P.:** Vortriebsbegleitende seismische Vorauserkundung im City-Tunnel Leipzig, Tunnel, Heft 4, S. 80-87, 2008
- [5] **Herrenknecht, M.:** Hightech im maschinellen Tunnelvortrieb. Messen in der Geotechnik 2000, Schriftenreihe am IGB der TU Braunschweig, Heft 62, S. 347-353, 2000
- [6] **Kneib, G.; Kassel, A.; Lorenz, K.:** Automatic seismic prediction ahead of the tunnel bore machine. FIRST BREAK, Volume 18 (2000) Heft 7

- [7] **Lorenz, K.; Kassel, A.; Kneib, G.:** TBM integrierte Geophysikalische Vorauserkundung im Tunnelbau; Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU-Braunschweig; Messen in der Geotechnik; Heft Nr. 77; S. 201-213; 2004)
- [8] **Schmitt, J.; Gattermann, J.; Stahlmann, J.:** Hohlraumerkundung im Tunnelbau Messen in der Geotechnik 2004, Schriftenreihe am IGB der TU Braunschweig, Heft 77, S.173-200, 2004
- [9] http://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_914760.html

Ulrich Swoboda, Beate Kotyrba, Dr. Dirk Orlowsky



DMT GmbH & Co. KG,
Geschäftsfeld Exploration & Geosurvey,
Am Technologiepark 1, 45307 Essen, Deutschland,
www.dmt.de

Karsterkundung durch seismische Tomographie – Ein Beitrag zur Bauwerkssicherung beim Autobahnbau

1 Motivation

In Deutschland gibt es ca. 39 000 Brücken, von denen nach Angaben des Verkehrsausschusses des Bundestages 2 500 Brücken auf ihren Sanierungsbedarf hin untersucht werden müssen. Die Ausgaben für die Instandhaltung und den Neubau von Brückenbauwerken werden demzufolge in den kommenden Jahren voraussichtlich einen enormen Anteil der Bundes- bzw. Länderfinanzen einnehmen.

Die geologischen Verhältnisse sind oftmals aus der Bauhistorie heraus nur unzureichend bekannt und können daher zu Verzögerungen von Baumaßnahmen führen. Durch geophysikalische Messungen können zusätzliche Informationen über den Aufbau und den Zustand des bauseitigen Untergrunds gewonnen werden und somit derartige Risiken erheblich reduziert werden.

Anhand mehrerer aktueller Projektbeispiele sollen die Möglichkeiten der Erkundung des oberflächennahen Untergrunds von bestehenden oder neuen Brückenbauwerken mit seismischen Methoden aufgezeigt werden. So werden bei regional bekannter Karst-Problematik seismische Tomographien gezielt in den Bereichen der Stützen und Fundamente durchgeführt, um mögliche lokale und geotechnisch relevante Karsterscheinungen (Hohlräume) zu erkennen und zu orten.

Die gezeigten Beispiele geben Einblick in die methodische Vorgehensweise der eingesetzten Verfahren "Refraktionstomographie" und "Bohrlochtomographie". Die erzielten Ergebnisse werden mit den Ergebnissen weiterer geophysikalischer Messmethoden und mit den Resultaten von Erkundungsbohrungen verglichen.

2 Beschreibung der Messverfahren

Durch manuell oder maschinell erzeugte Erschütterungen an der Erdoberfläche werden sog. seismische Wellen generiert, die den Untergrund mit materialspezifischen Geschwindigkeiten durchlaufen. An Grenzflächen, an denen Änderungen der Geschwindigkeiten oder Dichten auftreten, erfahren die seismischen Wellen eine Änderung ihrer Ausbreitungscharakteristik. Mit geeigneten Sensoren ("Geophonen") werden diese Wellen an der Erdoberfläche registriert und als digitale Daten gespeichert.

Bei der anschließenden Datenbearbeitung werden die aufgezeichneten Signale (die seismischen Spuren) mehrerer benachbarter Geophone nebeneinanderliegend dargestellt. Jede einzelne Spur zeigt dabei den zeitlichen Verlauf der Bodenbewegung eines einzelnen Geophons. In den so entstandenen Seismogramm-Abbildungen (Abbildung 1) lassen sich verschiedene Wellentypen erkennen und analysieren.

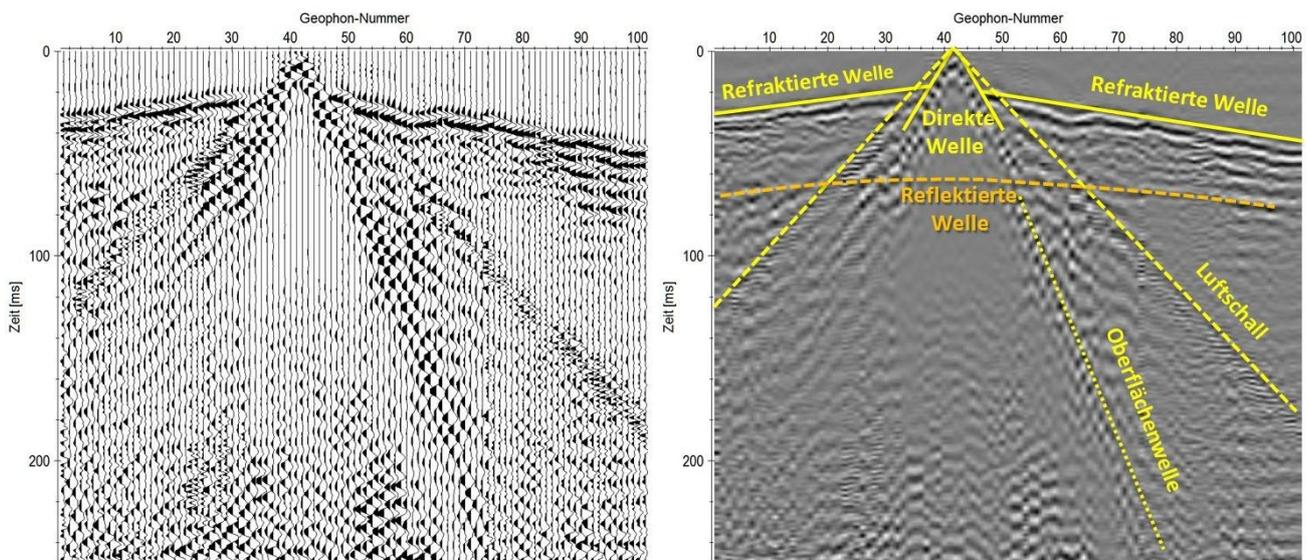


Abbildung 1: Seismogramm in "Wiggle" und in "Grayscale" Darstellung.

In der Grayscale-Darstellung sind verschieden Typen seismischer Wellen skizziert.

Bei der Auswertung der seismischen Daten werden die verschiedenen Wellentypen identifiziert, ihrer geografischen Position zugeordnet und zur optimalen Darstellung mit geeigneten Datenbearbeitungsschritten überarbeitet (Filterung, Stapelung). Aus der Bestimmung ihrer Ausbreitungsgeschwindigkeit lassen sich Untergrundmodelle der Lagerungs- und Schichtungsverhältnisse erzeugen, die dann geologisch interpretiert werden können.

Die Auswertung der refraktierten Wellenanteile mittels einer tomographischen Inversionsrechnung wird als "Tauchwellentomographie" oder "Refraktionstomographie" bezeichnet und liefert ein kontinuierliches Abbild von der Verteilung der Wellengeschwindigkeit im Untergrund. Diese Wellengeschwindigkeit steht in engem Zusammenhang zu gewissen Materialeigenschaften, wie der Dichte und Festigkeit. Insbesondere zeigen zum Beispiel Hohlräume oder Verwitterungsbereiche eine starke Reduzierung dieser seismischen Wellengeschwindigkeit im Vergleich zum Umfeld. Bei der tomographischen Berechnung wird zu jeder gemessenen Laufzeit ein Geschwindigkeitswert in einer entsprechenden Tiefe und an einem bestimmten Ort ermittelt.

Die Ergebnisse werden in Form von zweidimensionalen Schnitten erarbeitet, die jeweils die Geschwindigkeitsverteilung mit der Tiefe farbig codiert in einer Grafik darstellt (Abbildung 2).

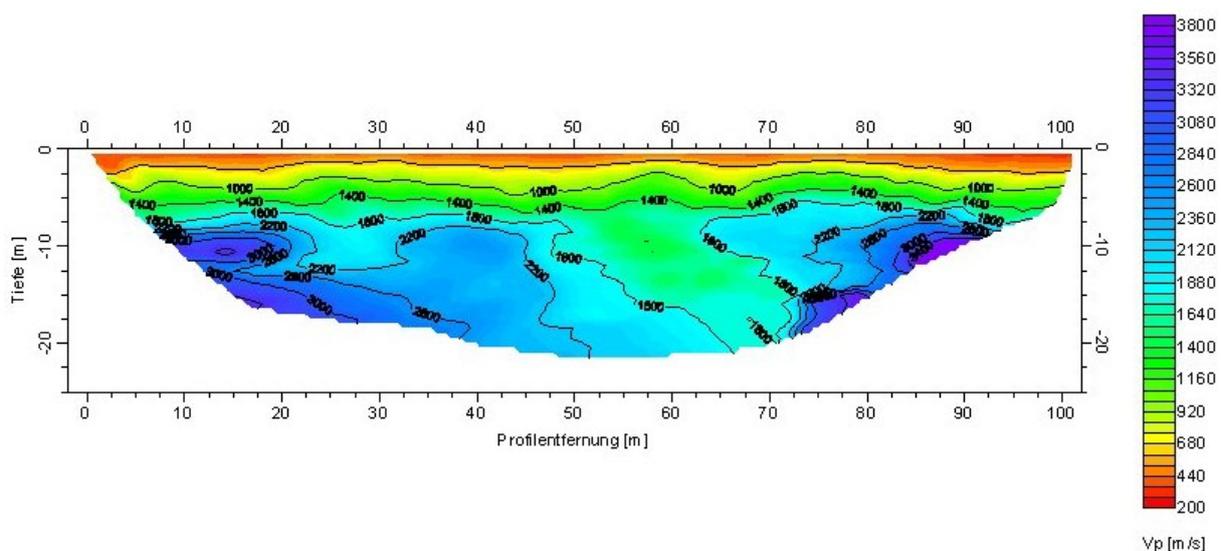


Abbildung 2: Farbig codierte Darstellung der lokal abhängigen Wellengeschwindigkeit.

Im Gegensatz zur Tauchwellentomographie, bei der die Anregung und die Registrierung der seismischen Wellen an der Erdoberfläche vorgenommen werden, befinden sich bei der Bohrlochtomographie die Mess- und Anregungspunkte in benachbarten Bohrungen. Durch die größere Nähe zu den untersuchten Objekten kann die vertikale Ebene zwischen den Bohrpfeifen detailliert erkundet werden. Der Untersuchungsbereich wird dabei aus allen Richtungen möglichst gleichmäßig durchstrahlt. Für den Weg durch das Medium benötigen die Wellen eine Laufzeit, die, außer von der vorgegebenen Entfernung, von der Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser Welle im Medium abhängt. Diese Geschwindigkeit ist

von den Eigenschaften (Zusammensetzung, Struktur, Auflockerung) des Gesteins abhängig.

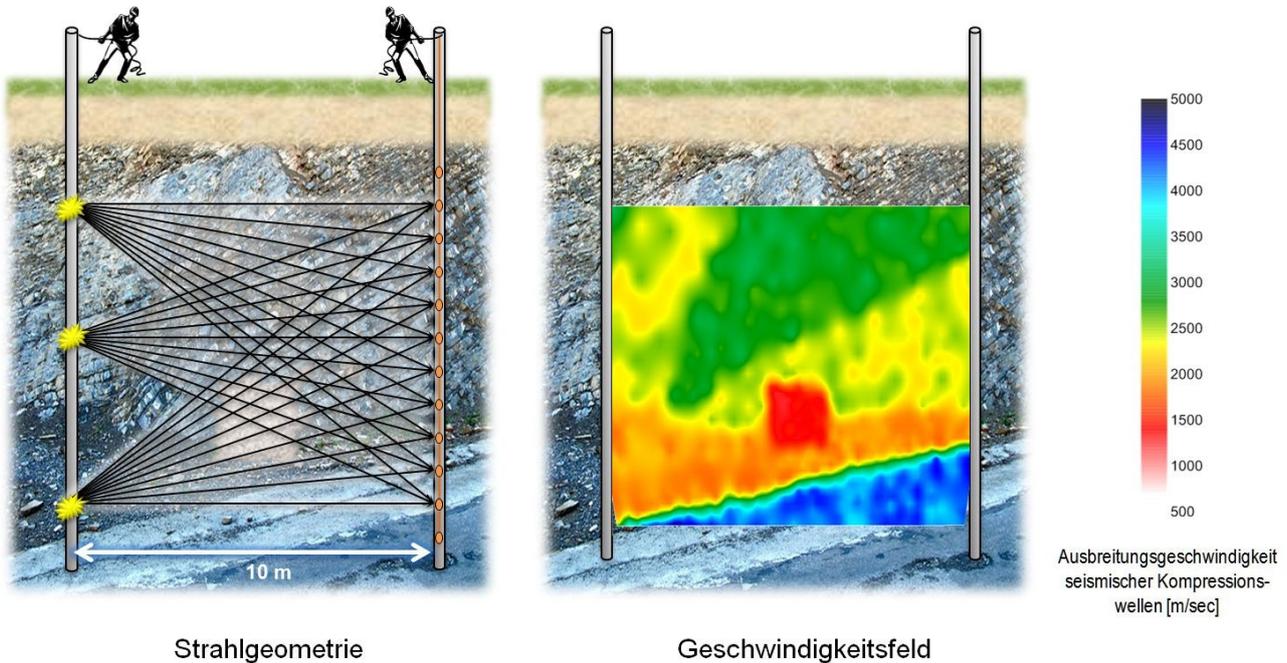


Abbildung 3: Strahlwege und Ergebnis einer seismischen Bohrlochtomographie.

Bei der Auswertung der gemessenen Daten werden in einem engmaschigen Raster lokale Werte für die Ausbreitungsgeschwindigkeit seismischer Wellen berechnet. Das abschließende Gesamtergebnis zeigt typischerweise ein Schnittbild des Bereiches zwischen den Bohrungen, welches die Verteilung der Geschwindigkeitswerte zeigt. Lokale Variationen der Wellengeschwindigkeit, die auf eine strukturelle Inhomogenität hinweisen, lassen sich hierdurch visuell identifizieren.

Die Bohrlochtomographie kann sowohl mit seismischen Kompressionswellen (in Ausbreitungsrichtung schwingender Wellentyp) wie auch mit seismischen Scherwellen (senkrecht zur Ausbreitung schwingender Wellentyp) durchgeführt werden. Dabei muss für jeden Wellentyp eine gesonderte Messdatenerfassung erfolgen. Zur einfachen Ortung von Lockerbereichen ist die Untersuchung mittels Kompressionswellen in den meisten Fällen bereits ausreichend. Eine Untersuchung mit gezielter Anregung und Registrierung von Scherwellen bedeutet zunächst einen höheren operativen Aufwand. Jedoch können aus den Ergebnissen solcher Scherwellen-Messungen zusätzlich verschiedene elastische Gesteinsparameter (Poisson-Zahl, Schermodul, etc.) abgeleitet werden, die beispielsweise für die weiterführende geotechnische Standortanalyse hilfreich sind.

3 Messbeispiel: Tauchwellentomographie entlang einer Trassenachse

Entlang einer designierten Trassenachse in einem Karstgebiet wurden im Herbst 2013 geophysikalische Untersuchungen durchgeführt. Die Arbeiten waren als mehrstufiges Erkundungskonzept geplant:

- Zunächst wurden auf zwei parallelen Profilen seismische Daten von der Oberfläche aus gemessen. Die Auswertung dieses Datensatzes erfolgte als tauchwellentomographische Inversionsrechnung.
- Parallel zu den seismischen wurden u.a. gravimetrische Messungen durchgeführt.
- Die Ergebnisse der Tauchwellentomographie und der Gravimetrie flossen in die Planung von Erkundungsbohrungen ein. Die Bohrlöcher sollen in einem späteren Arbeitsschritt für die Durchführung von bohrlochtomografischen Messungen zur Verfügung stehen.

Die Resultate der tomographischen Untersuchung wurden als Schnittbilder dargestellt (vgl. Abbildung 4), bei denen die Variation der Ausbreitungsgeschwindigkeit anhand der Färbung veranschaulicht wird. Im nördlichen Bereich beider Profile (ab Profilmeter 80) befinden sich gehäuft Bereiche mit erniedrigten Geschwindigkeiten, die sich bis in Tiefen von 10 m und mehr erstrecken, dargestellt in roten und gelben Farbtönen. Dies wird als Hinweis auf Lockerbereiche interpretiert. Im Süden der Messprofile befinden sich einige kleinräumigere Bereiche mit erniedrigten Geschwindigkeiten, die eher oberflächennah anzutreffen sind.

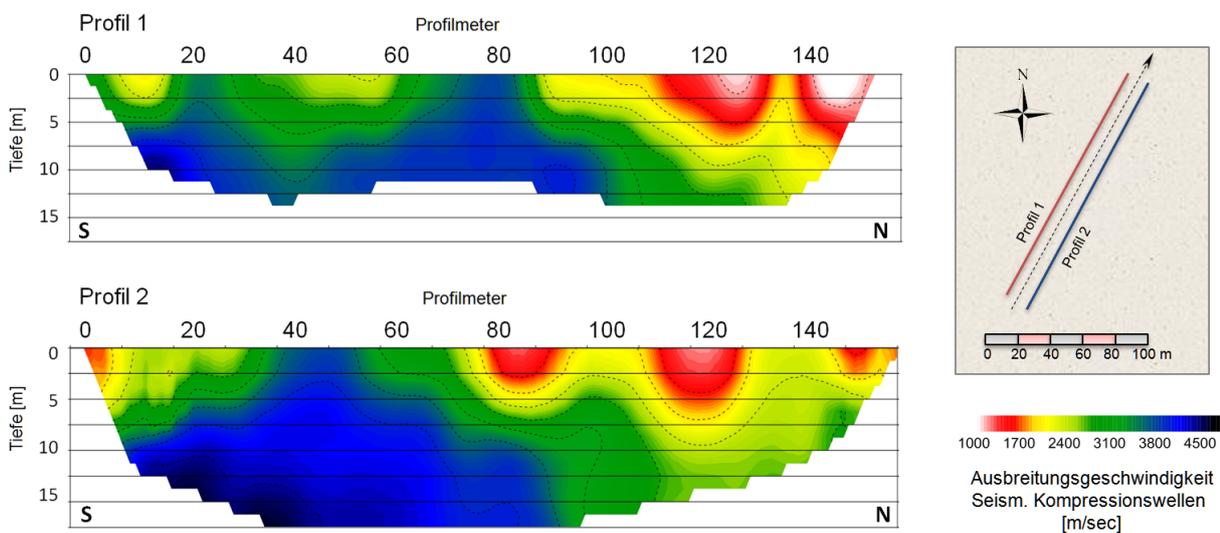


Abbildung 4: Schnittbilder parallel zur Erkundungstrasse nach Tauchwellentomographie.

Zusammen mit den Ergebnissen einer parallel durchgeführten gravimetrischen Messkampagne wurden daraufhin Bohrlokationen festgelegt. Die Bohrungen trafen in den Bereichen drei Karsthohlräume an, in denen die Seismik lokale Anomalien auswies. Im nördlichen Bereich der Trasse, in dem die Seismik großräumige Anomalien anzeigte, wurde fast flächendeckend Ton erbohrt.

4 Messbeispiel: Bohrlochtomographie unterhalb von Brückenpfeilern

Im Jahr 2013 wurden im Zuge von Baumaßnahmen an einer Autobahnbrücke Spalten im Bereich geplanter Bohrpfahllokationen angetroffen. Um die Tragfähigkeit des Untergrundes zu gewährleisten, wurden die Spalten mit einer Betonsuspension verfüllt.

Vor der Sanierung wurden seismische Messungen nach dem Verfahren der "Bohrlochtomographie" durchgeführt, um die Ausdehnung und die Lage der Spalten zu erkunden. Die Untersuchungsebenen befanden sich unterhalb der Fußpunkte der Bohrpfähle. Diese Bereiche wurden aus gezielt eingebrachten Bohrungen heraus erkundet.

Nach der Verfüllung wurde an ausgesuchten Stellen eine gleichartige Wiederholungsmessung durchgeführt, mit der das Ergebnis der Sanierungsmaßnahme überprüft werden sollte.

In Abbildung 5 sind Teilbereiche der untersuchten Bereiche dargestellt. Zwischen jeweils zwei der blau abgebildeten Bohrungen wurden die Tomographie-Ebenen aufgespannt. Die Bohrpfähle sind als graue Säulen zu erkennen. Unterhalb der am rechten Bildrand abgebildeten Pfahlgruppe sind vor der Sanierung deutliche Hinweise auf eine Schwächezone vorhanden. Dieser Bereich bildet sich bei der Nachmessung deutlich homogener ab. Für die Standfestigkeit der Bohrpfähle ist ein Bereich von ca. 5 m unterhalb des Pfahles relevant.

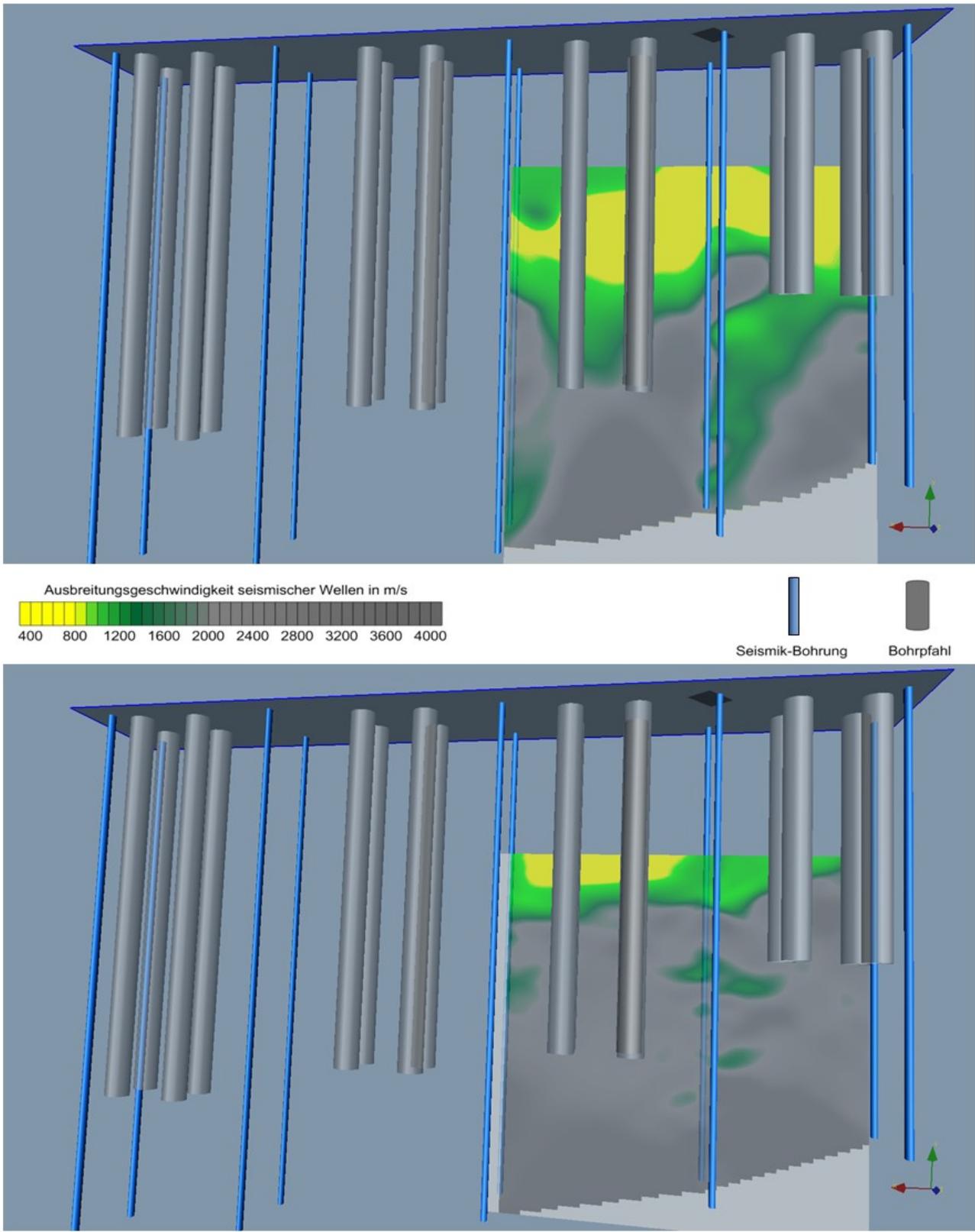


Abbildung 5: Resultate der Bohrlochtomographie vor (oben) und nach (unten) erfolgter Sanierung.

5 Zusammenfassung

Die seismische Tomographie liefert ein flächenhaftes Abbild von der Verteilung der Kompressions-Wellengeschwindigkeit und damit indirekt ein Abbild von der Verteilung geotechnischer Materialeigenschaften. Die schnittbildartige Erfassung der Daten erfolgt zerstörungsfrei. Tomographische Durchschallungsverfahren in der Geophysik basieren auf Entwicklungen in der Medizin und der zerstörungsfreien Materialprüfung (Röntgen- und Gamma-Strahlung, Ultraschall).

DMT hat umfangreiche Erfahrungen im Bereich der Stadtsanierung (Ortung von Hohlräumen, Standfestigkeitsuntersuchungen, Untersuchung des Mauerwerkes), im Bereich des Bergbaus (Schwächezonen, Erzgänge), im Bereich der Trassenvorerkundung, der Bauwerksuntersuchungen und der Endlagerung von radioaktiven Abfällen. Die hier vorgestellten Messergebnisse liefern zusammen mit den Ergebnissen weiterer geophysikalischer und geotechnischer Untersuchungen belastbare Aussagen über die Beschaffenheit des Baugrundes.

Das Temperaturfeld im Bereich des Erkundungsbergwerks Gorleben – Geothermische Bohrlochmessungen und numerische Modellberechnung

Peter Vogel, Sandra Fahland, Markus Furche

Kurzfassung

Der Salzstock Gorleben wird als potenzieller Standort für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle erkundet. Ab 1979 erfolgten übertägige Erkundungsarbeiten und 1986 wurde mit der untertägigen Erkundung des Salzstocks begonnen. Im Oktober 2000 wurde die Erkundung des Salzstocks Gorleben durch ein Moratorium bis zum Oktober 2010 unterbrochen. Mit der daran anschließenden Wiederaufnahme der Erkundungsarbeiten wurden die geowissenschaftlichen Untersuchungen der BGR zunächst bis Herbst 2012 fortgesetzt, um fundierte Informationen und Daten für eine Eignungsaussage des Salzstocks als potentielles Endlager zu erhalten. Bestandteil der Weitererkundung sind umfangreiche geologische, geotechnische, geophysikalische und bergmännische Erkundungsarbeiten sowie In-situ-Messungen auf der Erkundungssohle. Die Analyse und die Interpretation der mit den In-situ-Messungen erzielten Ergebnisse und der ggf. örtlich auftretenden und beobachteten Reaktionen des Gebirges erfordern geomechanische sowie auch thermische bzw. thermomechanische Modellberechnungen.

Als ein wesentlicher Bestandteil des untertägigen Untersuchungsprogramms erfolgen hochauflösende Temperaturmessungen in geologischen Erkundungsbohrungen. Diese Messungen werden ergänzt durch Modellberechnungen, die mit dem Finite-Elemente-Programm JIFE durchgeführt werden und die zur Auswertung und Interpretation der In-situ-Messungen und örtlicher Beobachtungen dienen. Die hier vorgestellte Studie basiert auf einem neu entwickelten numerischen 3D-Modell, welches einerseits großräumig angelegt ist und andererseits die Streckenführung des gesamten Bergwerks konkret abbildet. Das mit diesem Modell berechnete Temperaturfeld hält dem Vergleich mit den in situ ermittelten Resultaten Stand. Über die gesamte Auffahrungshistorie zeigt der Vergleich gemessener und berechneter Temperaturprofile qualitativ und quantitativ eine sehr gute Übereinstimmung.

1. Einleitung

Das natürliche geothermische Feld wird durch den aus der Tiefe aufsteigenden terrestrischen Wärmestrom sowie durch die Wärmeleitfähigkeiten und die Lagerungsverhältnisse der geologischen Schichten bestimmt. Da die thermische Leitfähigkeit der Salinargesteine etwa doppelt so hoch wie die der umgebenden Sedimentschichten ist, wird die aufsteigende Wärme bevorzugt durch das Salzgestein zur Erdoberfläche geleitet, wodurch die Temperatur im oberen Bereich des Salinars sowie im darüber liegenden Deckgebirge wesentlich höhere Werte aufweist als im Nebengebirge.

Erste Kenntnisse über das Temperaturfeld im Salzstock Gorleben gründen sich auf geothermische Modellberechnungen von Delisle (1980). Deren Ergebnisse werden bestätigt (Bräuer et al. 2011) durch Temperaturmessungen in Salzstock-Tiefbohrungen und durch hochauflösende untertägige Temperaturmessungen in geologischen Explorationsbohrungen auf der Erkundungssohle, denen nachfolgend das Hauptaugenmerk gilt.

Die Auffahrung des Erkundungsbereiches 1 sowie die damit verbundene intensive Bewetterung der Strecken hat zunächst die rasche Abkühlung des Gebirges am Streckenstoß zur Folge und führt zur Ausbildung eines Kühlmantels um jede Strecke, der sich innerhalb weniger Jahre bis in Entfernungen von mehreren Zehner-Metern ausbreitet. Die Temperaturwerte, die bei geotechnischen Untersuchungen direkt am Stoß oder in flachen Bohrungen registriert werden, liegen daher erheblich niedriger als die ursprüngliche Gesteinstemperatur und variieren sowohl räumlich als auch zeitlich. Durch diese Störung des natürlichen Temperaturfeldes können sie daher nicht unmittelbar als Referenz für die Bewertung vergangener und zukünftiger Temperaturänderungen herangezogen werden. Zur thermischen Charakterisierung des Salzstocks sind zusätzliche Interpretationen in Form geeigneter Auswerteverfahren oder numerischer Modellberechnungen erforderlich.

2. Messapparatur

Die hochauflösenden Bohrlochtemperaturmessungen erfolgen mit einem Messsystem, welches sich durch robuste Komponenten, einen geringen instrumentellen und personellen Aufwand sowie schnellen Messfortschritt auszeichnet. Der Messkopf ist speziell für flüssigkeitsfreie horizontale Bohrungen mit Durchmessern im 100-mm-Bereich konzipiert. Er trägt drei auf Andruckfedern montierte, sehr schnell reagierende Fühler, welche die Temperatur direkt an der Bohrlochwand messen, sowie einen zentralen Temperaturfühler zur Erfassung der Lufttemperatur in der Bohrung. Die Messgenauigkeit der kalibrierten Sonde im Bohrlochbetrieb wird auf $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$ geschätzt. Abb. 1 zeigt das komplette Messsystem.

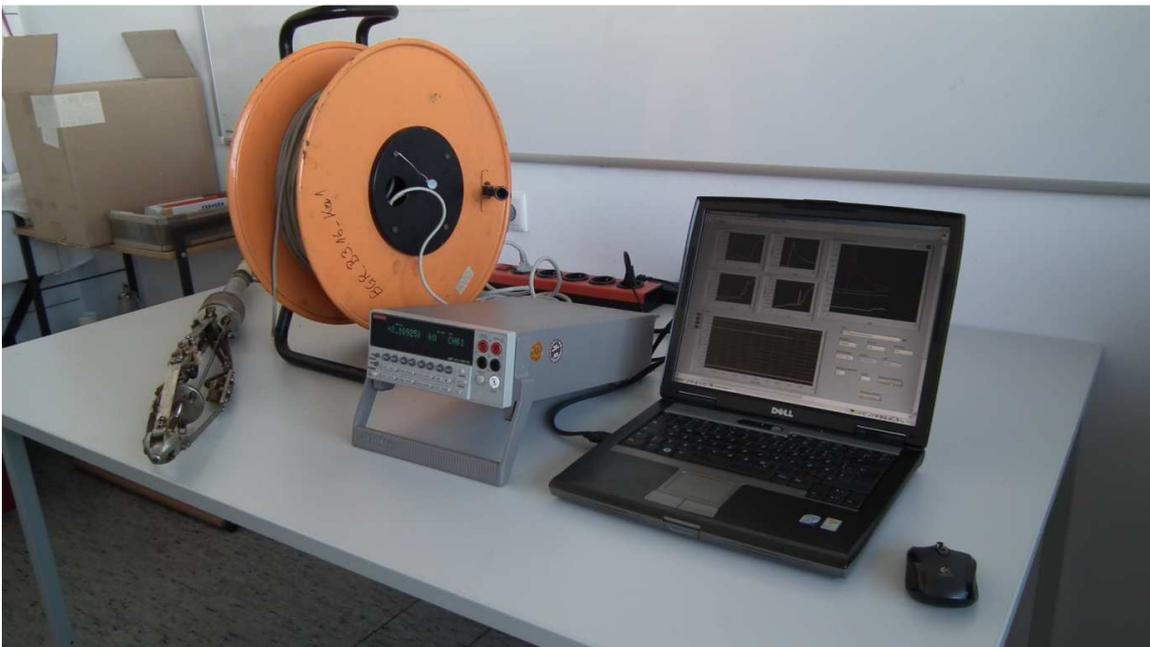


Abb. 1: Komplettes Temperaturmesssystem bestehend aus (von links) Sensorkopf, Messkabel auf Trommel, digitalem Voltmeter und Laptop

Mittels eines Gestänges wird die Sonde mit den Sensoren voran im Bohrloch installiert, der Vorschub erfolgt manuell und in diskreten Bohrlochintervallen. Die Steuerung der Messung erfolgt interaktiv über ein spezielles Messprogramm. Alle Temperaturdaten werden mit einer Frequenz von $\frac{1}{3}\text{Hz}$ über die gesamte Messdauer aufgezeichnet. Die grafische Benutzeroberfläche ermöglicht schon vor Ort eine kontinuierliche Kontrolle der einzelnen Temperaturwerte.

3. Das natürliche Temperaturfeld im Erkundungsbereich

Das natürliche Temperaturfeld beschreibt den originären geothermischen Zustand, der im Untersuchungsgebiet vor Beginn aller Aufschlussarbeiten bestanden hat. Im Vergleich zum normalen Temperaturniveau, welches sich bei Anwendung der mittleren kontinentalen geothermischen Tiefenstufe von rund 3°C je 100 m ergibt, ist die Temperatur im Teufenniveau der Erkundungssohle (840 m unter Geländeoberfläche) aufgrund der spezifischen thermischen Verhältnisse im Salinar jedoch um etwa 5°C erhöht.

Zur Dokumentation und Verifizierung des geothermischen Ausgangszustandes wurden hochauflösende geothermische Bohrlochmessungen im Bereich der Erkundungssohle durchgeführt. Dafür kamen – auch aus betrieblichen Gründen – nur wenige geologische Erkundungsbohrungen von hinreichender Länge in Betracht, in denen die gemessene Temperatur der Gebirgstemperatur möglichst genau entspricht und nicht durch den Kühleffekt der Bewetterung beeinflusst ist, der sich über eine Bohrlochtiefe von über 100 m erstrecken kann. Dagegen können die Temperaturdaten, die an mehreren Stellen der Erkundungssohle im Rahmen der verschiedenen geotechnischen Untersuchungsprogramme erhoben wurden, nicht bei der Ermittlung des ungestörten geothermischen Feldes verwendet werden, da sie wegen der geringen Tiefe der Bohrungen in nicht-korrigierbarer Weise vom Kühlmantel der Strecken überprägt sind.

Aufgrund der vorgenannten Sachverhalte ist die Dichte an geothermisch verwertbaren Messpunkten insbesondere im Infrastrukturbereich zwischen den Schächten (Abb. 2) reduziert. Zur Ermittlung des natürlichen Temperaturfeldes kommen daher statistische Methoden kaum in Frage, sondern eher solche, die auf der Interpretation individueller Bohrlochmessungen basieren. Ein solches Verfahren ist bei Grissemann & Czora (2003) detailliert beschrieben. Dort werden die in den jeweiligen Bohrungen in verschiedenen Teufen gemessenen Temperaturen durch geeignete Inter- und Extrapolationsverfahren rechnerisch auf das Niveau der 840-m-Sohle reduziert, zusätzlich werden Aussagen zum vertikalen Temperaturgradienten gewonnen. Danach beträgt die ungestörte Gebirgstemperatur auf dem Niveau der 840-m-Sohle 38°C und der mittlere geothermische Tiefengradient $2,35^{\circ}\text{C}$ je 100 m. Diese Angaben lassen sich noch genauer fassen und räumlich weiter differenzieren, sie stellen aber grundlegende Ergebnisse der Untersuchungen dar und bilden die Basis für die Kalibrierung des nachfolgend beschriebenen numerischen Modells.

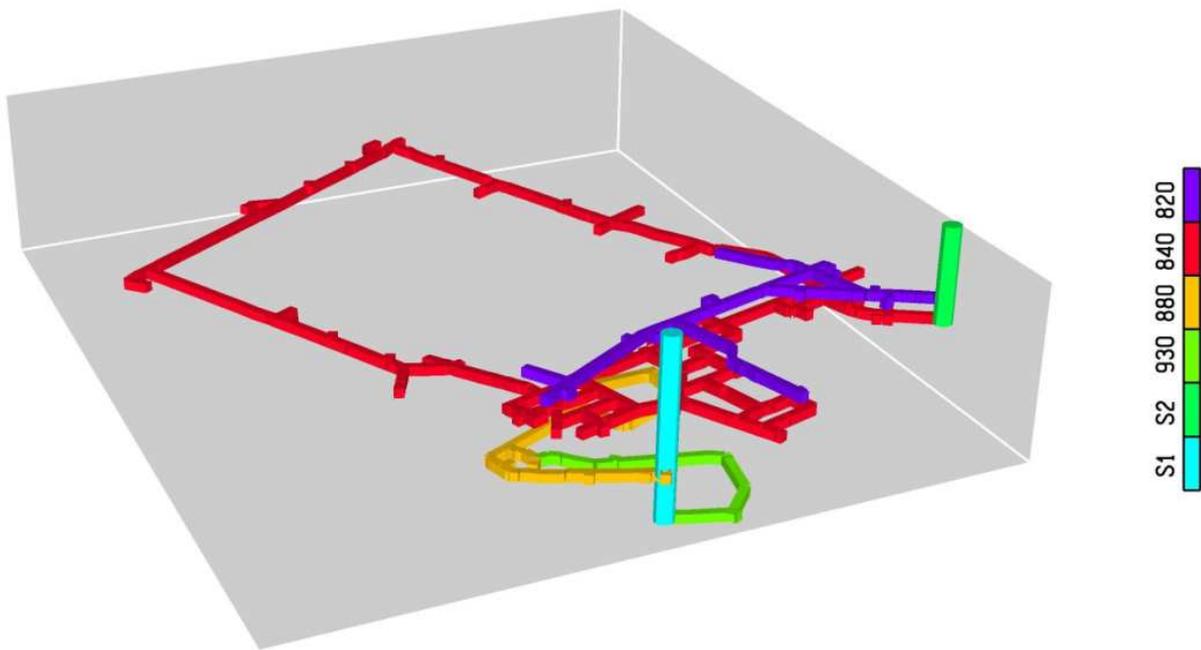


Abb. 2: Schematische Darstellung der Streckenführung im Erkundungsbergwerk –
Auffahrungsstand 2011

4. Aufbau des numerischen Modells

Das Modellgebiet ist ein Quader mit einer Horizontalerstreckung von 1,2 x 1,5 km und einer Tiefe von 400 m. Das Modell repräsentiert das Erkundungsbergwerk Gorleben und sein umgebendes Salinar. Die Streckenführung (Abb. 2) ist der markscheiderischen Vermessung und dem Betriebspunktplan entlehnt. Die Diskretisierung der gesamten Struktur erfolgt durch etwa 600.000 Hexaederelemente. Zur Anwendung kommt das FE-Programm JIFE (Faust et al. 2011).

Die seitlichen Berandungen des Modellkörpers sind hinreichend weit vom Bergwerk entfernt und werden als thermisch isoliert angesehen. An der Modellbasis und der oberen Berandung des Modells sind Temperaturen spezifiziert. Die zugehörige stationäre Temperaturverteilung ist das natürliche Temperaturfeld im Erkundungsbereich 1, das gemäß vorigem Abschnitt anhand von Temperaturmessungen auf der Erkundungssohle ermittelt wurde und die Initialbedingung der zeitabhängigen Temperaturberechnung bildet.

Die durch die Auffahrung der Strecken und deren Bewetterung bedingte Entwicklung der Gebirgstemperatur stellt den Gegenstand der Modellberechnung dar. Dabei werden bewettete Strecken durch Elementgruppen mit gesonderten thermischen Eigenschaften realisiert. Söhlige Temperaturknoten weisen dem Wetterstrom ein langfristiges Temperaturmittel von 26°C zu.

5. Berechnungsergebnisse

Für die Jahre 1999, 2000 und 2011 zeigen Abb. 3 bis Abb. 5 berechnete Gebirgstemperaturen auf dem Niveau der 840-m-Sohle. Aus den Isothermen der Jahre 1999 und 2000 (Abb. 3, Abb. 4) wird zudem die Entwicklung der Streckenführung im Erkundungsbereich 1 ersichtlich. Als Folge der mehr als zehnjährigen Bewetterung ist 2011 die Gebirgstemperatur im Infrastrukturbereich deutlich überprägt (Abb. 5). Im Erkundungsbereich 1 sind Kühlmäntel um die Strecken ausgebildet.

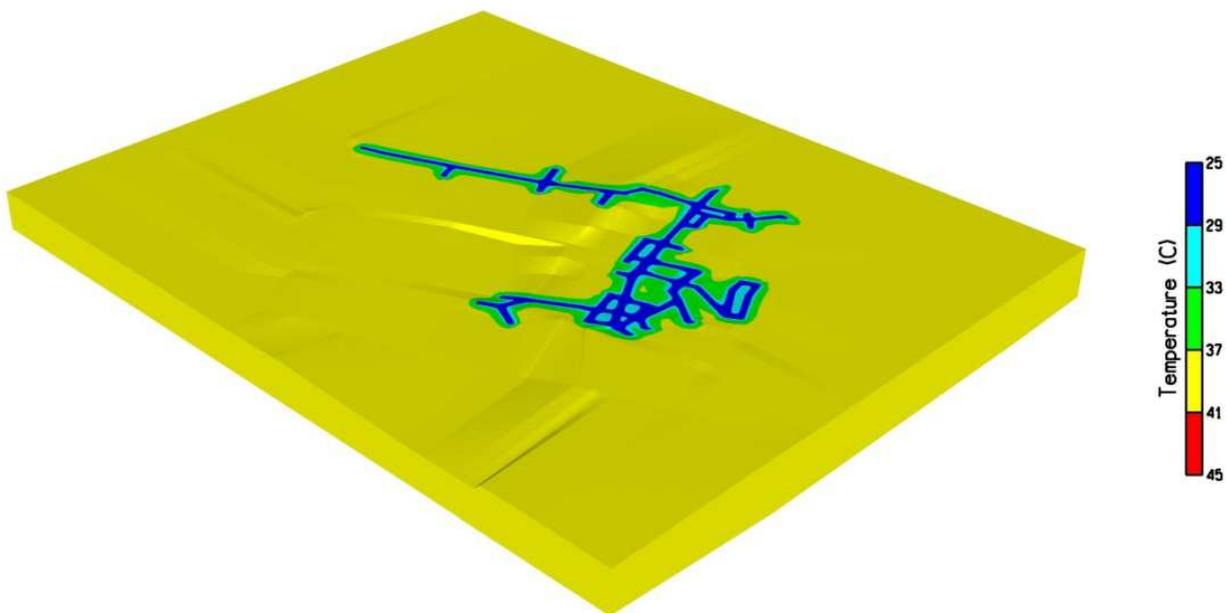


Abb. 3: Berechnete Temperaturverteilung auf der 840-m-Sohle im Jahr 1999

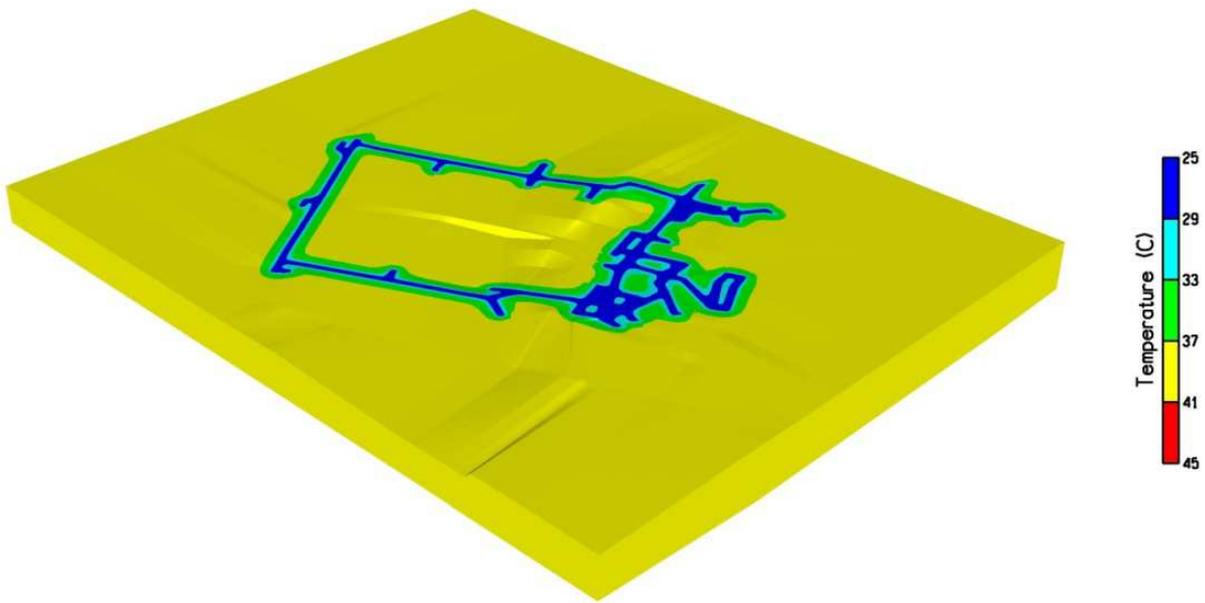


Abb. 4: Berechnete Temperaturverteilung auf der 840-m-Sohle im Jahr 2000

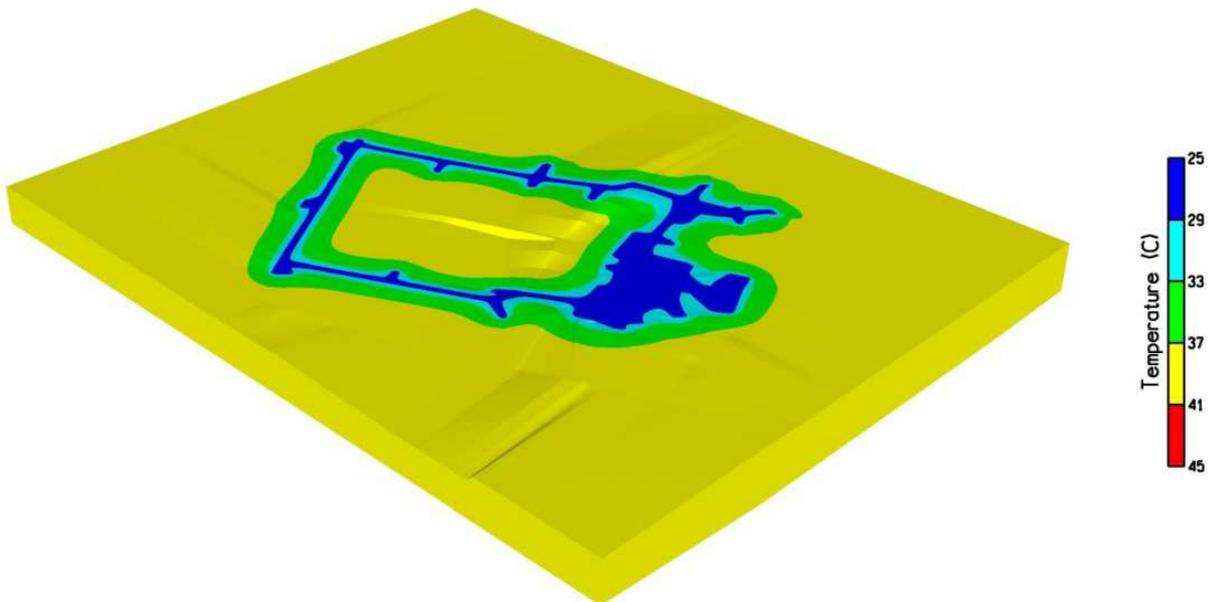


Abb. 5: Berechnete Temperaturverteilung auf der 840-m-Sohle im Jahr 2011

Der Vergleich des berechneten Temperaturfeldes mit den Erkundungsergebnissen erfolgt anhand von Temperaturprofilen. Die geologischen Erkundungsbohrungen RB032, RB119, RB120, RB194 und RB427 wurden im Zuge der Umfahrung des Erkundungsbereiches 1 niedergebracht und geophysikalisch vermessen. Die daraus gewonnenen Informationen

bilden vermöge der Anfangs- und Randbedingungen die Basis für die Kalibrierung des numerischen Modells.

Im Rahmen der Weitererkundung wurden die Bohrungen RB132 und RB639 gestoßen. Beide Bohrungen weisen übereinstimmend mit den numerischen Resultaten lokale Besonderheiten des Temperaturverlaufes auf.

Abb. 6 bis Abb. 8 zeigen die Lage der Bohrungen zusammen mit dem jeweiligen Auffahrungsstand des Bergwerkes. Abb. 9 bis Abb. 11 vergleichen die gemessenen und berechneten Temperaturverläufe.

Temperaturmessungen in mehreren Bohrungen der Erkundungssohle sind in Grissemann & Czora (2003) dokumentiert. Ein Hauptaugenmerk gilt dort der Vermessung der Bohrung RB032, die auch in Bräuer et al. (2011) von der Durchführung bis hin zur Ergebnisinterpretation exemplarisch behandelt wird. Die gewonnenen Messwerte werden im tieferen Bereich der Bohrung als natürliche Gebirgstemperaturen angesehen und sind in Abb. 9 oben dargestellt. Zudem wird ein Vergleich der experimentellen Befunde mit den numerischen Resultaten ermöglicht, wobei sich eine recht gute Übereinstimmung zeigt.

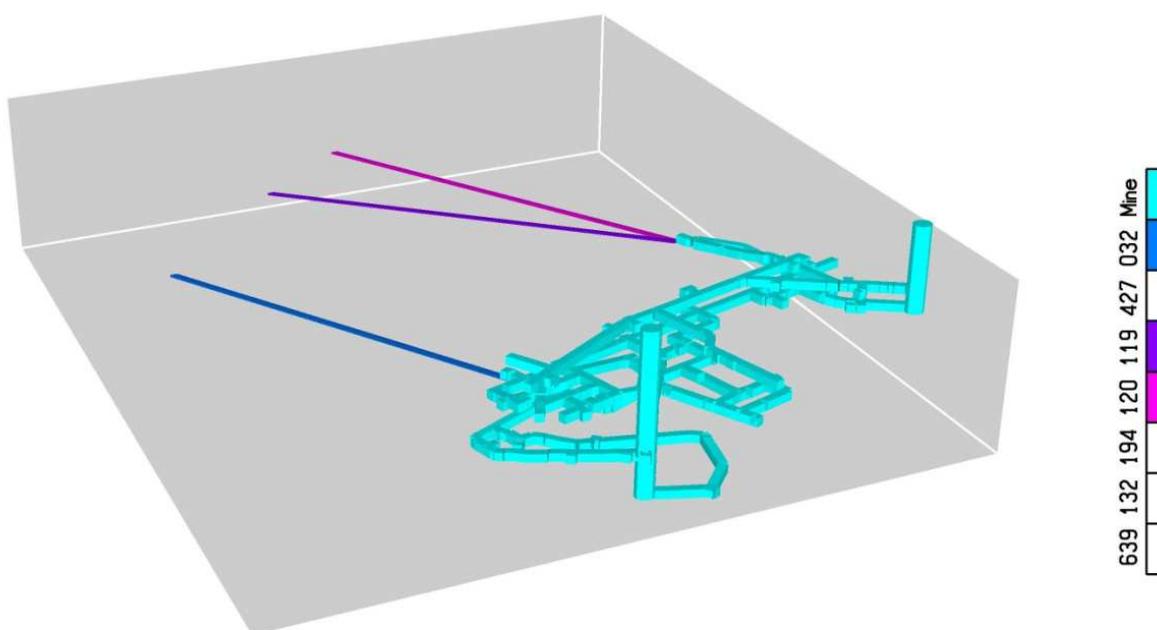


Abb. 6: Schematische Darstellung des Auffahrungsstandes 1998 mit Lage der Bohrungen RB032, RB119 und RB120

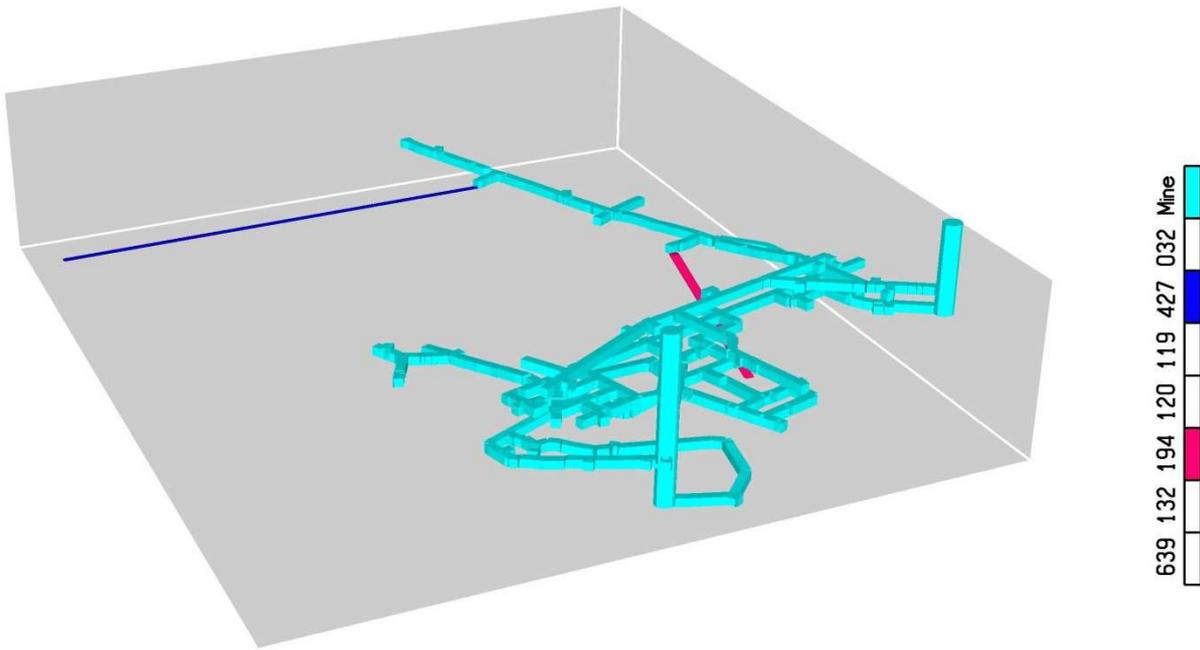


Abb. 7: Schematische Darstellung des Auffahrungsstandes 1999 mit Lage der Bohrungen RB194 und RB427

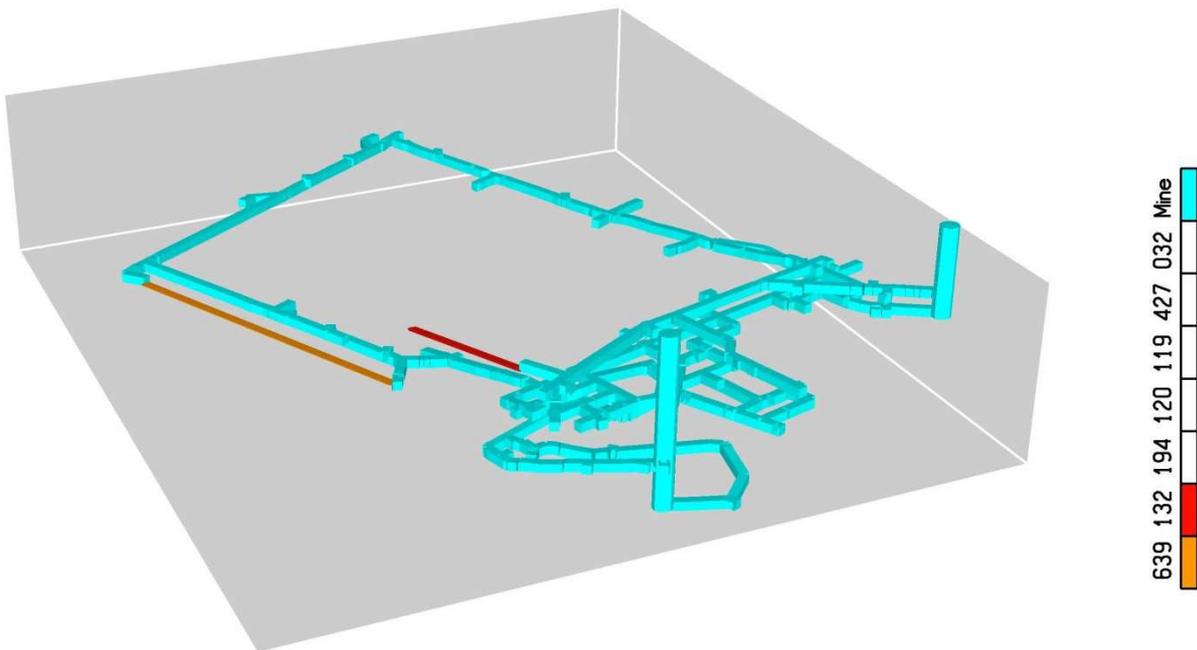


Abb. 8: Schematische Darstellung des Auffahrungsstandes 2011 mit Lage der Bohrungen RB132 und RB639

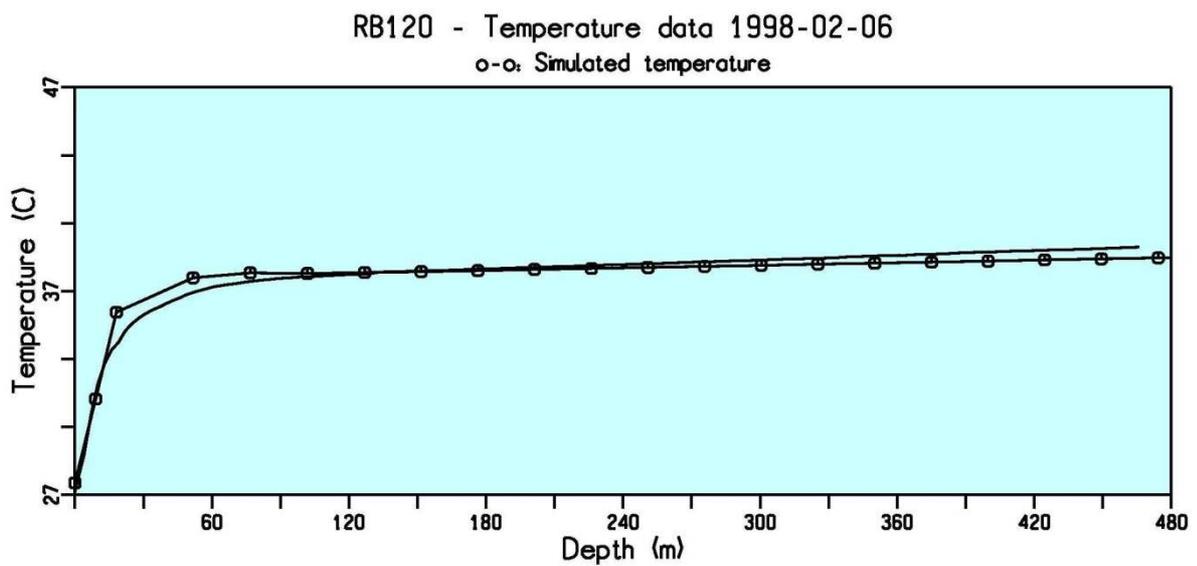
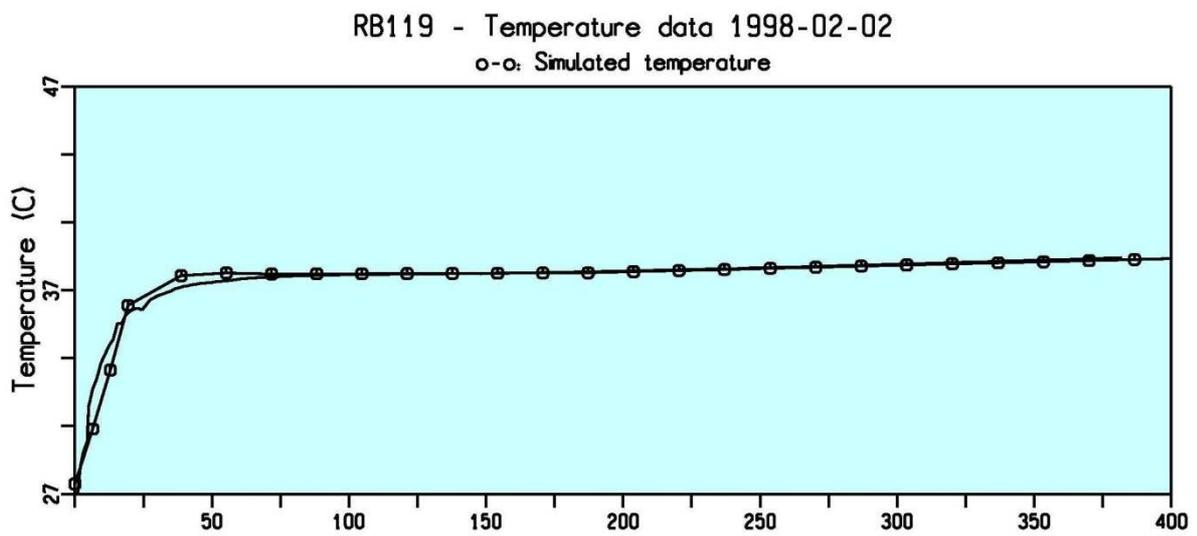
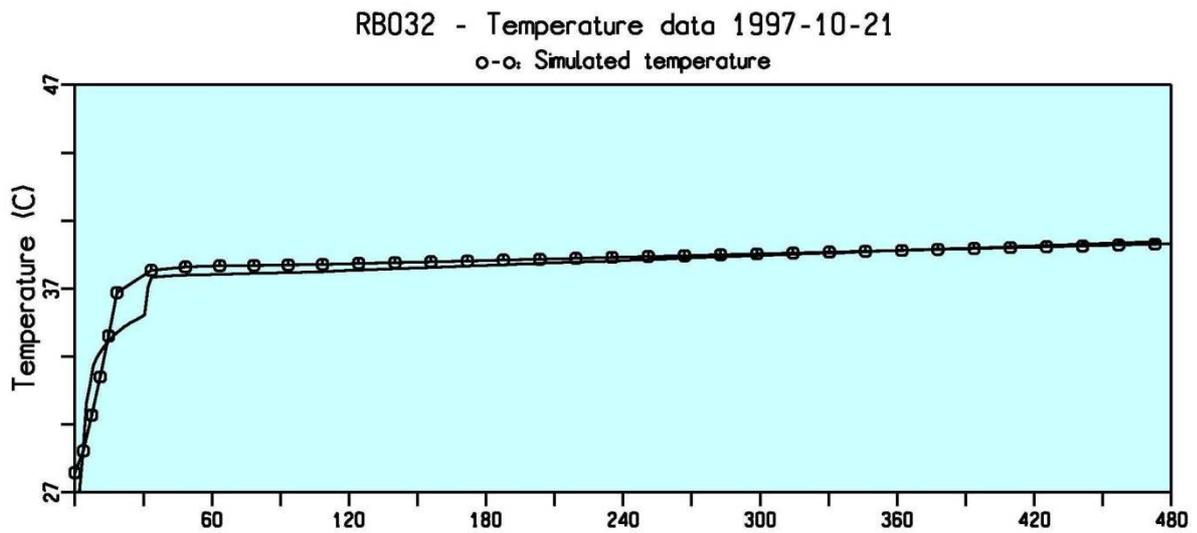


Abb. 9: Temperaturprofile der Bohrungen RB032, RB119 und RB120

Für die Zuverlässigkeit der Temperaturmessungen in den Bohrungen RB119, RB120, RB194 und RB427 gilt vorheriger Absatz analog. Abb. 10 und Abb. 11 zeigen die gemessenen Temperaturprofile zusammen mit den Berechnungsergebnissen. In allen Fällen hält das berechnete Temperaturfeld dem Vergleich mit den in situ ermittelten Resultaten Stand: Mit Bohrung RB427 im Norden, Bohrung RB032 entlang der westlichen Flanke sowie den Bohrungen RB119, RB120 und RB194 entlang der östlichen Flanke des Erkundungsbereiches 1 werden im relevanten Bereich die zur Kalibrierung des Modells verwendeten Messungen mit hinreichender Genauigkeit reproduziert.

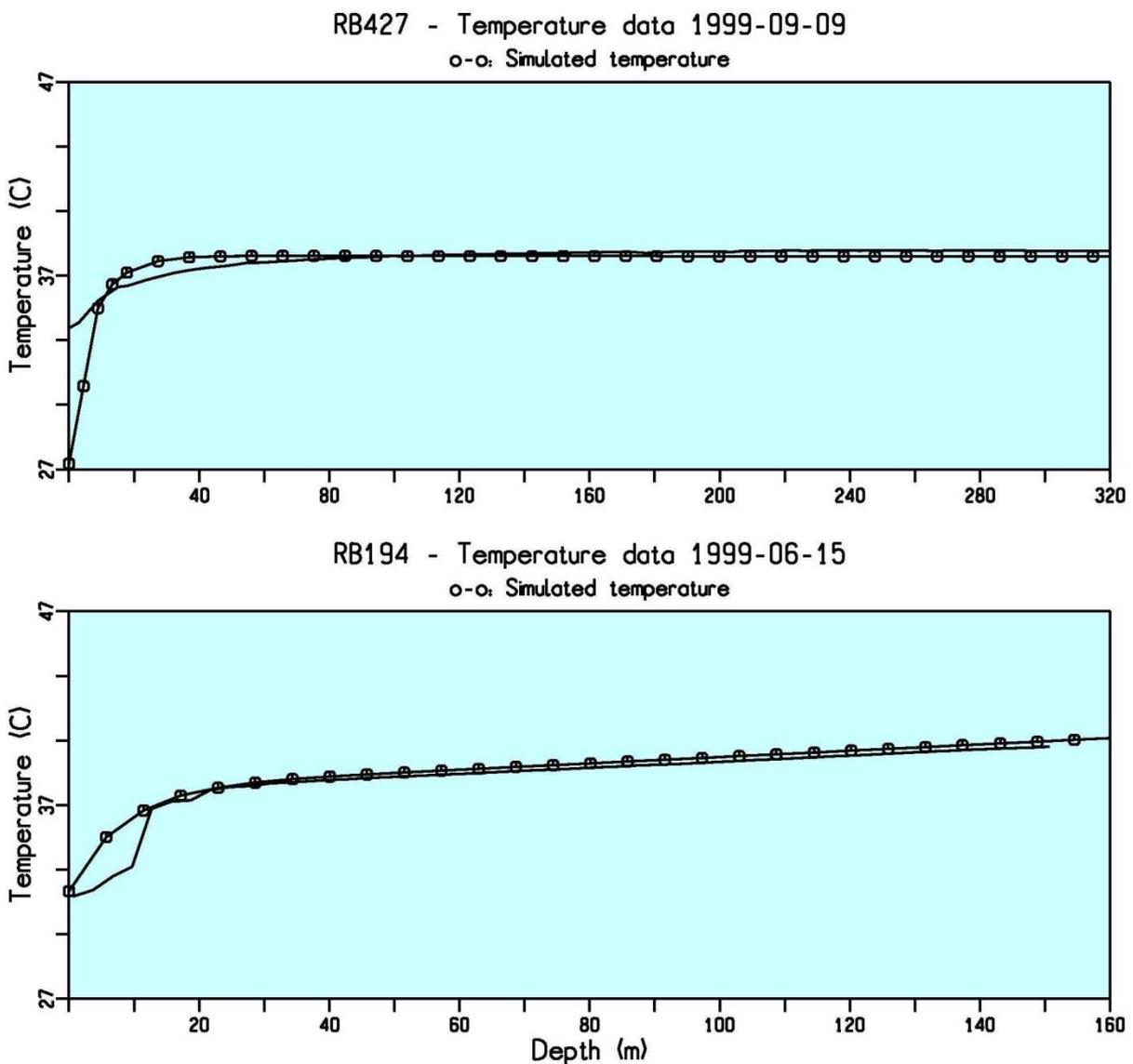


Abb. 10: Temperaturprofile der Bohrungen RB427 und RB194

Die Bohrungen RB132 und RB639 sind neueren Datums, sie wurden im Zuge der Weitererkundung niedergebracht. Ihre Vermessung erfolgte mit der beschriebenen neueren Technik, bei der drei Wandfühler zeitgleiche Temperaturmessungen gestatten. Beide Bohrungen verlaufen im Kühlmantel der langjährig bewetterten Strecken des Erkundungsbereiches 1 und weisen aus diesem Grund örtliche Besonderheiten des Temperaturverlaufes auf (Abb. 11).

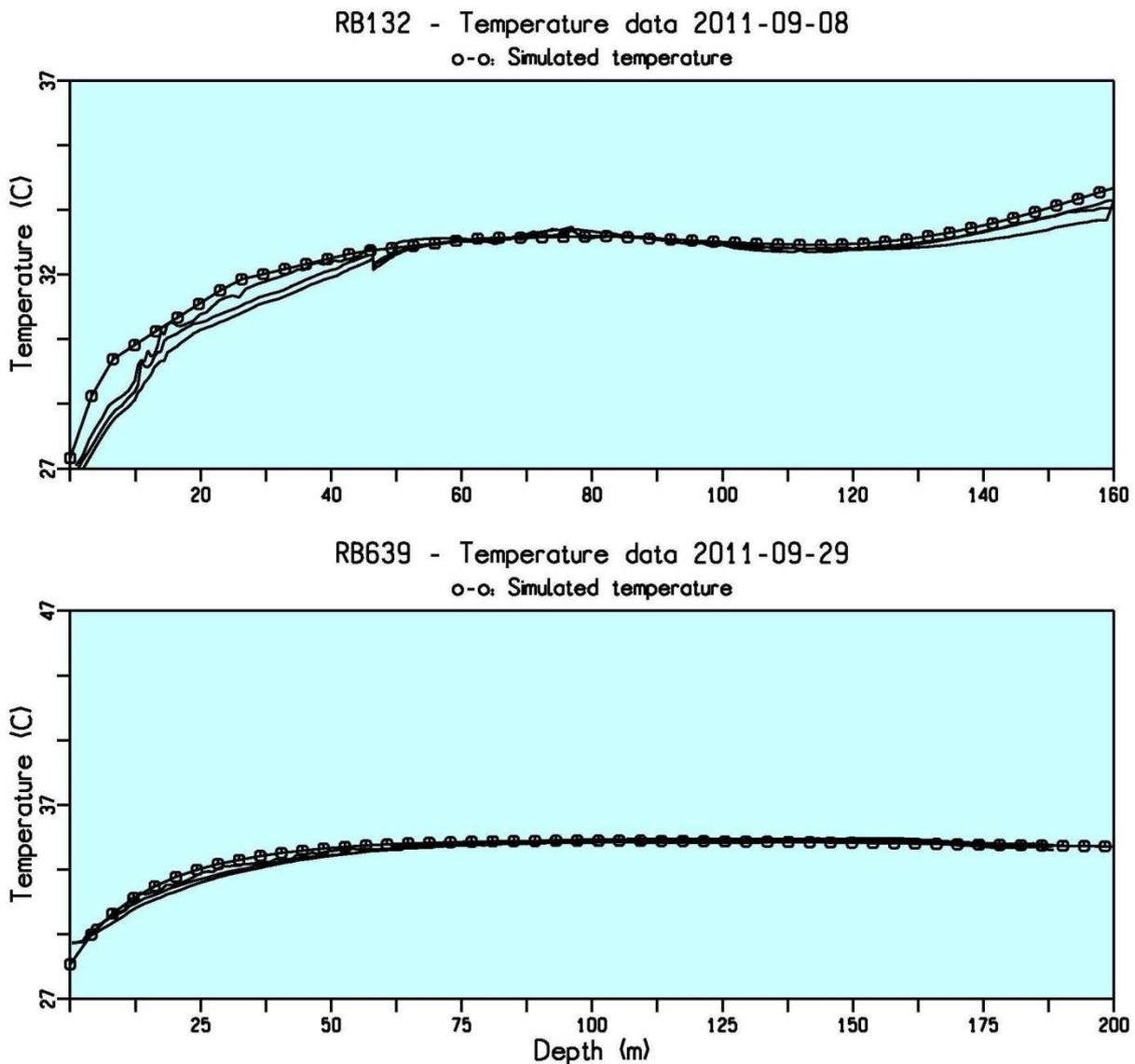


Abb. 11: Temperaturprofile der Bohrungen RB132 und RB639

Die Bohrung RB132 überfährt eine bewetterte Streckenverzweigung. Die gemessenen und berechneten Temperaturverläufe zeigen übereinstimmend im hinteren Bereich der

Bohrung ein relatives Temperaturminimum, welches mit der Lage dieser Streckenverzweigung korrespondiert.

Die Bohrung RB639 verläuft horizontal und streckenparallel; die Temperatur erreicht im tieferen Bereich der Bohrung mit ca. 35°C ein Niveau, welches 3°C unterhalb der ungestörten Gebirgstemperatur liegt und so den Einfluss der langjährigen Bewetterung deutlich werden lässt.

6. Zusammenfassung

Im Zuge der Auffahrung des Erkundungsbergwerks Gorleben werden umfangreiche geologische, geotechnische, geophysikalische und bergmännische Erkundungsarbeiten sowie In-situ-Messungen auf der Erkundungssohle durchgeführt. Als ein wesentlicher Bestandteil des untertägigen Untersuchungsprogramms zählen dazu auch hochauflösende Temperaturmessungen in geologischen Erkundungsbohrungen. Diese Messungen werden ergänzt durch Modellberechnungen, die zur Auswertung und Interpretation der In-situ-Messungen dienen.

Die hier vorgestellte Studie basiert auf einem neu entwickelten numerischen 3D-Modell, welches einerseits großräumig angelegt ist und andererseits die Streckenführung des gesamten Bergwerks konkret abbildet. Das Modell lässt sich leicht kalibrieren. Das berechnete Temperaturfeld hält dem Vergleich mit den in situ ermittelten Resultaten Stand.

Über die gesamte Auffahrungshistorie zeigt der Vergleich gemessener und berechneter Temperaturprofile eine sehr gute Übereinstimmung. Örtliche Besonderheiten des Temperaturverlaufes werden aufgezeigt und quantifiziert. Sie sind neueren Datums und finden eine Erklärung durch Streckenführung und langjährige Bewetterung.

Literatur

Bräuer, V., Eickemeier, R., Eisenburger, D., Grisseman, C., Hesser, J., Heusermann, S., Kaiser, D., Nipp, H.-K., Nowak, T., Plischke, I., Schnier, H., Schulze, O., Sönnke, J., Weber, J.-R. (2011): Standortbeschreibung Gorleben Teil 4: Geotechnische Erkundung des Salzstocks Gorleben. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, ISBN: 978-3-510-95988-4.

Delisle, G. (1980): Berechnungen zur raumzeitlichen Entwicklung des Temperaturfeldes um ein Endlager für mittel- und hochradioaktive Abfälle in einer Salzformation. Z. dt. geol. Ges., 131, S. 461-482.

Grisseman, C. & Czora, C. (2003): Projekt Gorleben - Das natürliche Temperaturfeld im Erkundungsbereich 1. BGR-Bericht, Hannover, Tgb.-Nr. 10438/03.

Faust, B., Krüger, R., Lucke, A., Sarfeld, W., Tertel, S. (2011): JIFE – Java Application for Interactive Nonlinear Finite-Element Analysis in Multi-Physics. Benutzerhandbuch.

Autoren:

Dr. Peter Vogel

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: Peter.Vogel@bgr.de

Dr. Sandra Fahland

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: Sandra.Fahland@bgr.de

Dr. Markus Furche

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: Markus.Furche@bgr.de

Messdaten versus Modellvorstellungen

– Erfahrungen am in-situ Versuchsbauwerk

im Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben

Joachim Stahlmann, Christian Missal, Jutta Pruter

Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS), TU Braunschweig

1 Einleitung

Die Analyse und Interpretation von Messdaten stellen eine große ingenieurtechnische Herausforderung dar. Der Konzeption von Messprogrammen werden im Allgemeinen Ingenieurmodelle zugrunde gelegt, die häufig Vereinfachungen enthalten und somit die Realität nicht genau abbilden. Dies kann dazu führen, dass die Messdaten hinsichtlich der Erwartungen unplausible Ergebnisse liefern und damit für weitergehende Entscheidungen unbrauchbar erscheinen. Geht man davon aus, dass keine Defekte im Messsystem vorliegen und dass die Geber ordnungsgemäß und sorgfältig eingebaut wurden, so sind die Gültigkeit der Ingenieurmodelle aber auch der Einfluss lokaler Inhomogenitäten zu prüfen. Am Beispiel eines in-situ Versuchs für den Nachweis der Funktionalität von Streckenabdichtungen im Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) soll dies im Folgenden gezeigt werden. Mit Hilfe eines umfangreichen geotechnischen Messprogramms werden Porendrücke, Spannungen, Dehnungen und Temperaturen in diesem Großversuch überwacht. Der Einbau der Messgeber wurde mit hoher Sorgfalt durchgeführt, so dass Defekte in der Messkette weitgehend ausgeschlossen werden können.

Das Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) in Sachsen-Anhalt befindet sich zurzeit in der Stilllegungsphase. In dem Endlager sind nicht wärmeentwickelnde schwach- und mittelradioaktive Abfälle eingelagert. Die aus den Schachtanlagen Bartensleben und Marie bestehende Grube besitzt vier Hauptsohlen und mehrere Zwischensohlen. Auf der 1. und 3. Sohle sind die beiden Grubenteile mit einander verbunden. Die beiden Schächte wurden zu Beginn des letzten Jahrhunderts abgeteuft. Der Durchbauungsgrad ist infolge des Gewinnungsbergbaus von Kali- und Steinsalz sehr hoch (vgl. Abb. 1). Der Salzdiapir gehört zum Oberen Allertal, ist tektonisch stark gefaltet und besitzt eine ausgeprägte Sattel- und Mulden-Struktur.

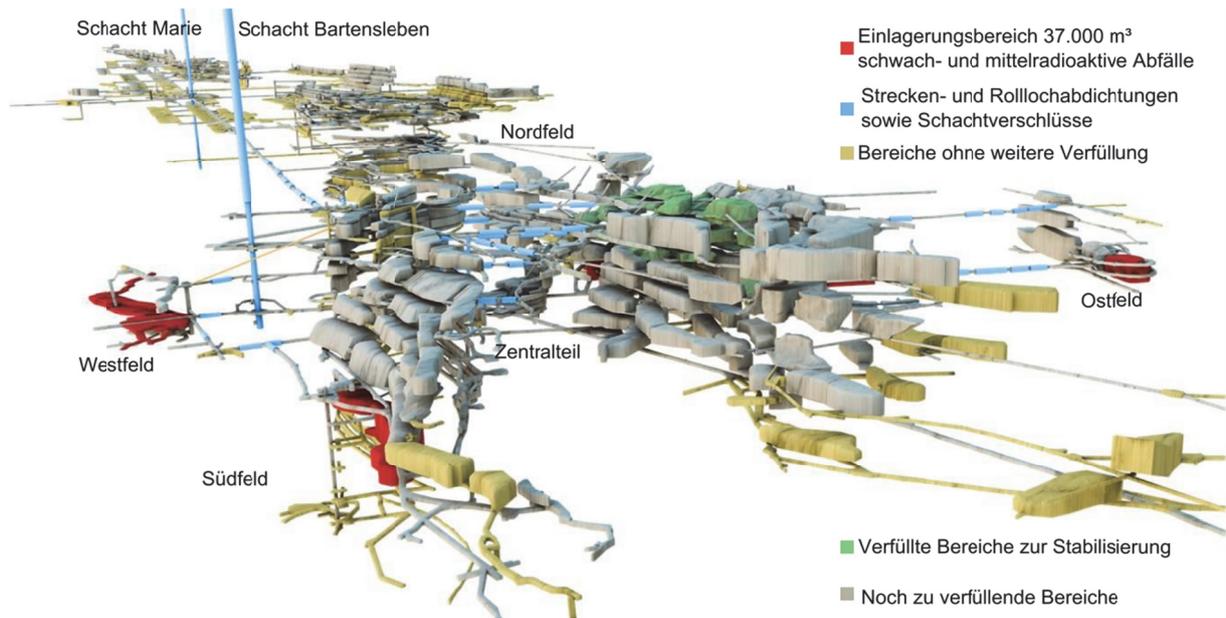


Abbildung 1: Isometrie der Grube Bartsleben mit Einlagerungsfeldern (Vordergrund) und der Grube Marie (Hintergrund) [Stahlmann, 2013]

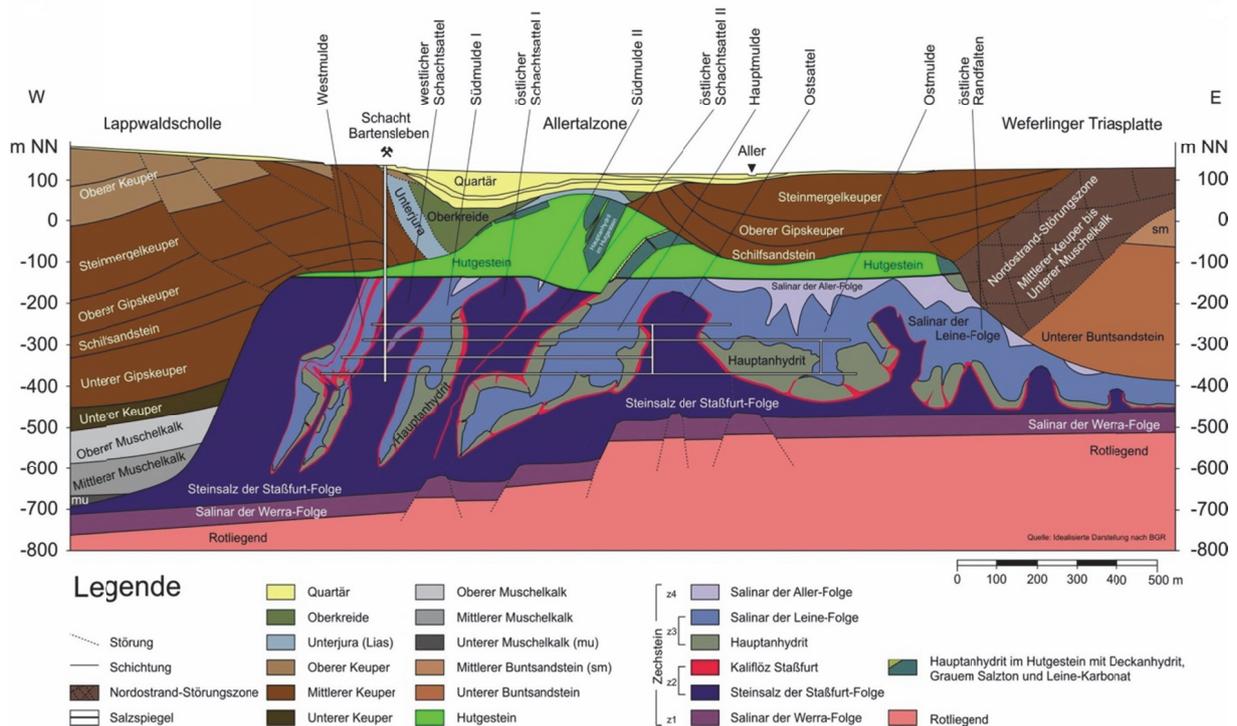


Abbildung 2: Schematischer geologischer West-Ost-Schnitt der Salzstruktur und des Deckgebirges [Stahlmann, 2013]

Abbildung 2 zeigt einen schematischen geologischen Ost-West-Schnitt durch die Salzstruktur im Bereich des Schachtes Bartsleben. Die Sattellagen bestehen im Wesentlichen aus Steinsalz und Kalisalz der Staßfurt-Serie. In den Mulden befinden sich das

Steinsalz und der Hauptanhydrit der Leine-Serie. Aufgrund des spröden Materialverhaltens und der tektonischen Beanspruchung steht der Anhydrit aus vom Salz eingeschlossenen Blöcken an. Aufgrund der geologischen und bergbaulichen Situation wird erwartet, dass der bis jetzt trockenen Grube Bartensleben auch zukünftig keine Lösung zutreten wird. Da jedoch nicht gänzlich ausgeschlossen werden kann, dass Lösung über den Anhydrit dem Grubengebäude zutritt, werden zur Optimierung des Sicherheitsniveaus u. a. Abdichtbauwerke in Strecken vorgesehen.

2 Aufgaben von Abdichtungsbauwerken in einem Endlager

Mit den Abdichtbauwerken soll das Eindringen von Lösung in die Einlagerungsbereiche möglichst lange behindert werden. Ziel ist es, die infolge der Gebirgskonvergenz mit der potentiellen Zutrittslösung ausgepressten Radionuklide und die hieraus in der Biosphäre wirkende Strahlendosis möglichst weit unter dem Schutzziel zu halten. Um dies zu erreichen, müssen während der Zutrittsphase die Abdichtungen eine geringe integrale Permeabilität des Systems aus Abdichtungsbauwerk, Kontaktzone zwischen Gebirge und Abdichtungsstruktur sowie Auflockerungszone (ALZ) aufweisen. Beim Einsatz von Salzbeton für das Abdichtungsbauwerk, wie zurzeit im ERAM eingesetzt, ist das materialbedingte autogene Schwinden zusätzlich zur Auflockerungszone (ALZ) im hohlraumnahen Bereich des Steinsalzes zu berücksichtigen. Der aus dem autogenen Schwinden resultierende Spalt in der Kontaktzone ist beispielsweise mit einer Suspension aus ultrafeinem Zement und Salzlösung zu verpressen, um eine kraftschlüssige und möglichst undurchlässige Verbindung sicher zu stellen. Das folgende im ERAM für eine in-situ Versuchsabdichtung gewählte Bauverfahren wurde entwickelt, um die Zielvorgaben für die Dammbauwerke zu erfüllen:

- Nachschnitt der Strecke, um die Permeabilität der ALZ auf $k \leq 10^{-18} \text{ m}^2$ zu reduzieren
- Einbau von Verpressleitungen zur Injektion der Kontaktzone
- Betonieren des Abdichtungsbauwerk mit Salzbeton
- Abwarten, bis das autogene Schwinden des Salzbetons kleiner als das Aufkriechen des Steinsalzes ist ($\dot{\epsilon}_{\text{Schwinden}} \leq \dot{\epsilon}_{\text{Kriechen}}$)
- Verpressung der Kontaktzone

Die Verpressung der Kontaktzone gewährleistet, dass die angestrebte integrale Permeabilität bereits kurzfristig nach der Herstellung des Damms erfüllt wird. Durch das Aufkriechen

des Gebirges auf den Damm wird die Kontaktzone über die Zeit weiter abgedichtet und die Permeabilität in der ALZ infolge von Verheilung reduziert.

Nach Herstellung des Abdichtbauwerkes stellt sich in der Kontaktzone ein Spannungszustand mit Normal- und Schubspannungen ein. Die Normalspannungen ergeben sich durch das Aufkriechen des Gebirges, während die Schubspannungen auf die Beanspruchung durch den einseitigen Lösungsdruck nach einem potentiellen Lösungszutritt in die Grube zurückzuführen sind (vgl. Abb. 3).

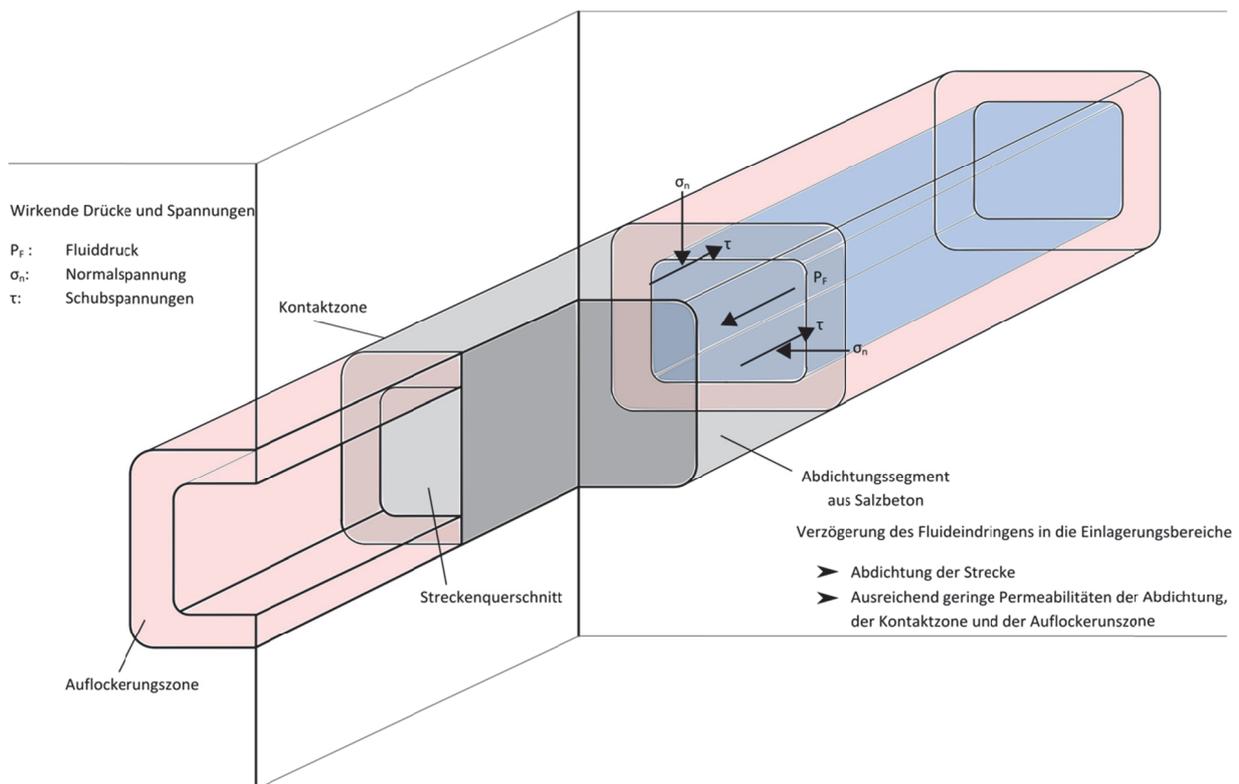


Abbildung 3: Schema einer Streckenabdichtung

3 In-situ Versuch an einem Abdichtbauwerk im Steinsalz

Die Funktionstüchtigkeit der Abdichtbauwerke ist im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für die Stilllegung des ERAM gegenständlich zu zeigen. Hierzu wurde ein in-situ Versuch bestehend aus einer Versuchsstrecke und einer Begleitstrecke konzipiert (vgl. Abb. 4). Die Versuchsstrecke setzt sich aus der Druckkammer und dem Damm zusammen. Die Druckkammer besteht aus porösem Sandstein und kann sowohl mit Gas- als auch Flüssigkeitsdruck beaufschlagt werden. Der Damm ist mit insgesamt fünf Messquerschnitten (MQ) sowie einer Kontrollkammer ausgestattet (vgl. Abb. 4 und 5).

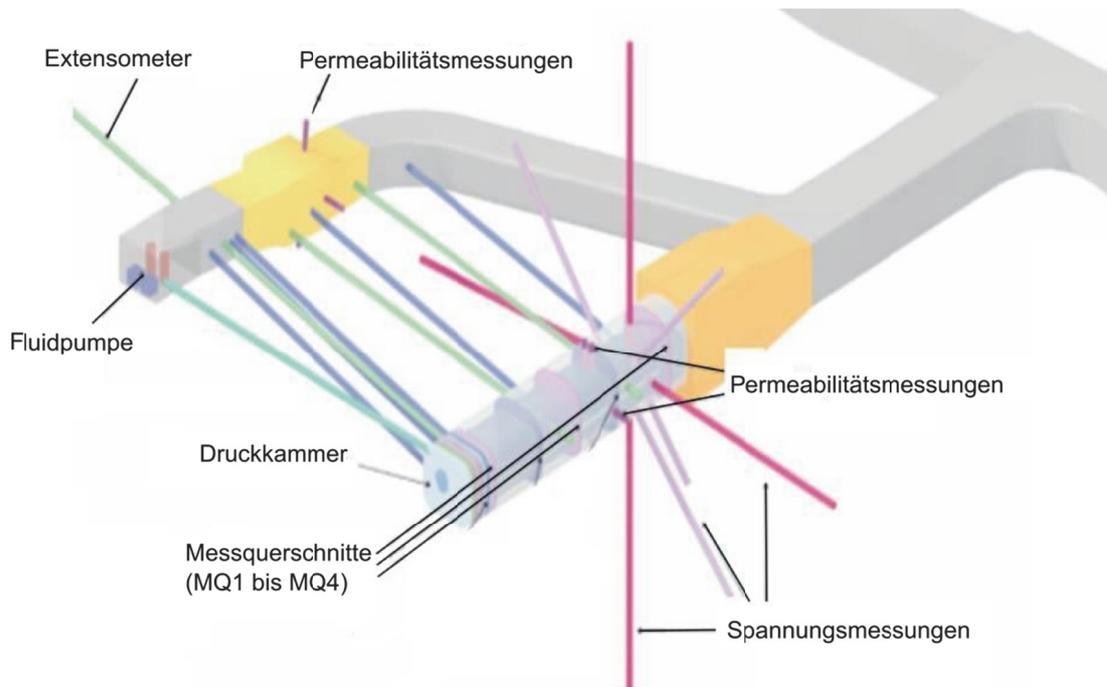


Abbildung 4: Isometrie des in-situ Versuchs mit Begleitstrecke [Stahlmann, 2011]

Ziel dieses in-situ Versuchs ist es, Erfahrungen in der Herstellung und Handhabung mit Abdichtungsbauwerken aus Salzbeton zu sammeln, die auftretenden Phänomene besser zu verstehen sowie mit den Funktionstests Aussagen zu den Permeabilitäten und zur Lagestabilität zu erhalten. Mit der eingebauten Messtechnik werden Dehnungen, Verformungen, Temperaturen und Porendrücke sowie Spannungen erfasst.

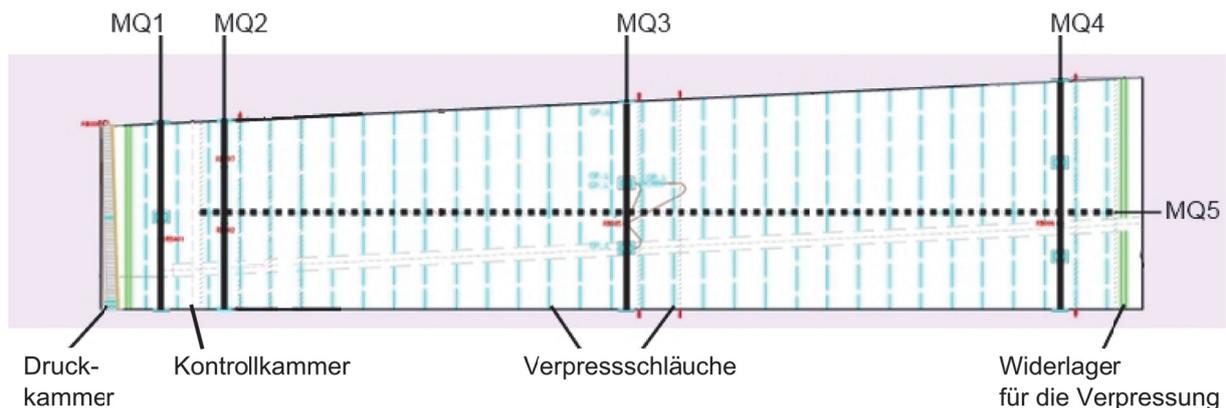


Abbildung 5: Längsschnitt durch den in-situ Versuch mit Messquerschnitten: MQ1 Dehnungs-, Temperatur- und Porendruckmessgeber; MQ2 Dehnungs-, Verformungs-, Temperatur- und Porendruckmessgeber; MQ3/4 Dehnungs-, Verformungs- und Temperaturmessgeber; MQ5 Verformungs- und Temperaturmessgeber; Druck-/Kontrollkammer Porendruckmessgeber [Stahlmann, 2011]

In der Abbildung 5 sind die Messquerschnitte und die zu messenden Größen dargestellt. Die Anschlussleitungen der Sensoren wurden weitgehend senkrecht zur Längsachse des Abdichtungsbauwerks in die Begleitstrecke geführt, um bevorzugte Wegsamkeiten für Fluide auszuschließen. Bei der Installation der Messgeber war eine hohe Sorgfalt erforderlich, um fehlerbehaftete Messdaten zu vermeiden. Um die Plausibilität des Messprogramms zu prüfen und für ein besseres Systemverständnis, wurden zusätzliche Messungen und Versuche durchgeführt:

- Hydrofrac-Messungen
- Konvergenzmessungen
- Permeabilitätsmessungen im Gebirge und in der Kontaktzone

Weitergehende detailliertere Beschreibungen zur Konstruktion sind in [Mauke, 2010] und zum Messprogramm in [Stahlmann, 2011] und [Manthee, 2011] enthalten.

4 Modellvorstellungen

Hinsichtlich der Konzeption des Messprogrammes wurden folgende Modellvorstellungen entwickelt (vgl. Abbildung 6):

- vor dem Nachschnitt liegt die Permeabilität in der ALZ höher als 10^{-18} m^2
- mit dem Nachschnitt wird in der danach sich wieder entwickelnden ALZ eine Permeabilität von kleiner 10^{-18} m^2 erreicht
- die Permeabilität im Steinsalz und in der ALZ sind isotrop
- nach der Betonage tritt autogenes Schwinden ein und führt zu einer regelmäßigen Spaltbildung mit einem konstanten Spalt in der Firste, einem bis in die Sohle sich auf null reduzierenden Spalt in den Stößen und keiner Spaltbildung in der Sohle
- im Salzbetonkörper stellt sich eine isotrope Permeabilität ein
- mit der Injektion wird eine flächige Anbindung des Injektionsmittels an den Stoß und den Salzbetonkörper erreicht
- mit dem Aufbringen des Fluiddrucks entwickelt sich eine entsprechend den Permeabilitätsunterschieden gleichmäßige Fluidfront im Salzbeton und in der Kontaktzone

Diese Modellvorstellungen wurden durch Versuche im Labormaßstab und im Technikummaßstab bestätigt.

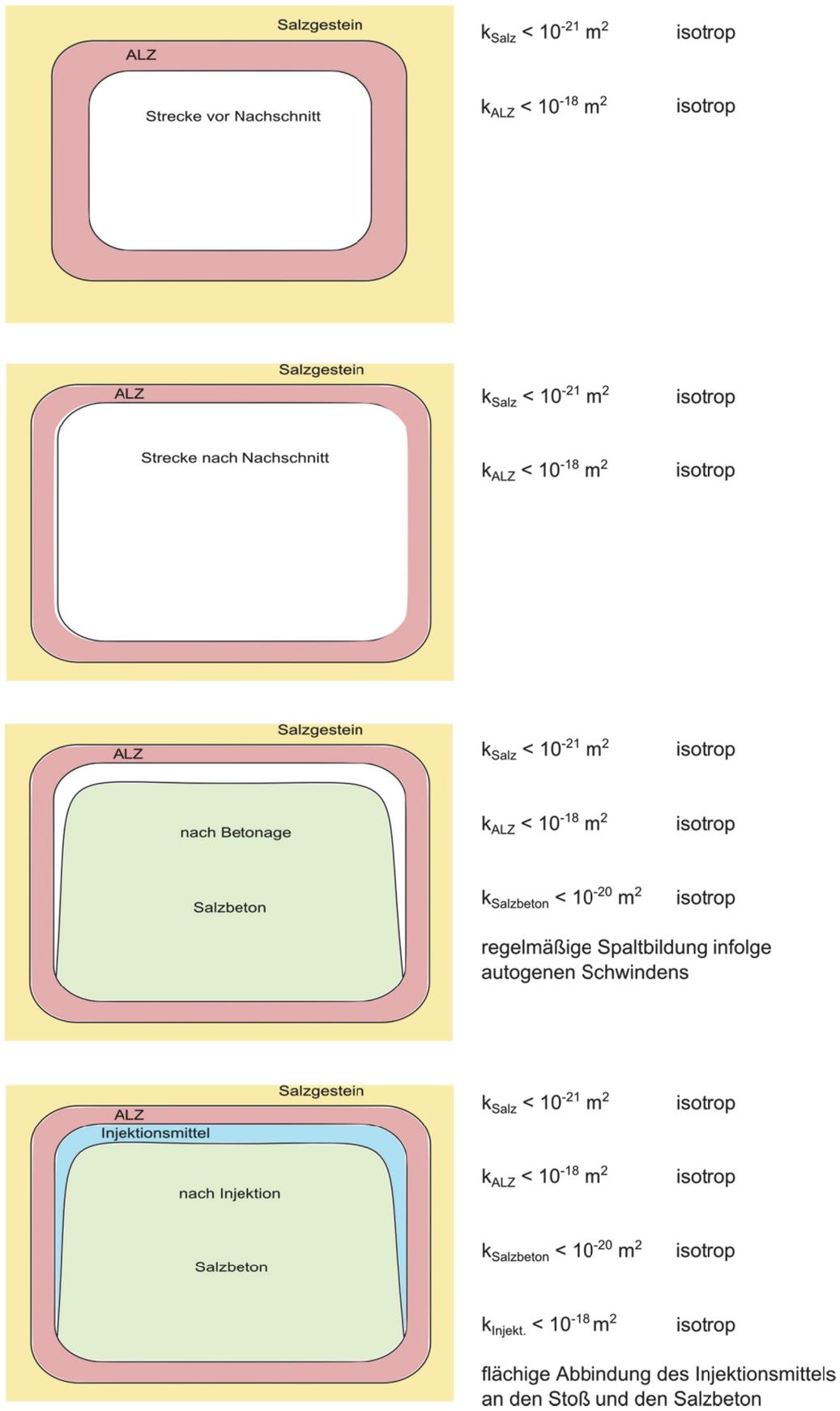


Abbildung 6: Modellvorstellungen eines Abdichtbauwerks im Steinsalz für ein Messprogramm

5 Erfahrungen mit dem Messprogramm während des in-situ Versuchs

Im Rahmen dieses Beitrages werden nur die Normalspannungs- und Porenfluiddruckmessungen betrachtet, die auch für zukünftige Abdichtbauwerke und Monitoringkonzepte von großer Bedeutung sein dürften. Abbildung 7 zeigt den Druckverlauf über die Zeit in der Druckkammer. Die Aufzeichnung des Drucks erfolgt an vier Stellen, wobei je zwei redundant sind. Nachdem der Damm fertiggestellt war, wurden vier pneumatische Vorversuche durchgeführt, um die grundsätzliche Funktionalität des Versuchssystems zu überprüfen. Auf der Grundlage des bereits oben angeführten Kriteriums wurde Ende Februar 2011 die Kontaktzone zwischen Gebirge und Damm injiziert. Ein hydraulischer Vorversuch wurde von Februar bis Anfang April 2012 durchgeführt, um die Funktion der Fluiddruckmessgeber zu untersuchen. Der hydraulische Hauptversuch läuft seit Anfang Mai 2012. Zu erkennen ist, dass bisher zwei konstante Druckniveaus bei 0,3 MPa und 0,7 MPa im Rahmen des Hauptversuchs aufgebracht wurden.

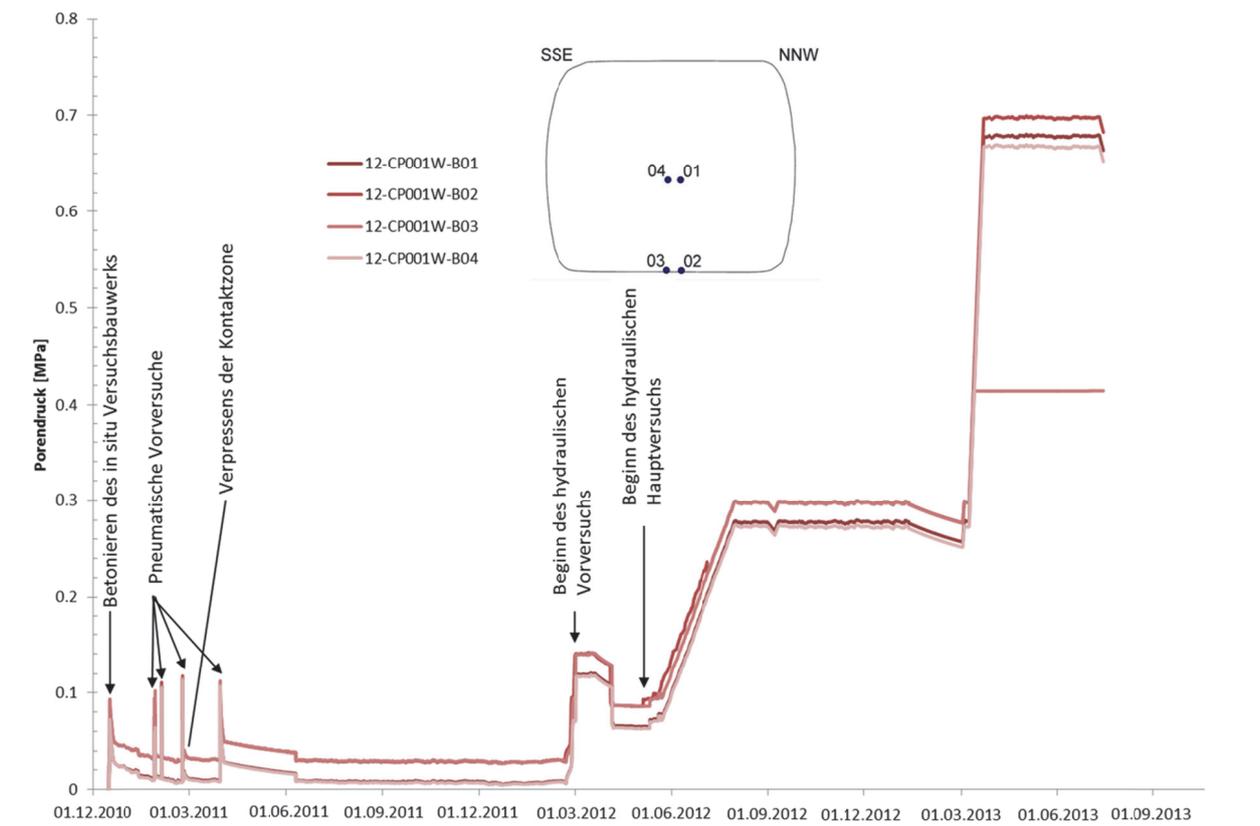


Abbildung 7: Entwicklung des Porendrucks über die Zeit in der Druckkammer

Die folgende Auswertung bezieht sich auf den hydraulischen Vorversuch, die darauf folgende Druckreduktion und die 2. Phase des hydraulischen Haupttests jeweils für einen

festen Zeitpunkt. Aus Abbildung 7 geht hervor, dass zu den ersten beiden Zeitpunkten alle Geber plausible Ergebnisse lieferten, während im Zuge der 2. Phase des Haupttests ein Geber nicht den eigentlich erwarteten Wert erreicht.

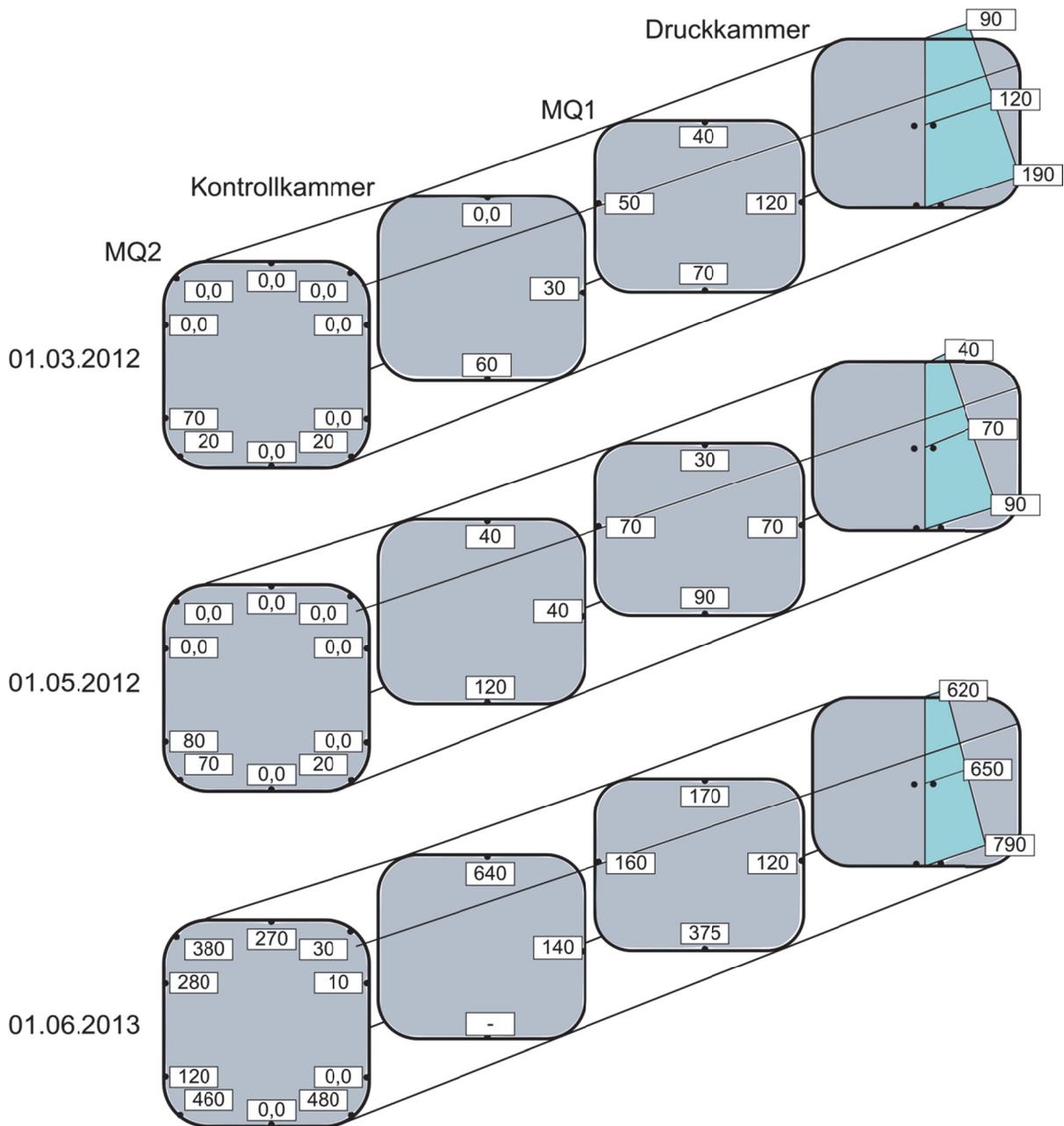


Abbildung 8: Porendruck (in kPa) in der Kontaktzone zu Beginn des hydraulischen Vorversuchs (01.03.2012), zu Beginn des hydraulischen Hauptversuchs (01.05.2012) sowie in einer Phase mit konstant hohem Druckniveau (01.06.2013)

Zur besseren Vergleichbarkeit und Bewertung der gemessenen Porendrücke bis zum MQ2, wurden die Porendrücke in der Druckkammer in die Firste extrapoliert (vgl. Abb. 8).

Der Abstand zwischen der Druckkammer und dem MQ1 beträgt etwa 1 m, bis zur Kontrollkammer 1,6 m und bis zum MQ2 2,5 m. Weiterhin sei darauf hingewiesen, dass die Kontrollkammer als umlaufende perforierte Leitung ausgebildet ist und der Druck lediglich in Abhängigkeit der geodätischen Höhen der Geber differieren dürfte. Für die folgenden Interpretationen wird unterstellt, dass die Geber exakt arbeiten.

Abbildung 8 zeigt im oberen Bild die Situation während des hydraulischen Vortests. Festzustellen ist zunächst, dass der Porendruck bis auf eine Ausnahme im MQ1 erwartungsgemäß abfällt. Scheinbar existieren jedoch hydraulische Wegsamkeiten ohne nennenswerten Widerstand zwischen der Druckkammer und MQ1 und, unter Umgehung der Kontrollkammer, zwischen MQ1 und MQ2. Möglich wären aber auch bevorzugte Fließwege mit unbestimmten Widerständen zwischen der Druckkammer und den Messquerschnitten. Der Druckverlauf über die Länge legt damit nahe, dass sich inhomogene Fließwege entlang der Kontaktzone ausgebildet haben. Eine mögliche Interpretation der Messwerte in der Kontrollkammer ist, dass wider Erwarten die hydraulischen Wegsamkeiten in der Sohle und an den Stößen einen geringeren Widerstand aufweisen als in der Firste. Der höhere Fluidruck in der Sohle widerspricht aber dieser Erwartung.

Nach dem hydraulischen Vorversuch wurde der Druck in der Druckkammer reduziert. Erwartungsgemäß hätten demzufolge die Porendrücke geringere Werte annehmen müssen. Dies konnte jedoch nur an zwei Sensoren beobachtet werden. Unterlegt sind die Erwartungen von der Modellvorstellung, dass die Fließwege keine druckabhängigen Permeabilitäten aufweisen. Bemerkenswert ist auch der Druck in der Sohle der Kontrollkammer, der höher ist als der Druck in der Druckkammer. Dies deutete auf Fluideinschlüsse hin, die durch das Gebirgsverhalten einen zusätzlichen Druck aufbauen.

In der 2. Phase des hydraulischen Haupttests erreicht die Fluidfront in der Kontaktzone den MQ2. Auch zu diesem Zeitpunkt ist keine kontinuierliche Abnahme von der Druckkammer über die Länge aufgrund hydraulisch gleichmäßiger Widerstände erkennbar. Die Situation ähnelt den beiden vorangegangenen Zeitpunkten.

Da die hier nicht dargestellten Porendruckmessgeber innerhalb des Abdichtungsbauwerks nicht ansprechen, ist auf der Grundlage der gemessenen Daten davon auszugehen, dass sich das Fluid im Wesentlichen über die Kontaktzone in inhomogen ausgeprägten Fließ-

wegen ausbreitet. Eine vereinfachten Modellvorstellungen entsprechende fortschreitende ebene Fluidfront ist somit nicht erkennbar.

Aufgrund der diskreten Fließwege ist es möglich, dass Sensoren umflossen werden. Darüber hinaus lassen sich für diese Fließwege auch druckabhängige Permeabilitäten unterstellen und es können Fluideinschlüsse auftreten, die ein unabhängiges Verhalten von den Drücken in der Druckkammer zeigen. Abschließend ist festzuhalten, dass mit vereinfachten Modellvorstellungen, die von einem ebenen Fortschreiten der Fluidfront im System Damm-Kontaktzone-ALZ-Wirtsgestein ausgehen, realitätsnahe Aussagen zur Permeabilität nicht zulassen. Selbst die Annahme einer homogenen, isotropen Permeabilität in der Kontaktzone trifft nicht zu. Abschätzungen zur Permeabilität sind somit zurzeit nur auf der Grundlage des verpressten Fluidvolumens und einer geschätzten Sickerlänge möglich.

In den Messquerschnitten MQ1 bis MQ4 wurden in der Kontaktzone Normalspannungsmessungen durchgeführt. Darüber hinaus wurden in den Messquerschnitten MQ2, MQ3 und MQ4 horizontale und vertikale Spannungen im Beton aufgezeichnet. Um eventuelle Spalten zwischen den Spannungsmessgebern (Druckkissen bzw. Spannungsmessstationen) und Gebirge oder Beton zu schließen, war es möglich die Messgeber nach Fertigstellung des Dammbauwerks zu injizieren.

In den Abbildungen 9 und 10 sind die Spannungs-Zeit-Kurven für MQ1 und MQ4 dargestellt. Deutlich erkennbar ist der Spannungsanstieg infolge der Hydratation nach dem Betonieren. In der sich anschließenden Abkühlphase nehmen die Spannungen wieder bis auf etwa null ab. Die Verpressung der Kontaktzone Ende Februar 2011 ist in den Messwerten kaum bis gar nicht erkennbar. Aufgrund der hinter den Erwartungen zurückbleibenden Spannungsraten fast aller Geber wurden exemplarisch die Geber 01 und 02 im MQ1 sowie 05 im MQ4 nachinjiziert. In den Abbildungen 9 und 10 ist dies an den Peaks zwischen ca. 3,5 und 4,5 MPa zu erkennen. Mit dieser Maßnahme werden die Spannungen an diesen Gebern auf ein höheres Niveau angehoben. Generell ist aber festzustellen, dass weder an den nicht injizierten noch an den injizierten Gebern die integral tatsächlich wirkenden Spannungen messtechnisch erfasst werden. Während bei den nicht injizierten Gebern aufgrund des mit hoher Wahrscheinlichkeit vorhandenen Spaltes zwischen Geber und Gebirge ein Spannungsanteil um den Geber herum geleitet wurde, wurde bei den injizierten Gebern infolge der Injektion eine Spannungskonzentration erzeugt.

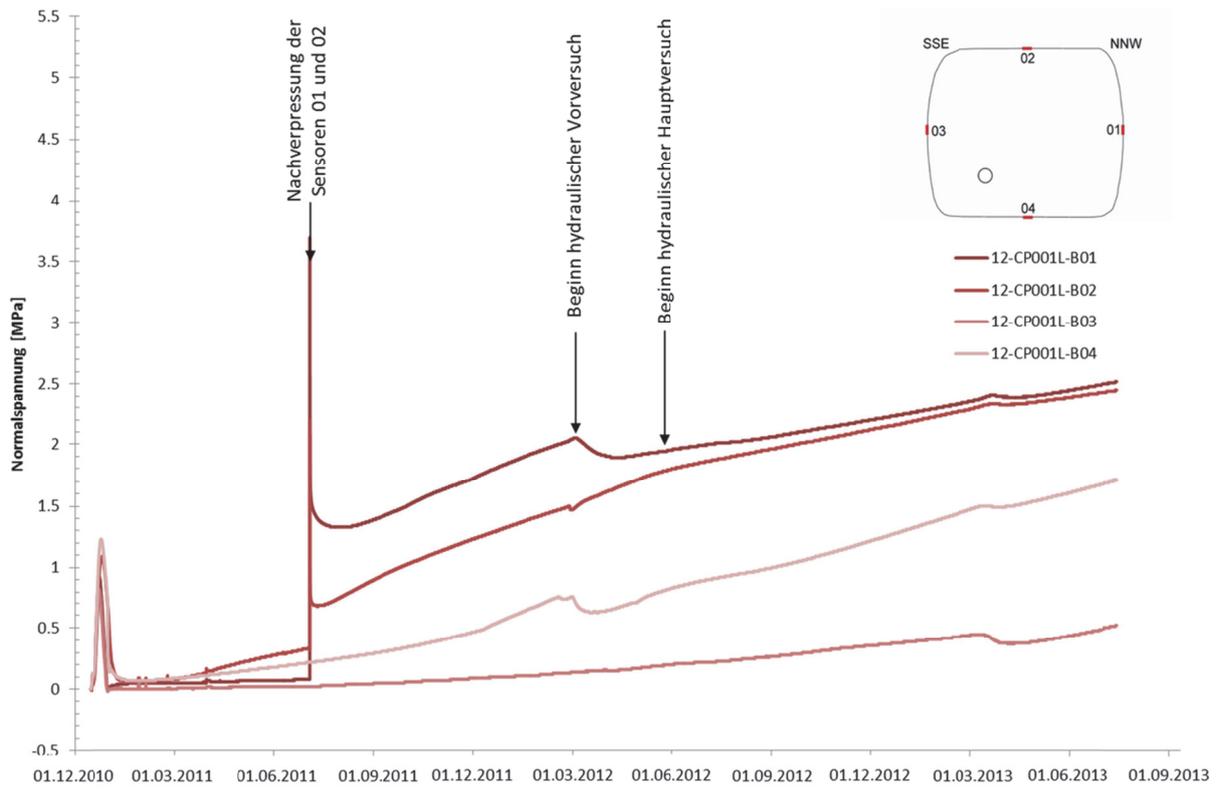


Abbildung 9: Entwicklung der Normalspannungen über die Zeit im MQ1

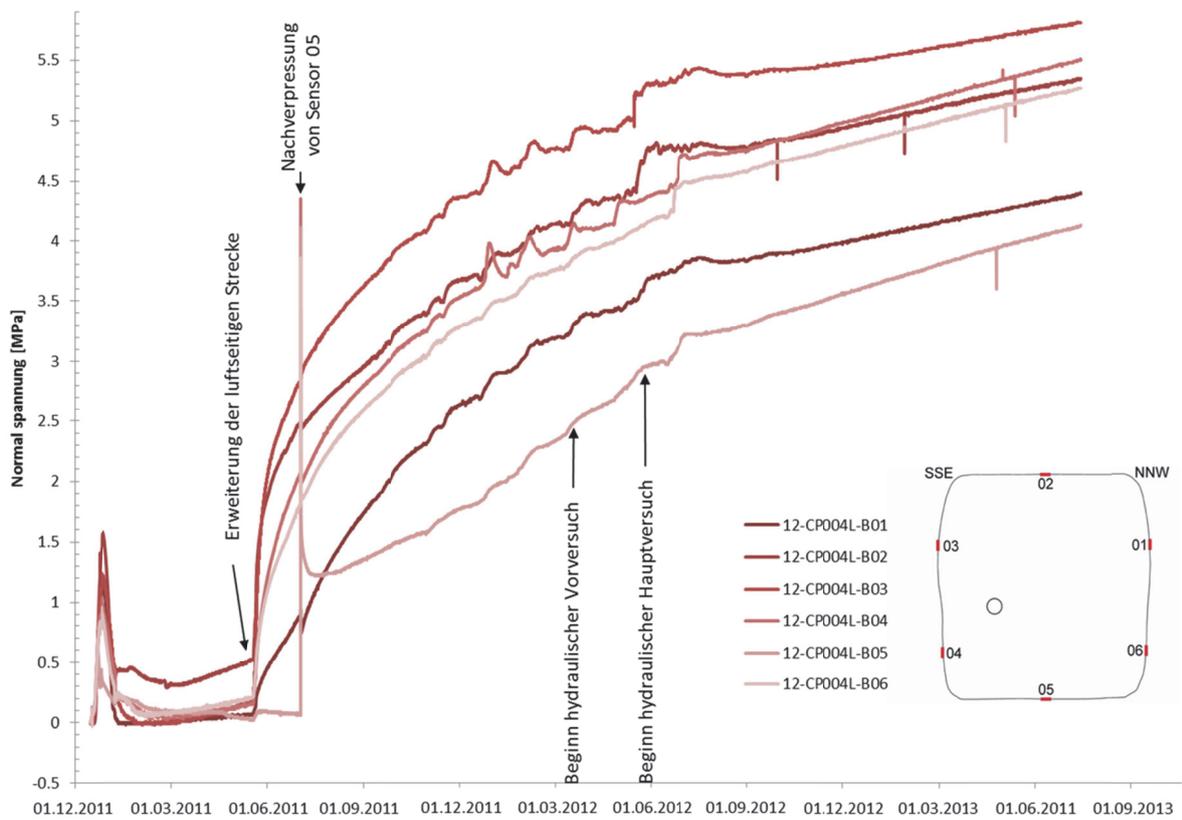


Abbildung 10: Entwicklung der Normalspannungen über die Zeit im MQ4

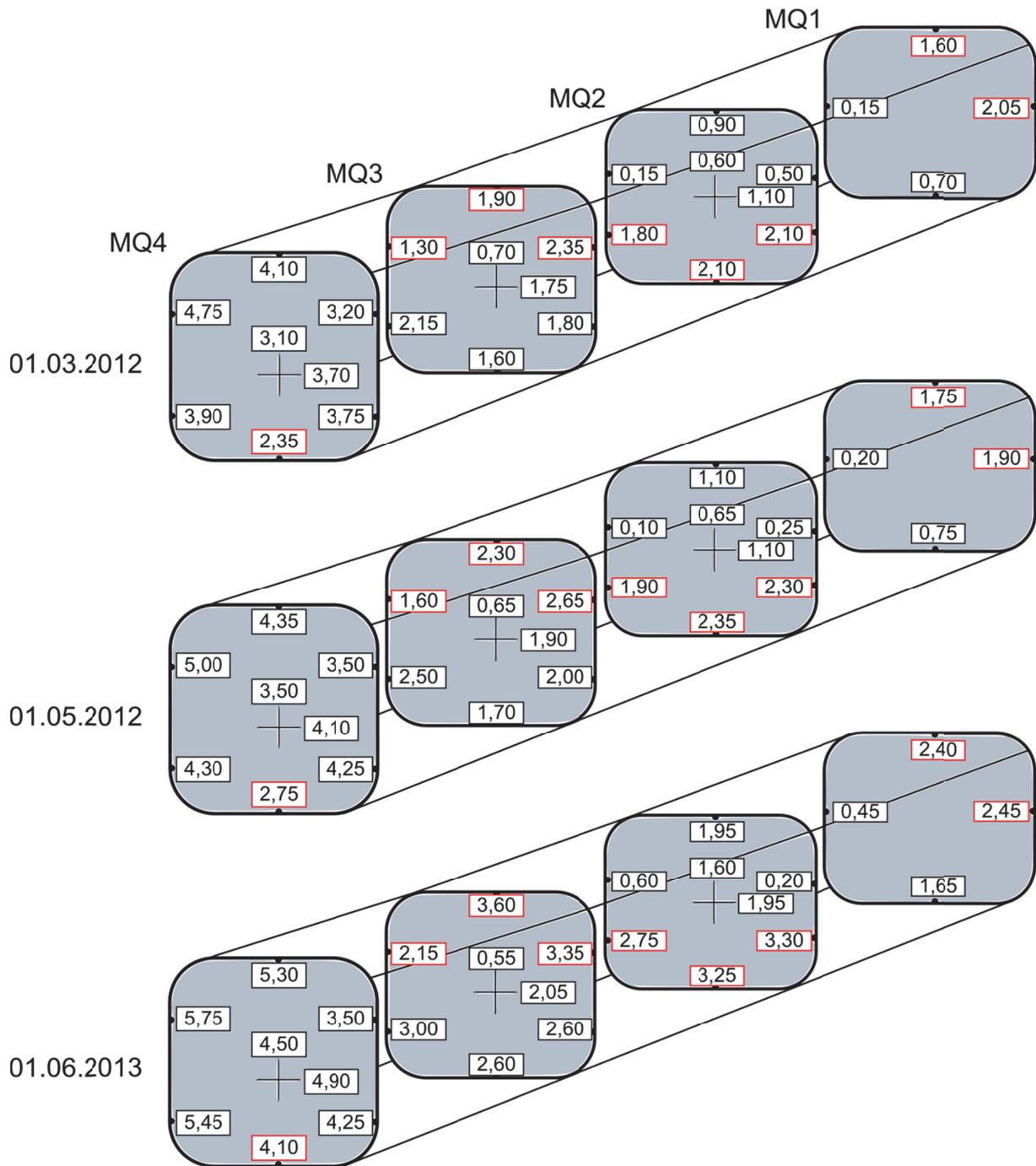


Abbildung 11: Normalspannungen (in MPa) in der Kontaktzone zu Beginn des hydraulischen Vorversuchs (01.03.2012), zu Beginn des hydraulischen Hauptversuchs (01.05.2012) sowie in einer Phase mit konstant hohem Druckniveau (01.06.2013)
 - Nachverpresste Sensoren sind rot gekennzeichnet

Die Spannungen an diesen Gebern schwingen zwar auf ein niedrigeres Niveau als den Injektionsdruck ein, dass es sich hierbei aber um die tatsächlich repräsentativen Spannungen in diesen Gebirgsbereichen handelt, ist kaum wahrscheinlich. Diese Vermutung wird auch durch die Spannungszeitverläufe der Geber 01 bis 04 und 06 im MQ4 gestützt.

Vor dem Nachinjizieren des Gebers 05 wurde luftseitig des Abdichtbauwerkes die Strecke erweitert, um Bohrungen in die Kontaktzone stoßen zu können. Die zeitnahe Reaktion an den anderen Gebern zeigt, dass hier Spannungsumlagerungen stattfinden, die wesentlich größere Spannungsrate nach sich ziehen, als vor dem Nachschnitt. Vermutlich vorhandene Spalten wurden offensichtlich kurzfristig geschlossen. Die Spannungszeitverläufe zeigen danach das erwartete Verhalten, was für die Geber im MQ1 eher nicht der Fall ist. Interessant im MQ1 ist auch, dass der hydraulische Vortest im Spannungsverlauf erkennbar ist. Die Frage, in wie weit das Effektivspannungskonzept hier gültig ist, d.h. ob es sich um Totspannungen oder Effektivspannungen handelt, lässt sich leider nicht beantworten. Einflüsse aus dem hydraulischen Haupttest lassen sich nicht erkennen. Festzustellen ist, dass die gemessenen Spannungen für diskrete Lokationen gelten, jedoch nicht repräsentativ für die Flächen Sohle, Firse und Stöße sind. Dies zeigt auch die Abbildung 11, in der für diskrete Zeitpunkte die Spannungen in den Messquerschnitten 1 bis 4 dargestellt sind. Über die Normalspannungen in der Kontaktzone hinaus sind auch die Spannungen im Bauwerk mit eingezeichnet. Die Spannungen an nachverpressten Gebern sind rot umrandet.

Wie bereits aus den Abbildungen 9 und 10 hervorging, nehmen die Spannungen im Allgemeinen über den zeitlichen Verlauf der Messung zu. Allerdings kann aus den Werten in den Querschnitten kein Gleichgewichtszustand abgeleitet werden. Hierfür müssten die jeweils horizontal gegenüber liegenden Geber annähernd gleiche Werte zeigen und die vertikal gegenüberliegenden Geber dürften sich nur um den Betrag der Höhe multipliziert mit der Wichte unterscheiden. Analog müssten sich auch die im Bauteil gemessenen Spannungen in das System einfügen. Festzustellen ist jedoch, dass die Spannungen in der Firse in den meisten Messquerschnitten höher sind, als in der Sohle. Eine mögliche Ursache hierfür könnte die Verpressung der Spalten in der Kontaktfuge sein. Auch der Vergleich der Normalspannungen in den Stößen zeigt weder ein einheitliches Verhalten, noch lässt sich ein Gleichgewichtszustand ableiten. Wären die Spannungen repräsentativ für die jeweiligen Flächen, so müsste der Damm sich sowohl horizontal als auch vertikal bewegen. Hierfür liegen keine Indizien vor. Derartige Bewegungen müssten auch auftreten, wenn man in die Gleichgewichtsbetrachtungen die parallel zu den Normalspannungen wirkenden zu mobilisierenden Scherspannungen aufnehmen würde. Es verbleibt die Hypothese, dass mit den Gebern nur lokale Spannungen aufgenommen werden, die offen-

sichtlich sehr prägnant von den örtlich vorhandenen Randbedingungen hinsichtlich einer Gewölbewirkung auf oder über die Geber abhängen. Weiterhin ist für den betrachteten Zeitraum von ca. 15 Monaten keine Angleichung der Werte aneinander festzustellen. Weitere Ergebnisse und Interpretationen zu den Messungen am in situ Versuchsbauwerk sind in [Mauke, 2012] und [Stahlmann, 2013] enthalten.

6 Schlussfolgerungen

Es zeigt sich, dass bei der Interpretation von Messergebnissen noch viele Fragestellungen offenbleiben. Die Messwerte zeigen nicht das auf der Grundlage von Modellvorstellung erwartete Verhalten. Einen maßgeblichen Einfluss darauf haben die Installationsbedingungen, die auch bei detaillierter Planung und sorgfältigstem Einbau nicht ideal sein müssen.

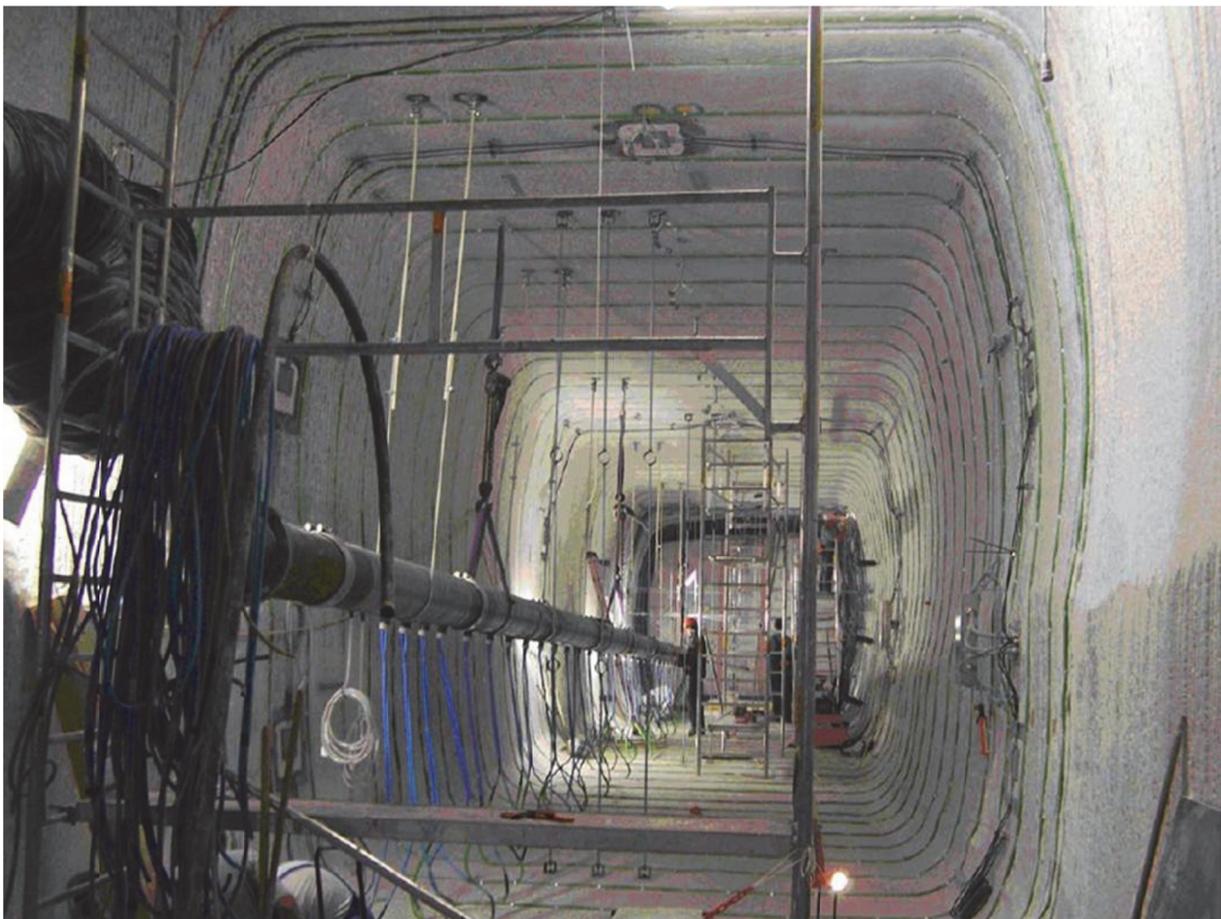
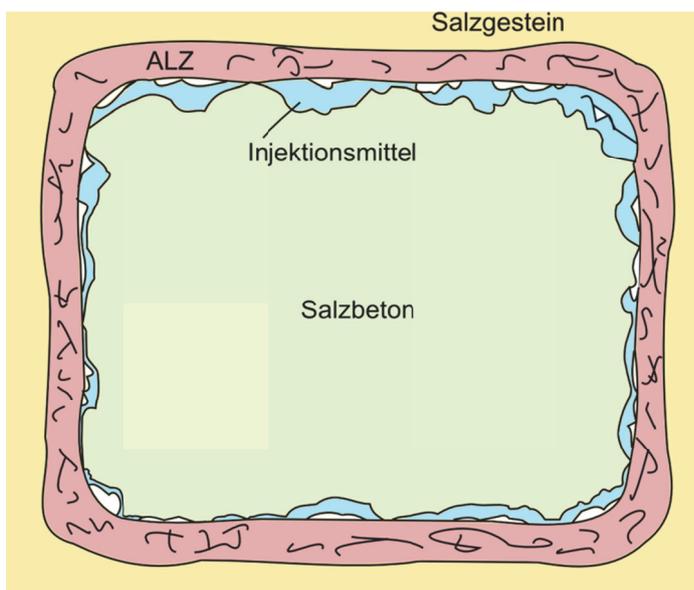


Abbildung 12: Montage der Messgeber [Stahlmann, 2011]

Abbildung 12 zeigt einen Blick in die Dammbaustrecke während der Installation der Messeinrichtung. Es ist erkennbar, dass die Homogenität und Isotropie durch die umfangrei-

chen Messkabel und Messgeberbefestigungen gestört ist. Darüber hinaus werden die Messwerte stark von den lokalen geologischen und geometrischen Bedingungen beeinflusst. So lassen die Messwerte den Schluss zu, dass sich der Salzbetonkörper nicht gleichmäßig vom Stoß gelöst hat und auch durch die Injektion keine flächige Anbindung zum Stoß und zum Salzbetonkörper erzielt werden konnte (vgl. Abb. 13). Darüber hinaus ist die Permeabilität in der ALZ aufgrund von Mikrorissen vermutlich nicht isotrop. Somit sind mit lokal angeordneten Gebern nicht unbedingt alle Strömungswege nachweisbar. Die Spannungsmessungen zeigen eine noch größere Unsicherheit, weil eine ausreichende und vollständige Anbindung des Sensors an das Gebirge zurzeit nicht gewährleistet werden kann. Auch eine Nachverpressung der Sensoren mit einer definierten Menge an Verpressgut führt zu nicht nachvollziehbaren Änderungen bei der Messung der Spannungen zwischen Gebirge und Abdichtbauwerk. Die Geber geben offensichtlich die Spannungen für den diskreten Ort des Gebers an. Es ist in den entsprechenden Flächen mit Spannungsumlagerungen in Form von sich ausbildenden Gewölben auszugehen und nicht mit gleichmäßigen Spannungsfeldern.



Permeabilität in der ALZ und der Kontaktzone anisotrop

keine flächige Anbindung des Injektionsmittels an den Stoß und den Salzbeton

keine regelmäßige Spaltbildung infolge autogenen Schwindens

Abbildung 13: Schnitt durch ein Abdichtbauwerk nach der Injektion – Hypothetische Realität

Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die Funktionalität des beschriebenen in situ Versuchsbauwerkes wie auch zukünftiger Abdichtbauwerke durch die Messergebnisse nicht negiert wird. Die Modellvorstellungen sind jedoch zu revidieren, damit ggf. erforderliche Prognosen ausreichend aussagekräftig werden. Im vorliegenden Fall wird es durch

das Aufkriechen des Gebirges zu einer Homogenisierung der lokalen Bedingungen kommen, die dann wieder den Modellvorstellungen genügen wird.

Literatur

Mauke, R.; Mohlfeld, M. (2010): In-situ Versuch für ein Abdichtungsbauwerk im Steinsalz – Zielstellung, Versuchsprogramm, geotechnische Instrumentierung; Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Braunschweig, Germany, 2010

Stahlmann, J.; Mauke, R.; Mohlfeld, M.; Missal, C. (2011): Salt and Rock Mechanic Challenges at the Verification of Drift Seal Systems at the Morsleben Repository, Germany; 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics - Harmonising Rock Engineering and the Environment, Herausgeber: Qian; Zhou, Beijing, China, 2012

Manthee, F.; Fischle, W. R.; Paehge, W.; Rathke, C.; Mauke, R. (2011): Results of stress and strain measurements in a barrier made of salt concrete, 8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics, Berlin, Germany, 2011

Mauke, R.; Stahlmann, J.; Mohlfeld, M. (2012): In-situ verification of a drift seal system in rock salt – operating experience and preliminary results, 7th Conference on the Mechanical Behaviour of Salt, Herausgeber: Bérest, P.; Ghoryci, M.; Hadj-Hassen, F.; Tijani, M., Paris, France, 2012

Stahlmann, J.; Mauke, R.; Mohlfeld, M., Missal, C. (2013): Monitoring of Sealing Dams - Experiences from a Test Set-Up at the Repository ERAM, Germany; Monitoring in Geological Disposal of Radioactive Waste: 'Objectives, Strategies, Technologies and Public Involvement', International Conference and Workshop 19-21 March 2013, Luxembourg, 2013

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

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Dipl.-Ing. Christian Missal

c.missal@tu-braunschweig.de

Jutta Pruter, B.Sc.

j.pruter@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Beethovenstraße 51 b, 38106 Braunschweig

Tel.: 0531/391-62000

Automatisierte Messung der Korngeometrie von Gesteinskörnungen – Anwendung bei der Evaluierung von Verschleißtests

Dipl.-Ing. Dr.techn. Holger Bach

1 Kurzfassung

Abrasionstests wie der Los-Angeles-Test und der Devaltest dienen der Bestimmung der Abriebfestigkeit granularer Medien – z.B. Bahnschotter. Obwohl für viele für Bahnschotter relevante Gesteinsarten z.T. jahrzehntelange Wertereihen vorliegen, ist ein direkter Zusammenhang zwischen den Testergebnissen und dem Verhalten des Schotters in situ nicht immer gegeben.

Im vorliegenden Beitrag wird der Einfluss der Korngeometrie (Kornform und Rundungsgrad) auf Wert und Streuung der Testergebnisse untersucht. Für insgesamt 14 Schottersorten wurden Los-Angeles-Tests nach EN 1097-2 bzw. EN 13450 sowie Devalversuche nach BS 812:1951 durchgeführt und ausgewertet. Dabei wurde die Korngeometrie der Proben jeweils vor und nach dem Versuch bestimmt. Hierzu wurde die automatisiert arbeitende Prüfmaschine Petroscope herangezogen. Petroscope erlaubt die berührungslose Prüfung von großen Mengen eines granularen Haufwerks. Die Korngeometrie eines jeden Kornes wird auf +/- 0,15 mm genau aufgemessen und ein 3D-Drahtmodell erstellt. Eine leistungsfähige Software gibt die geometrischen Kenndaten der geprüften Charge (Kornformklasse nach ZINGG, Rundungsgrad nach POWERS, Spherizität, Kornformkennzahl, Plattigkeitszahl, etc.) detailliert aus.

Es wird aufgezeigt, dass die Abriebfestigkeit von Schotterproben nicht nur durch deren mineralogische Zusammensetzung (u.a. Quarzäquivalent und Mineralbindung), sondern auch von der zufallsbedingten Verteilung der Kornform und des Rundungsgrades der Probe beeinflusst wird. Es werden Vorschläge für eine verbesserte Versuchsdurchführung gemacht, die geeignet wäre, die Streubreiten der Ergebnisse einzugrenzen.

2 Einleitung

Grobe Gesteinskörnungen werden u.a. im Dammbau, als Betonzuschlag und als Bahnschotter verwendet. Erwünschte mechanische Eigenschaften sind neben einer hohen Scherfestigkeit vor allem Verschleißgrößen wie eine geringe Bruchneigung bzw. eine hohe Schlagzähigkeit (s. Bild 1C), eine hohe Kantenstabilität (Bild 1B) und eine geringe Abradierbarkeit (Bild 1D). Zur Überwachung dieser Verschleißparameter existiert eine Vielzahl von

Verschleißtests. Für Bahnschotter haben sich international der Schlagzertrümmerungstest ((Österreichisches Normungsinstitut 2006) und (Österreichisches Normungsinstitut 2004)), der Los-Angeles-Test und der Mikro-Devaltest (Österreichisches Normungsinstitut 2004) bzw. der Wet-Attrition-Test (British Standards Institution 1951) durchgesetzt.

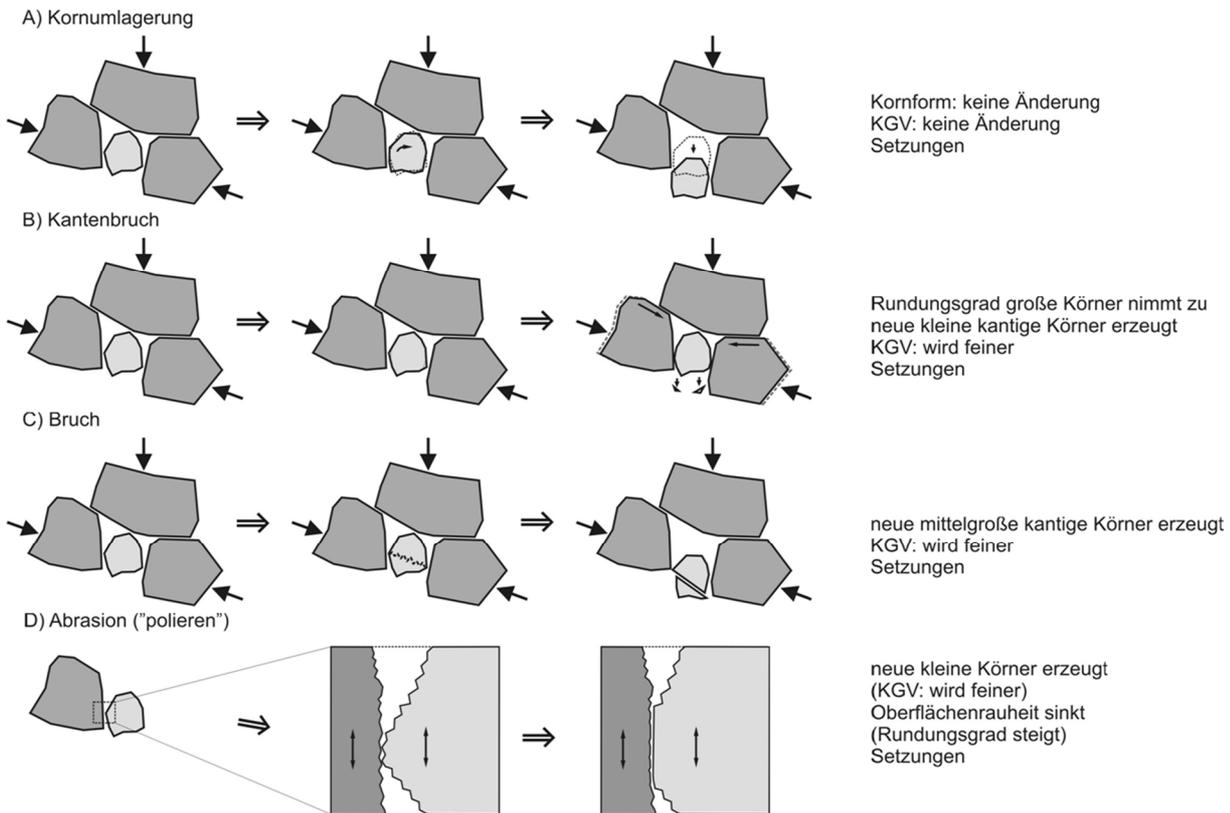


Bild 1: Verschleißtypologie von Gesteinskörnungen am Beispiel von Bahnschotter

Obwohl für viele Gesteinsarten z.T. jahrzehntelange Wertereihen vorliegen, ist ein direkter Zusammenhang zwischen den Testergebnissen und dem Verhalten des Schotters *in situ* nicht immer gegeben. Auch ist nicht immer ersichtlich, ob tatsächlich die gewünschten Verschleißgrößen abgeprüft werden. Die Ergebniswerte der Versuche weisen weiters große Streuungen auf, wofür neben den Streubreiten der mechanischen Eigenschaften auch die relative geringen Probemengen und die großen Prüfintervalle verantwortlich sein könnten (vgl. Tabelle 1).

Zur Untersuchung der Ursachen der genannten Ergebnisschwankungen und zur Analyse des Lastregimes von Verschleißtests ist die präzise Messung der Korngeometrie (Kornform, Rundungsgrad) der Proben notwendig.

Schotterbedarf ÖBB: ca. 950.000 to/a - Körnung 22.4 / 63 mm				
Testverfahren	Nr. Einzeltests	Probemenge pro Einzeltest	Körnung	Kornanzahl pro Einzeltest
	[N/a]	[kg]	[mm]	[N/Test]
Schlagzertrümmerung	3 * 2 = 6	ca. 3,05	31.5 / 40	ca. 40
LA-Test	1 * 2 = 2	10	31.5 / 50	85 - 105
Mikro-Devaltest	2 * 2 = 4	10	31.5 / 50	85 - 105
vgl. Wet Attrition Test	-	5	37 / 51	36 - 49

Tabelle 1: Qualitätssicherung Bahnschotter – Prüfumfang ÖBB als Beispiel (ex (Österreichische Bundesbahnen (ÖBB) 2007)) – Vergleich mit Wet Attrition Test

3 Verwendete Schottersorten und Testkonzept

Zwischen 2012 und 2013 wurden am Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft an der TU Graz umfangreiche Reihenversuche (290 LA-Tests, 350 Schlagzertrümmerungstests und 225 Wet-Attrition-Tests) mit insgesamt 14 Schottersorten durchgeführt, die gleichzeitig die wichtigsten Lieferwerke der ÖBB repräsentieren. Im Einzelnen handelte es sich um

- 5 Granite (Nummern 01, 09, 12, 13 und 15)
- 3 Diabase (Nummern 05, 07, 08 (ident mit 14))
- 2 Granulite (Nummern 06 und 10)
- je einen Basalt (Nr. 02), Granitporphyr (Nr. 03), Dunit (Nr. 04) und Dolomit (Nr. 11).

Eine Charge von Schottersorte 08 wurde zusätzlich in einem anderen Lieferwerk gebrochen und als Nummer 14 deklariert, um den Einfluss der Brechertechnik auf Kornform und Rundungsgrad abschätzen zu können.

Nach dem Zuwiegen der Probe wurden Kornform und Rundungsgrad eines jeden Korns präzise aufgemessen, sodann der Verschleißtest nach Norm durchgeführt und die Probe hiernach wiederum geometrisch vermessen, so dass z.B. das Maß der Kornrundung und des Kornbruchs quantifiziert werden konnte (vgl. Bild 2). Einige Gesteinsarten wurden zusätzlich per händischer Sortierung in jeweils zwei Subgruppen getrennt (nach Maßgabe von Kornform, Farbe, Struktur und Textur) und hieraus eigene Proben formiert, um den Einfluss der Varietät der petrographischen Zusammensetzung abschätzen zu können.

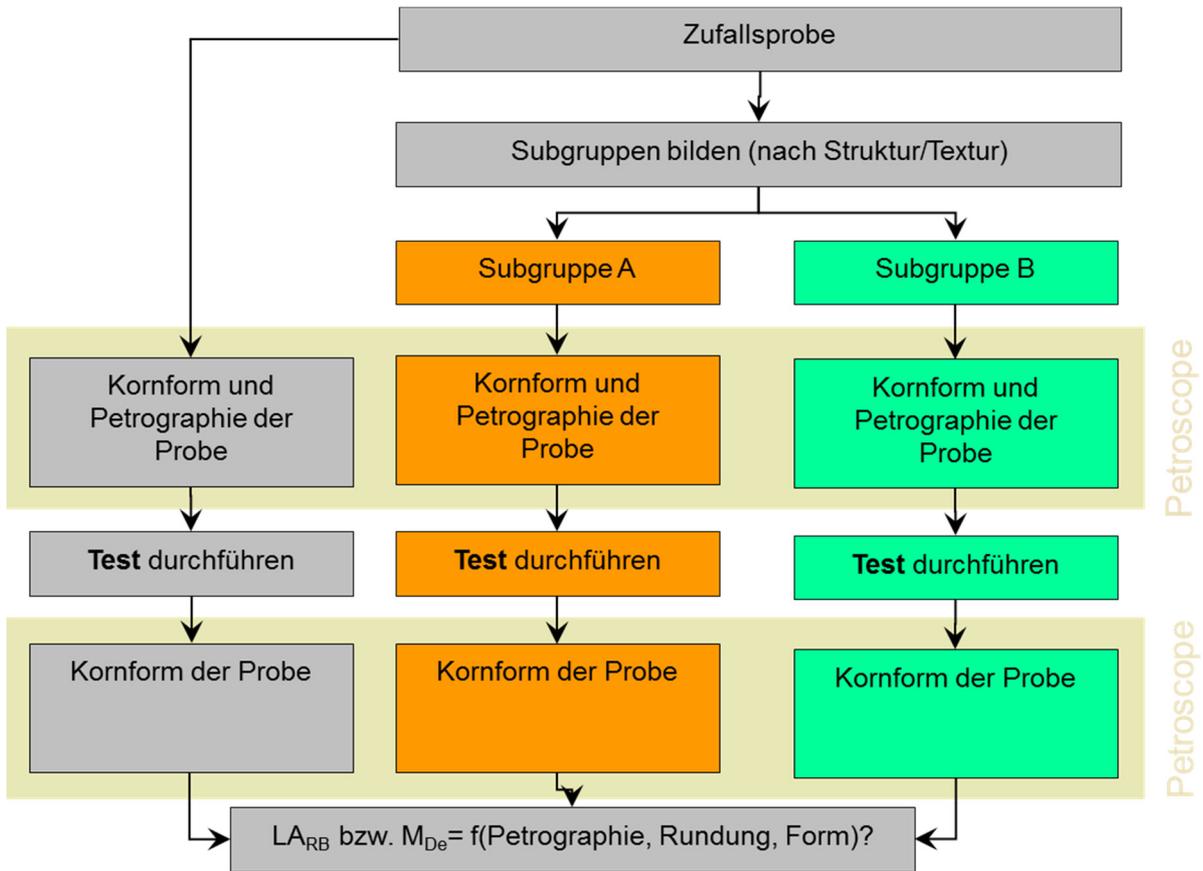


Bild 2: Testkonzept

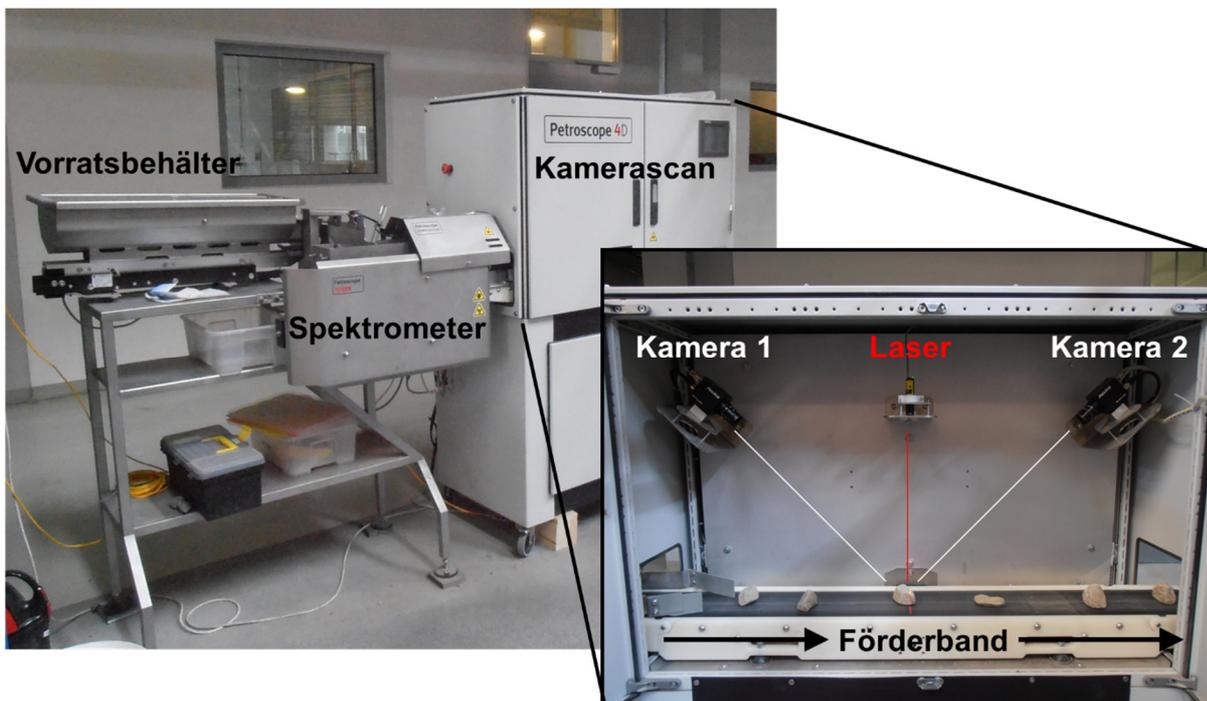


Bild 3: Prüfgerät „Petroscope 4D 4/63“ – Ansicht und Detail Kamerascan

Zur Bestimmung von Kornform und Rundungsgrad wurde das Prüfgerät „Petroscope© 4D 4/63“, hergestellt durch Petromodel ehf/GmbH (EUREKA 2001, EUREKA 2005, Helgason, Lee et al. 2006) herangezogen. Basierend auf einem Kamerascan (vgl. Bild 3) ermittelt Petroscope ein 3D-Bild der oberen Hemisphäre des Kornes mit einer Genauigkeit von ca. +/- 0.15 mm und errechnet hieraus die Siebweite, das Kornvolumen, die drei Hauptachsen, Plattigkeits- und Stengelrigkeitszahl nach (Zingg 1935) sowie den Rundungsgrad nach (Powers 1953) und (Lee, Smith et al. 2007).

Der Rundungsgrad wird mittels der Maßzahl PropA [%] („Proportion of Angles“) ausgedrückt. Ausgehend vom 3D-Bild des betreffenden Kornes und den errechneten Hauptachsenlängen wird ein virtueller Prüfkörper in Form eines Rotationsellipsoids gebildet, dessen Hauptachsen um den Faktor $\frac{1}{3}$ gegen die des Referenzkörpers skaliert sind. Dieser Prüfkörper bestreicht nun unter Beibehaltung der Hauptachsenrichtungen den als innen hohl angenommenen Referenzkörper. PropA gibt den Volumenanteil des Referenzkörpers an, der vom Prüfkörper nicht bestrichen werden konnte ((Lee, Smith et al. 2005), (Lee, Smith et al. 2007)). Je höher also PropA, desto kantiger ist das betreffende Korn.

Ebenfalls ausgehend von den Hauptachsenlängen wird die Plattigkeitszahl FR („flatness ratio“; Verhältniswert der Längen der kleinsten zur mittleren Hauptachse) und die Stengelrigkeitszahl ER („elongation ratio“; mittlere zu größter Hauptachse) berechnet.

Nachfolgend sollen beispielhaft die Ergebnisse der Wet-Attrition-Tests wiedergegeben und analysiert werden. Für den Wet Attrition-Test („Devaltest“) werden 5 kg Probenmaterial der Körnung 37/51 zusammen mit 5 l Wasser in die zylindrische Versuchstrommel (Durchmesser 200 mm, Länge 340 mm) gegeben (Füllgrad der Trommel ca. 30%). Die Trommel ist 30° gegen die Waagrechte geneigt an einer horizontal verlaufenden Welle angebracht. Nach 10000 Umdrehungen mit 33 [1/min] wird die Probe durch ein 2.36 mm-Sieb abgesiebt. Der Ergebniswert WAV („Wet Attrition value“) entspricht dem Siebdurchgang in Masse-%.

4 Streubreiten von Kornform und Rundungsgrad – Einfluss der Probenmasse

Bild 4 zeigt die Summenkurve der Maßzahl des Rundungsgrads, PropA, für neun Gesteinsarten. Die Klassengrenzen nach (Powers 1953) sind mit dargestellt. Es liegt fast durchwegs „kantiges“ (~ 15%) und „sehr kantiges“ (52 - 70%) Korn vor. Alle Gesteinsarten weisen ähnliche Rundungsgrad-Verteilungen auf. Der Mittelwert PropA₅₀ variiert um maximal 2%. Es zeigt sich auch, dass die Klassengrenzen nach POWERS zur Binnendifferenzierung des Rundungsgrades von sehr kantigem Korn nicht geeignet sind.

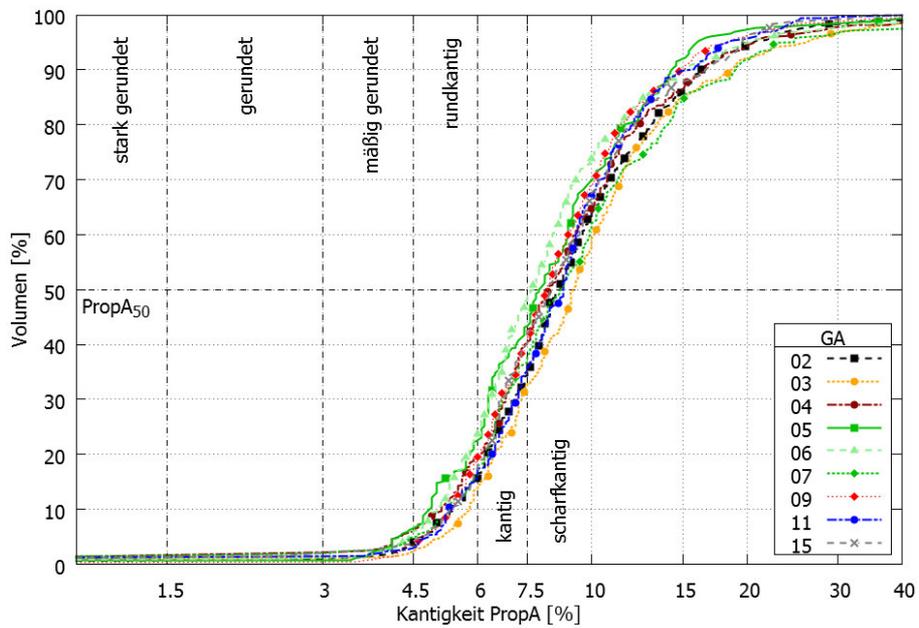


Bild 4: Summenkurven für den Rundungsgrad PropA für neun Gesteinsarten ($n \approx 1000$ Partikel pro GA). Logarithmische Darstellung.

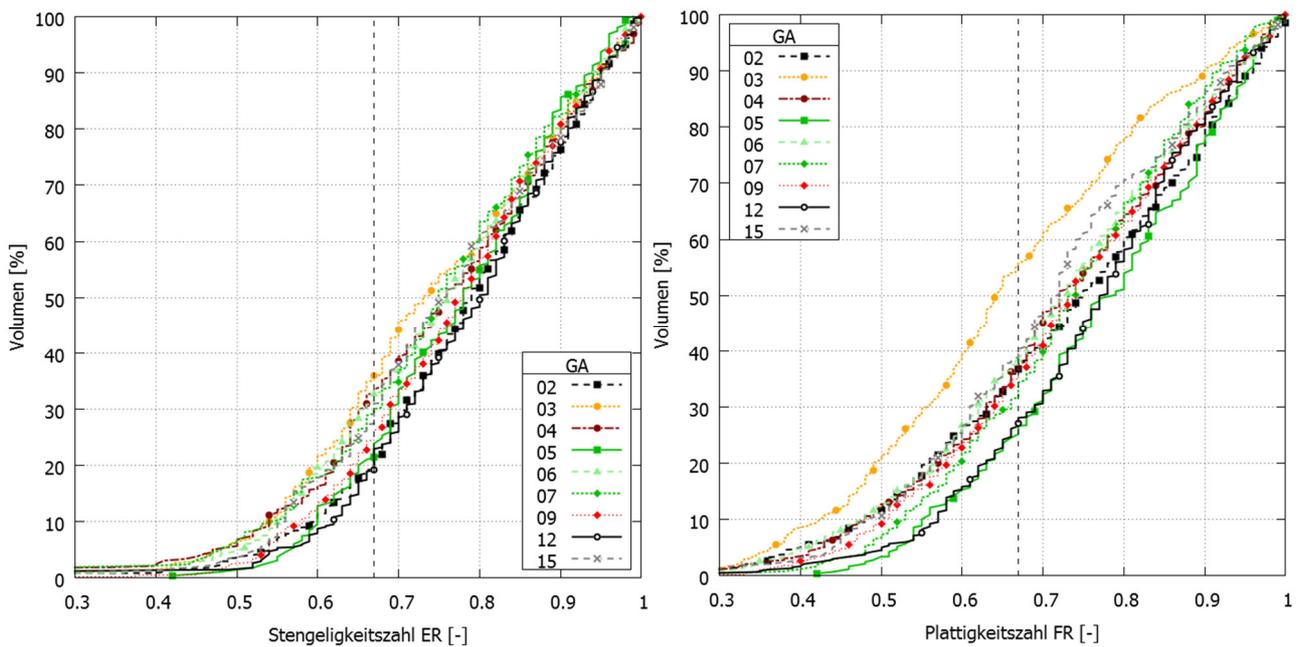


Bild 5: Summenkurven für Stengeligkeits- und Plattigkeitszahl für neun Gesteinsarten ($n \approx 1000$ Partikel pro GA).

Sowohl die Plattigkeits- als auch die Stengeligkeitszahl weisen große Bandbreiten auf (Bild 5). Plattigkeitszahlen < 0.3 und Stengeligkeitszahlen < 0.45 kommen kaum vor. Entsprechend geformte Körner sind wohl zu bruchanfällig, um Vorsiebung und Transport zu überstehen. Für alle Gesteinsarten liegen annähernd lineare Verteilungen der Formkennzahlen vor. Der Anteil nicht-kubischer Körner variiert Gesteinsartbezogen stark (ER 18 – 36%; FR 27 – 55%). Insbesondere GA 03 weist einen hohen Anteil nicht-kubischer Körner auf.

5 Zusammenhang mit Verschleißtestergebnissen

Die Zusammenstellung von Mittelwerten und Standardabweichungen des Ergebniswerts WAV der Testreihen (Tabelle 2) zeigt, dass unbefriedigend hohe Streubreiten vorliegen. Die normativ festgelegte Anzahl von drei Einzelversuchen ist nicht ausreichend, um ein 95%-Konfidenzintervall von 10% des Mittelwerts oder von 0,5 Masse-% sicherzustellen. Hierzu wären z.T. mehr als 30 Einzelversuche notwendig.

GA	Mittelwert WAV [%]	Std.Abw. s [%]	Anzahl Tests n [-]	Konf.Int. Cl _{0.95} [%]	min Nr. Tests für Cl _{0.95} < 0,1 WAV [-]	min Nr. Tests für Cl _{0.95} < 0,5% [-]
1	5.242	0.395	15	0.219	5	5
2	5.299	0.494	17	0.254	6	7
3	8.826	1.115	9	0.857	9	22
4	14.686	0.749	9	0.576	4	12
5	10.054	1.330	10	0.951	10	30
6	5.166	0.763	18	0.379	11	12
7	8.316	0.607	7	0.561	5	9
8	9.756	0.824	8	0.689	6	13
9	4.292	0.263	18	0.131	4	4
10	3.969	0.373	15	0.206	6	5
11	9.411	0.724	16	0.386	5	11
12	7.607	1.543	15	0.854	19	39
13	5.895	0.552	8	0.461	6	8
14	7.959	1.412	8	1.180	22	34
15	12.488	0.558	6	0.585	10	8

Tabelle 2: Devaltests: Ergebnisstreuungen und Konfidenzintervalle

Der Ergebniswert WAV als Siebdurchgang des 2.36mm-Siebes repräsentiert das Feinkorn, dass durch Abrasion (vgl. Bild 1D) und durch Abrundung bzw. Kantenbruch (vgl. Bild 1B) entstanden ist. Feinkorn zufolge Kornbruch (vgl. Bild 1C) dürfte nur eine geringe Rolle spielen, da beim Devaltest kaum Kornbruch auftritt.

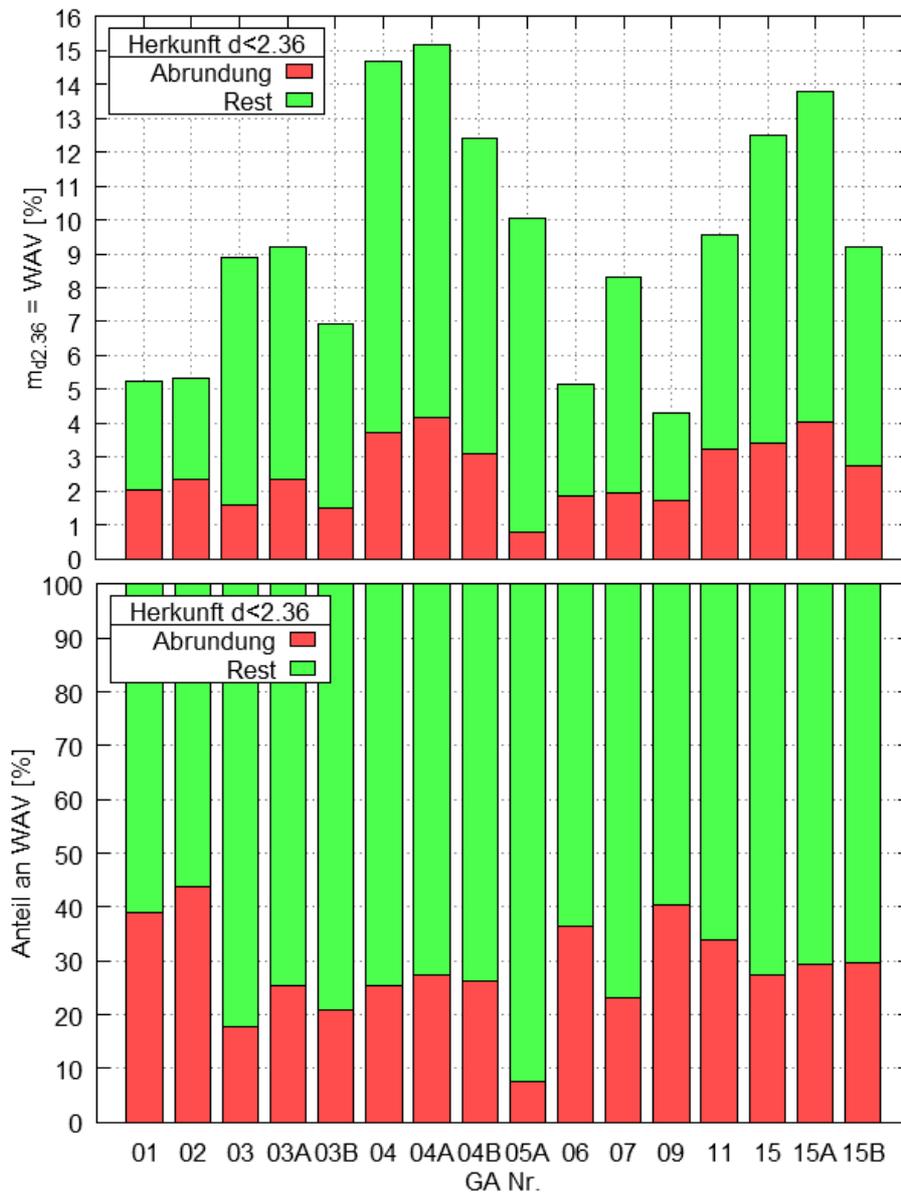


Bild 6: Devaltests – Anteil WAV aus Abrundung nach Gesteinsart in Masse-% (oben) und als Anteil (unten; n ≈ 1000 Partikel pro GA)

Die Messung des Rundungsgrads vor (P) und nach (A) dem Versuch erlaubt eine Abschätzung der Anteile von Abrundung und Abrasion am Ergebniswert WAV. Es gilt:

$$m_{d2.36,abrund} [\%] = 100 (PropA_{50,P} [-] - PropA_{50A} [-]) m_A [g] / m_P [g] \quad (1)$$

Bild 6 zeigt, dass der Feinkornanteil zufolge Abrundung gesteinsartbezogen zwischen 0.8 und 4.2% (bzw. 7.7 bis 43.9% der Gesamtsumme) variiert. Der Rest an Feinkorn muss folglich aus Abrasion (und evtl. Kornbruch) stammen:

$$m_{d2.36,Rest} = WAV - m_{d2.36,abrund} \quad (2)$$

$m_{d2.36,Rest}$ variiert zwischen 3.0 und 11.0% (entsprechend 56.1 bis 92.3% der Gesamtsumme). Eine Korrelation zwischen $m_{d2.36,abrund}$ und WAV ist nicht gegeben. Vom Ausgangsrundungsgrad kann also nicht auf das Maß der Abrundung geschlossen werden (Bild 7).

Dieser Befund ist im Hinblick auf die Aussagekraft des Testergebnisses als problematisch zu werten. Die Kantenstabilität spielt für viele Anwendungsgebiete eine zentrale Rolle (insbesondere im Hinblick auf Setzungen und Scherfestigkeit), während die Abradierbarkeit meist als nachrangig angesehen wird.

Sowohl der Ergebniswert WAV als auch der Anteil zufolge Abrundung variieren zwischen den beiden Subgruppen derselben Gesteinsart erheblich (s. GA 03A und 03B bzw. 04A und 04B). Ein Teil der beobachteten Ergebnisstreuungen dürften also auf die probenweise variierende, zufällige Verteilung von Körnern der beiden Subgruppen in den normalen, nicht vorsortierten Probechargen zurückzuführen sein.

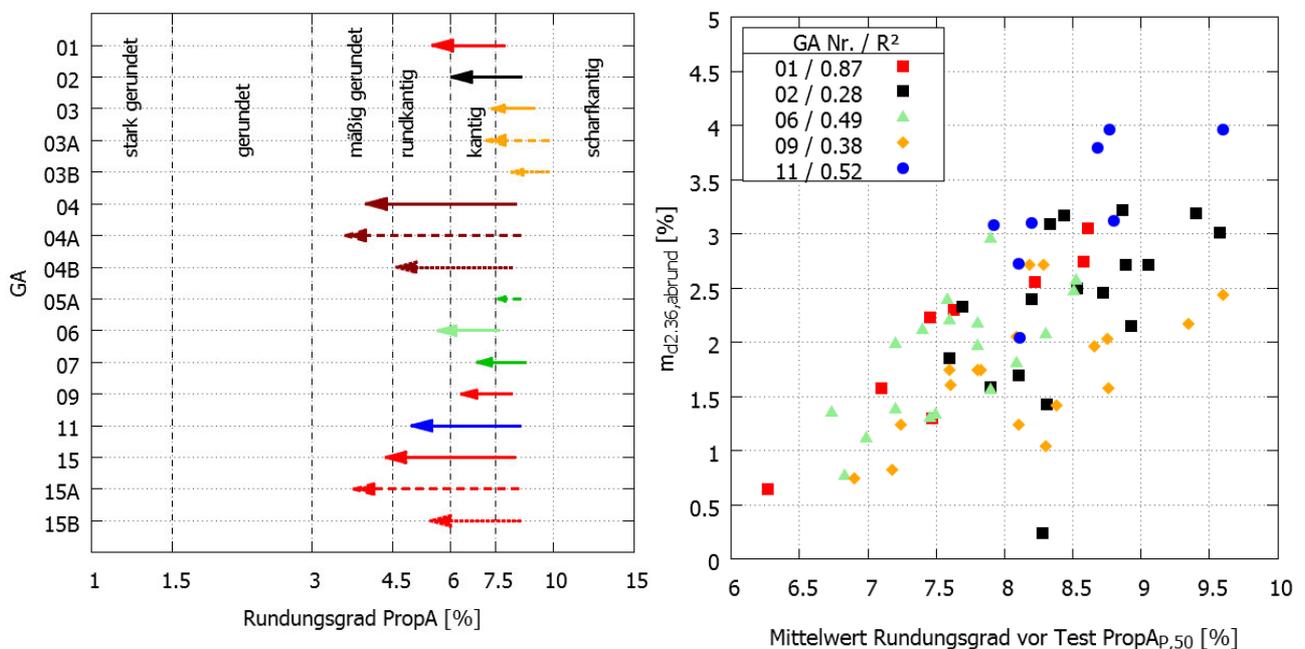


Bild 7 (links): Devaltests – Maß der Abrundung

Bild 8 (rechts): Devaltests – Rundungsgrad vor dem Test und Anteil WAV aus Abrundung für Einzeltests der Gesteinsarten 01, 02, 06, 09 und 11 ($n \approx 40$ Partikel pro Test) – Bestimmtheitsmaß R^2

Auf Probenebene ist ein Zusammenhang zwischen mittlerem Rundungsgrad der Probe ($\text{PropA}_{P,50}$) und $m_{d2.36,abrund}$ gegeben (Bild 8). $\text{PropA}_{P,50}$ streut innerhalb einer Gesteinsart stark. Dies ist auf die geringe Kornanzahl (je ca. 40 Partikel) der Testcharge zurückzuführen.

Ähnlich große Streuungen weisen auf Probenebene die Verteilungen der Formkennzahlen ER und FR auf. Ein Einfluss auf den Ergebniswert ist aber – im Gegensatz zu entsprechenden Untersuchungen beim Los-Angeles-Test (Bach 2013) - nicht zu erkennen: Das Lastregime des Devaltests führt auch bei ungünstig geformten Körnern nur selten zu Kornbruch.

6 Vorschläge für ein verbessertes Vorgehen und Ausblick

Die beobachteten Streubreiten des Ergebniswerts WAV des Wet-Attrition-Tests sind offensichtlich teilweise auf die starke probeweise Streuung von Kornform und Rundungsgrad und auf die kleine Probemenge zurückzuführen. Zur Abhilfe bieten sich folgende Strategien an:

1. Versuchswiederholung. Dies führt zu hohen Aufwendungen für die große hierzu notwendige Anzahl von Einzelversuchen (vgl. Tabelle 2).
2. Durchführung des Versuchs mit deutlich vergrößerter Probemenge. Dies impliziert ebenfalls deutlich größere Versuchseinrichtungen, große Erschwernisse beim Handling der schweren Proben und mangelnde Vergleichbarkeit der Testergebnisse mit vorliegenden Zeitreihen älterer Tests.
3. Genaue normative Vorschreibung von Kornform („nur gedrungenes Korn“) und Rundungsgrad („stark gerundetes und extrem scharfkantiges Korn aussortieren“). Dies bringt einen erheblichen Sortieraufwand mit sich und stellt die Repräsentativität des Ergebnisses in Frage, da die aussortierten Körner ja weiterhin für die entsprechende bautechnische Verwendung herangezogen werden.
4. Präzise Messung von Kornform und Rundungsgrad (+ Detektion des Anteils allfällig vorliegender Subgruppen) der abgewogenen Probe und statistische Auswertung (Sensitivitätsanalyse) der Einflüsse auf das Ergebnis; Herleitung eines Korrekturfaktors.

Das letztgenannte Vorgehen hat sich im Zuge des gegenständlichen Forschungsprojekts als erfolgversprechend erwiesen. Mittels eines statistischen Prognosemodells konnte aus der Kenntnis von Gesteinsart, allfällig vorliegender lithologischer Subgruppe und Verteilungsfunktionen von Plattigkeits- und Stengelheitszahl sowie Rundungsgrad auf den Ergebniswert des Versuchs geschlossen werden (Hofer, Bach et al. 2013). Für den LA-Test

ergaben sich Differenzen zwischen Messwert und Prognose, die die Standardabweichung der Messwerte der betreffenden Gesteinsart unterschritten.

Diese Methodik erlaubt umgekehrt auch die Prognose von Testergebnissen, ohne dass der betreffende Test real durchgeführt werden muss („virtueller Test“). Mit einer kontinuierlichen oder in engen Zeitintervallen vorgenommenen automatisierten Messung von Gesteinskörnungen (z.B. im Werk oder bei Anlieferung) lässt sich also eine - verglichen mit dem üblichen Prüfraster - deutlich verbesserte Qualitätsüberwachung realisieren. Bei Vorliegen eines auffälligen „virtuellen“ Ergebniswerts kann der reale Test jederzeit nachgeholt werden.

7 Literatur

BACH, H., 2013. *Evaluation of attrition tests for railway ballast*, Dissertation, Institut für Eisenbahnwesen und Verkehrswirtschaft an der TU Graz. http://portal.tugraz.at/portal/page/portal/Files/i2110/docs/Abschlussarbeiten/Dissertation_Holger_Bach_Evaluation_of_attrition_tests.pdf

BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1951. *Testing Aggregates: Method of determination of aggregate abrasion value - Deval Attrition*. Milton Keynes (UK).

EUREKA, 2005. *Petroscope II*. Tech. Rep. 3665. Brussels. <http://www.eurekanetwork.org/project/-/id/3665>

EUREKA, 2001. *Petroscope – an optical analyser for construction aggregates and rocks*. Tech. Rep. 2569. Brussels. <http://www.eurekanetwork.org/project/-/id/2569>

HELGASON, T.S., LEE, J., SMITH, M.L., MOELLER, A.T., THORGEIRSSON, T., HOFER, V., PILZ, J. and BENEDIKTSSON, J.A., 2006. *Apparatus and method for analysis of size, form and angularity and for compositional analysis of mineral and rock particles. - International application published under the Patent Cooperation Treaty*. WO2006027802. <http://patentscope.wipo.int/search/en/WO2006027802>.

HOFER, V., BACH, H., LATAL, C. and NEUBAUER, A., 2013. Impact of geometric and petrographic characteristics on the variability of LA test values for railway ballast. *Mathematical Geosciences*. DOI 10.1007/s11004-013-9472-3

LEE, J.R.J., SMITH, M.L. and SMITH, L.N., 2007. A new approach to the three-dimensional quantification of angularity using image analysis of the size and form of coarse aggregates. *Engineering Geology*, **91**, pp. 254-264.

LEE, J.R.J., SMITH, M.L., SMITH, L.N. and MIDHA, P.S., 2005. A mathematical morphology approach to image based 3D particle shape analysis. *Machine Vision and Applications*, **16**(5), pp. 282-288.

Technische Lieferbedingungen für den Oberbauschotter, BH 700, Wien (2007).

ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT, 2006. *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinkörnungen - Teil 2: Bestimmung des Widerstandes gegen Zertrümmerung*. Wien.

ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT, 2004. *Gesteinkörnungen für Gleisschotter*. Wien.

ÖSTERREICHISCHES NORMUNGSINSTITUT, 2004. *Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinkörnungen - Teil 1: Bestimmung des Widerstandes gegen Verschleiß (Mikro-Deval)*. Wien.

POWERS, M.C., 1953. A new Roundness Scale for Sedimentary Particles. *J Sediment Petrol*, **23**(2), pp. 117-119.

ZINGG, T. Beitrag zur Schotteranalyse - Die Schotteranalyse und ihre Anwendung auf die Glattalschotter Dissertation, Abteilung für Naturwissenschaften an der ETH Zürich; 1935.

Autor:

Dipl.-Ing. Dr. techn. Holger Bach

Petromodel ehf. Sparbersbachgasse 13, A-8010 Graz

Tel.: (++43) 680 127 6890

www.petromodel.is

holger.bach@petromodel.is

Das Verhalten der Steinschüttdämme der 1 250 MW-Wasserkraftanlage Merowe am Nil sechs Jahre nach Beginn des Einstaus

Y. Scheid, Lahmeyer International GmbH, Deutschland

H. Amin, Merowe Dam Electricity Company, Sudan

H. Rosenkranz, Lahmeyer Hydroprojekt GmbH, Deutschland

Kurzfassung

Vor 6 Jahren – im Frühjahr 2008 – wurde im Sudan mit dem Einstau der Reservoirs des Merowe Staudamms begonnen. Die Inbetriebnahme der ersten beiden Maschinensätze erfolgte im Jahr 2009.

Das von Lahmeyer International GmbH geplante und bei der Installation und Inbetriebnahme beaufsichtigte Messsystem zur Bauwerksüberwachung ist eine wesentliche Komponente des Sicherheitskonzeptes der Anlage. Für die Steinschüttdämme werden im vorliegenden Beitrag ausgewählte Messergebnisse vorgestellt und diskutiert.

Darüber hinaus werden die erhebliche Reduzierung von Sickerwassermengen, die auf positive Einflüsse der Sedimentation zurückzuführen sind und die Effektivität der Abdichtungsmaßnahme durch die Schlitzwand im Flussquerschnitt beschrieben.

1 Einführung

Im Frühjahr 2008 wurde im Sudan mit dem Einstau der Reservoirs des Merowe Staudamms begonnen. Die Mehrzweckanlage hat eine besondere Bedeutung für die nachhaltige Entwicklung und den Ausbau der Infrastruktur zur Nutzung der Wasserressourcen des Nils (Failer et al., 2011). Das dazugehörige Wasserkraftwerk weist eine installierte Leistung von 1.250 MW auf. Die Inbetriebnahme der ersten beiden der zehn Maschinensätze erfolgte im Jahr 2009 (Bucher & Meschitz, 2011). Seit Abschluss der Inbetriebnahme erzeugt die Anlage jährlich mehr als 5,5 TWh elektrische Energie, was ca. 60 % der gesamten Stromproduktion

im Sudan entspricht. Die auftretende Lastspitze – in der Regel zur Mittagszeit im Hochsommer – deckt die Wasserkraftanlage Merowe bis zu 80 % ab (Failer et al., 2013).

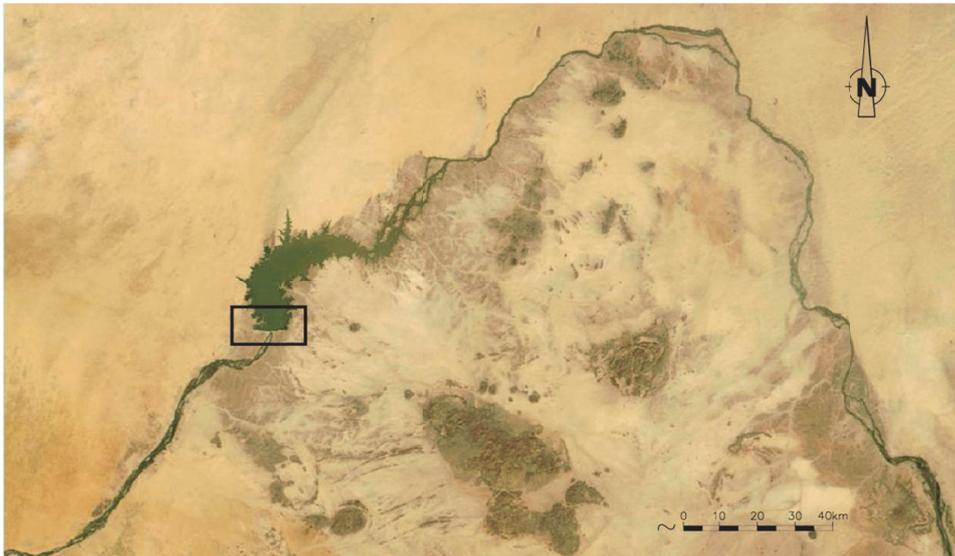


Abbildung 1: Aufnahme des NASA Modis Satelliten vom 15. Januar 2009

Die Anlage befindet sich am 4. Katarakt im Bereich der großen Nilschleife in der nubischen Wüste (Abbildung 1) ca. 350 km nördlich der Hauptstadt Khartum. Im sehr ariden Projektgebiet überwiegt leicht hügeliges felsiges Gelände. Der Nil fließt in Merowe von Nord nach Süd (Abbildung 2). Jenseits der beiden Ufer steht das Grundgebirge, hauptsächlich präkambrische Biotitgneise mit einigen Einschaltungen von Granitgneisen, fast vollständig an. Das Flussbett besteht aus bis zu 32 m mächtigen Sedimenten, vorwiegend schluffigen bis kiesigen Sanden von mitteldichter bis dichter Lagerung. Das Absperrbauwerk besteht aus insgesamt 9,7 km langen Steinschüttdämmen. Im Flussbett kam ein 880 m langer und bis zu 74 m hoher Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung zur Ausführung, der im Untergrund durch eine bis zu 60 m tiefe und 400 m lange Schlitzwand abgedichtet wurde. In diesen Bereichen wurde links- und rechtsufrig ein Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung errichtet. Diese Dämme haben eine Länge von insgesamt nahezu 6 km und eine maximale Höhe von 56 m. Den Abschluss bilden zwei 18 m hohe Steinschüttdämme mit Erdkerndichtung. Über die besonderen logistischen Herausforderungen berichteten Ross et al. (2011).

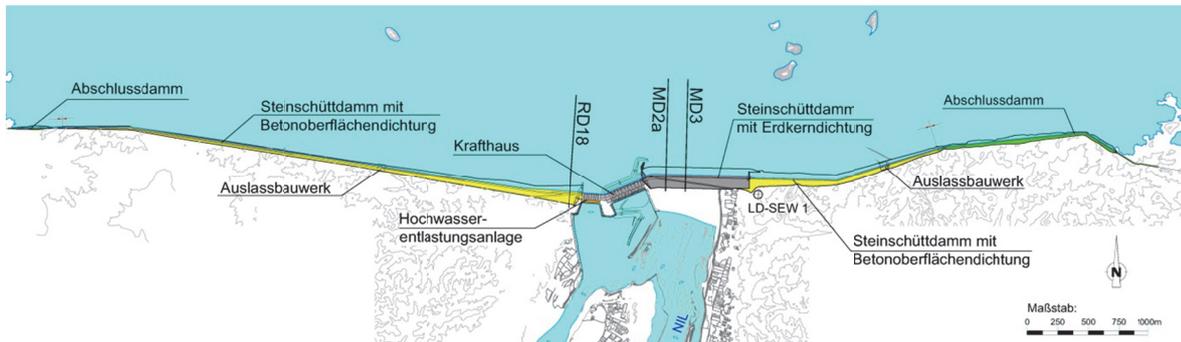


Abbildung 2: Lageplan

Das von Lahmeyer International GmbH geplante und bei der Installation und Inbetriebnahme beaufsichtigte Messsystem zur Bauwerksüberwachung ist eine wesentliche Komponente des Sicherheitskonzeptes der Anlage. Während des Einstaus konnte anhand der installierten Instrumente überprüft werden, ob sich die Dämme hinsichtlich Verformungen, Porenwasserdrücken und Sickerwassermengen im Rahmen der prognostizierten Werte verhielten. Seit dem Beginn des Einstaus vor fast sechs Jahren (Frühjahr 2008) erlaubt das Messsystem die ständige und kontinuierliche Kontrolle des Verhaltens der Absperrbauwerke (siehe auch Scheid & Rosenkranz, 2012 und Scheid et al., 2013) und des Untergrunds. Für die Steinschüttdämme werden ausgewählte Messergebnisse vorgestellt und diskutiert.

2 Dammtypen

Alle verwendeten Dammbaumaterialien wurden in der unmittelbaren Umgebung des Projektes gewonnen. Da im Umfeld des Projektgebiets nur eine begrenzte Menge an geeignetem Kernmaterial identifiziert werden konnte, die nur für einen Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung im zentralen Flussbereich und für die Abschlussdämme an beiden Ufern ausreichte, wurde ein zweiter Dammtyp gewählt. Auf dem oberflächennahen Fels wurde ein Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung ausgeführt. An den Anschlüssen zwischen den Steinschüttdämmen mit Erdkerndichtung und den Steinschüttdämmen mit Betonoberflächendichtung verspringt die Dichtungsebene. Hier wurde jeweils ein Übergangsbauwerk aus Beton angeordnet (Scheid et al. 2010).

2.1 Der Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung

Der Hauptdamm wurde als Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung ausgeführt (Abbildung 2 und 3). Der bis zu 74 m hohe Damm wurde im Zentrum auf den Flussablagerungen und an den Widerlagern auf dem freigelegten Fels gegründet. Der zentral liegende Erdkern besteht aus verdichteten tonigen Schluffen.

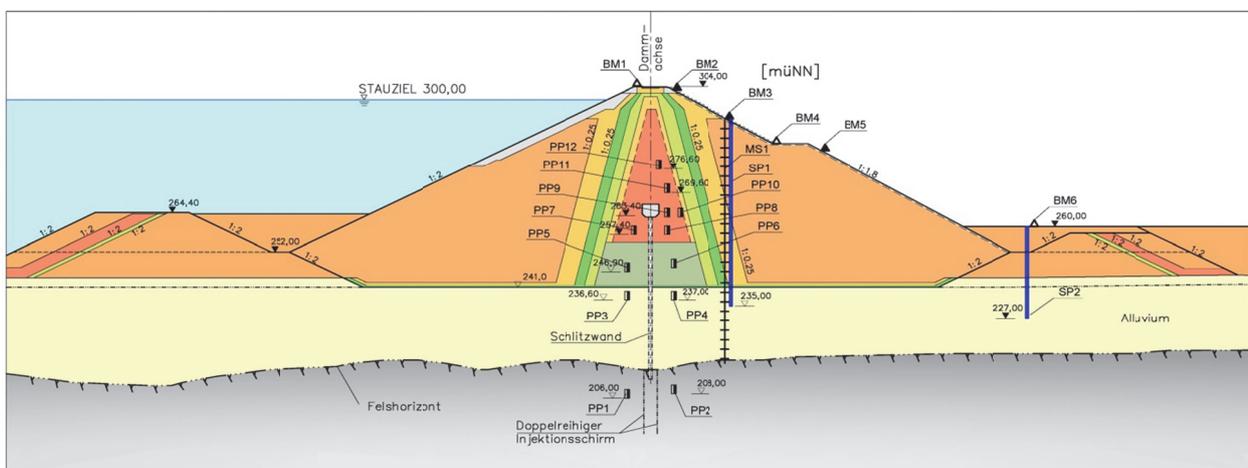


Abbildung 3: Querschnitt MD3 des Steinschüttdamms mit Erdkerndichtung

Um ein Aufspalten des Kerns über der Schlitzwand sowie ein Versagen der Schlitzwand durch zu große Scherbeanspruchung zu vermeiden, wurde oberhalb der Schlitzwand ein weiches Material als druck- und verformungsausgleichendes Setzungskissen aufgebracht. Dem Kern schließen sich wasser- und luftseitig Stufenfilter an. Für das Steinschüttmaterial aus Gneis wurden Steinbrüche angelegt. Die Standsicherheitsuntersuchungen führten dazu, dass die Böschungen des Steinschüttdamms wasserseitig mit 1:2,0 und luftseitig mit 1:1,8 ausgeführt wurden. Die Alluvionen wurden mittels einer 1,2 m dicken vertikalen Zweiphasenschlitzwand abgedichtet. Die Einbindung in den Fels beträgt 4 m. In den Erdkern reicht die Schlitzwand bis zu 20 m (Ehrhardt et al. 2011). Unterhalb der Alluvionen wurde ein 20 m tiefer zweireihiger Injektionsschleier beidseitig der Schlitzwandachse ausgeführt. Die Abschlussdämme links und rechts an den Ausläufern (Abbildung 2) wurden als Steinschüttdämme mit Erdkerndichtung ausgeführt und haben eine Länge von nahezu 2,5 km. Sie wurden auf den Fels gegründet.

Standrohre (SP) zur Messung der Grundwasserstände wurden auf der Luftseite installiert. Das Verformungsverhalten der Steinschüttdämme wird durch redundante Verfahren überwacht. Zum einen ist die Überwachung der horizontalen und vertikalen Verformungen mittels geodätischer Messverfahren (BM) gewährleistet. Zum anderen werden im Dammkörper luftseitig die Verformungen über Setzungspegel (MS) erfasst. Entlang der Setzungspegel befinden sich im Abstand von 3 m Magnetplatten deren vertikales Bewegungsverhalten erfasst wird (Scheid et al., 2009). Sickerwasserabflüsse werden beobachtet und gemessen, soweit die Topographie das erlaubt.

18 Messquerschnitte wurden an beiden Steinschüttdämmen mit Betonoberflächendichtung ausgestattet (Abbildung 4). Piezometer (PP) befinden sich im anstehenden Fels wasser- und luftseitig des Injektionsschleiers sowie in Dammachse. Offene Standrohre (SP) zur Messung der Grundwasserstände wurden auf der Luftseite und im Vorland installiert. Das Verformungsverhalten der Steinschüttdämme wird durch die gleichen Verfahren überwacht, die am Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung zum Einsatz kommen.



Abbildung 5: Einbau von Fugenspaltensensoren (Richtung 2JM1-a und 2JM1-c) an der Fuge zwischen Gründungsplatte und Betonoberflächendichtung

Die Verformungsüberwachung wird am Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung durch Fugenspaltensensoren (JM) ergänzt, die die Bewegungen an den Betonierfugen erfassen. Diese Instrumente wurden sowohl an den horizontalen Fugen zwischen der Gründungsplatte und der Betonoberflächendichtung (Abbildung 5), als auch an den vertikalen Fugen zwischen Anschlussbauwerken und der Betonoberflächendichtung installiert.

Ein LWL-Kabel (Lichtwellenleiterkabel) wurde in der Fuge zwischen der Gründungsplatte und der Betonoberflächendichtung eingebaut, um eventuelle Schäden an der Fugendichtung zu lokalisieren.

3 Ausgewählte Ergebnisse

3.1 Setzungsverhalten

Die gemessenen Verformungen sind sechs Jahre nach der Beginn des Einstaus gering und im Bereich der zu erwartenden Größenordnungen. Diese wurden durch numerische Verfahren vor Fertigstellung der Bauwerke und Beginn des Einstaus prognostiziert. Die verwendeten Verfahren und Auswertungen sind in Scheid et al. (2009) beschrieben. Exemplarisch sollen hier die Setzungen in drei hohen Dammquerschnitten verglichen werden. Es werden die Querschnitte MD2a (Höhe 59 m) und MD3 (Höhe 63 m) des Steinschüttdamms mit Erdkerndichtung und RD18 (Höhe 44 m) des Steinschüttdamms mit Betonoberflächendichtung analysiert. Die Lage der Querschnitte ist in Abbildung 2 dargestellt. Die typischen Querschnitte wurden in Abbildung 3 und 4 vorgestellt. MD2a unterscheidet sich von MD3 im Wesentlichen dadurch, dass dieser Teil des Steinschüttdamms mit Erdkerndichtung auf den Fels gegründet wurde.

Die Verformungen und die Entwicklung der Verformungen werden im Folgenden zunächst anhand der magnetischen Setzungspegel ausgewertet (Abbildung 6). Diese erlauben die Ermittlung der Verformungen über nahezu die gesamte Höhe des Dammkörpers sowie im Baugrund für den Querschnitt MD3, der auf den Alluvionen gegründet ist. Die Messungen erfolgten seit dem Zeitpunkt des Einbaus der jeweiligen magnetischen Messplatte bereits in der Bauzeit. Damit kann die typische Setzungskurve aus Überlagerung durch den Schüttvorgang und den späteren Einstau erfasst werden. Da die Pegel auf der Luftseite des Steinschüttdamms mit Erdkerndichtung eingebaut wurden, ist die Erfassung der Kronensetzung mit den magnetischen Setzungspegeln für diesen Dammtyp nicht möglich. Die Kronensetzung wird über das Feinnivellement (Abbildung 7) bestimmt. Da der Einstau erfolgte, als der Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung noch nicht fertiggestellt war, erfolgten die ersten Kronenmessungen zeitversetzt.

Im hohen Querschnitt MD3 wurde eine maximale Setzung von etwa 40 cm (Abbildung 6) seit der Installation gemessen. Die oberste Platte auf der luftseitigen Böschung hat sich ca. 10-15 cm gesetzt. Diese Verformungen enthalten sowohl die Verformungen aus der Überlagerung während der Schüttung, die Verformungen während des Einstaus im Frühjahr 2008 sowie die Langzeitsetzungen. Scheid et al. (2009) hatten gezeigt, dass die maximalen Verformungen im Querschnitt im numerischen Modell unterschätzt wurden. Es wurden maximale Verformungen von etwa 30 cm angegeben.

Die Prognose der Verformungen des Baugrunds und in der Aufstandsfläche aufgrund der Auflast aus dem Dammkörper stimmen gut mit den Messwerten überein.

Für die magnetischen Setzungspegel im luftseitigen Stützkörper ist die Verformungsrate seit Dezember 2011 nahezu Null.

Das Nivellement an der Krone wurde im Querschnitt MD3 etwas mehr als ein Jahr nach Beginn des Einstaus erstmals durchgeführt (2. Halbjahr 2009). Seit diesem Zeitpunkt sind etwas weniger als 10 cm Setzungen aufgetreten (Abbildung 7). Das ist konsistent mit den Messungen in den magnetischen Setzungspegeln. Allerdings werden noch Setzungsraten von ca. 1 cm / a beobachtet. Die Tendenz ist abklingend.

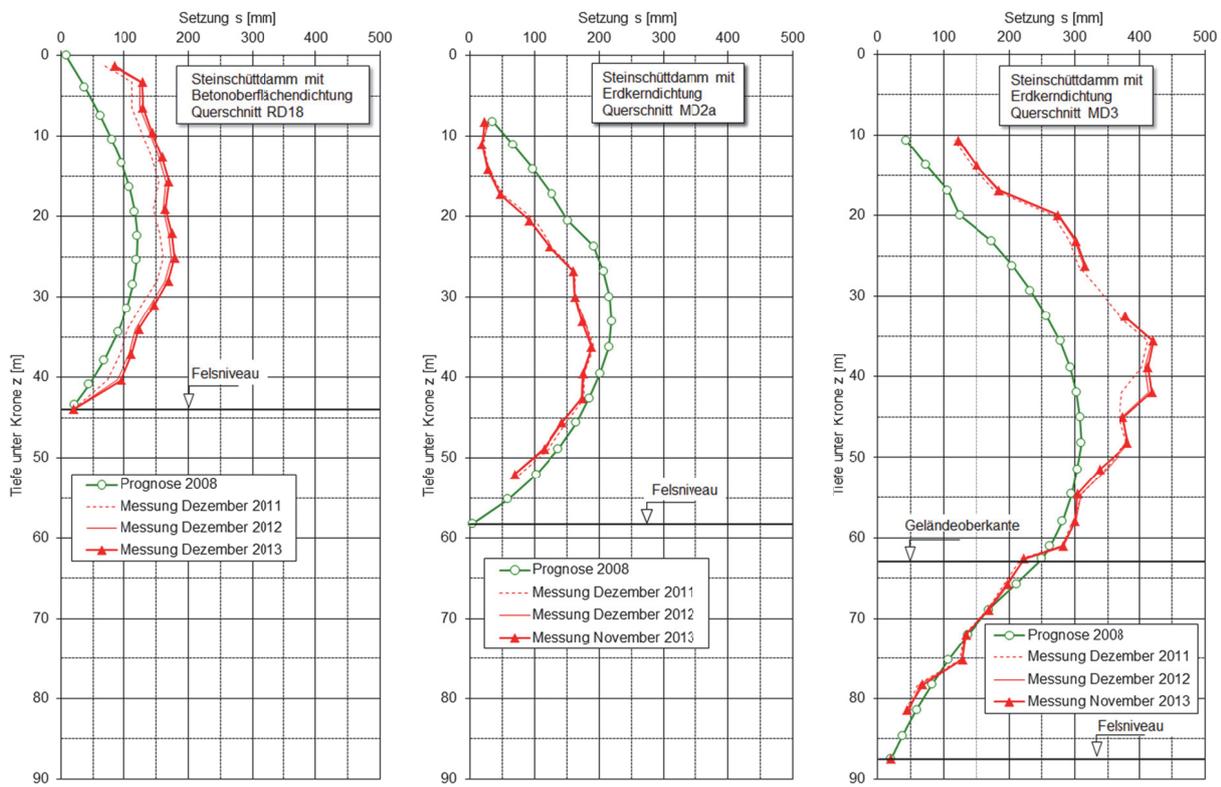


Abbildung 6: Auswertung der magnetischen Setzungspegel in drei Messquerschnitten

Das numerische Modell wurde gleichfalls für die beiden im Folgenden beschriebenen Querschnitte für beide Dammtypen entwickelt und angewendet.

Die maximalen Verformungen des Steinschüttdamms mit Erdkerndichtung wurden im Querschnitt MD2a, der auf den Fels gegründet ist, mit maximal 22 cm numerisch abgeschätzt und betragen heute tatsächlich 19 cm (Abbildung 6). An der obersten Platte wurde eine Gesamtsetzung von ca. 4 cm ermittelt. Tatsächlich wurden 3 cm gemessen. Die Prognose überschätzte die gemessenen Verformungen im Gegensatz zu den Messungen am Querschnitt MD3.

Allerdings ist bei diesem Querschnitt die geodätisch eingemessene untere Verankerungsplatte für die Nullmessung in der Einstauphase blockiert worden. Das führte dazu, dass neue Referenzmessungen an der Oberkante des Hüllrohrs ausgeführt wurden, die während des Einstaus erfolgten. Zwischen dem Zeitpunkt des Verlustes der

Verankerungsplatte und der neuen Einmessung stieg der Wasserspiegel im Reservoir um ca. 7 m. Die daraus resultierenden Setzungen wurden nicht erfasst. Es ist auch aufgrund von Beobachtungen davon auszugehen, dass diese im Bereich von wenigen Zentimetern im Bereich der maximalen Setzungen und von weniger als 1 cm an der obersten Platte liegen. Die Simulation hat voraussichtlich gut übereinstimmende Werte ermittelt.

Für die magnetischen Setzungspegel im luftseitigen Stützkörper ist die Verformungsrate im Querschnitt MD2a seit Dezember 2011 nahezu Null.

Das Nivellement an der Krone wurde im Querschnitt MD2a ca. ein Jahr nach Beginn des Einstaus erstmals durchgeführt (Frühjahr 2009). Seit diesem Zeitpunkt sind ca. 5 cm Setzungen aufgetreten (Abbildung 7). Die Setzungsraten in MD2a aus dem Nivellement liegen seit 2011 bei nahezu 0.

Im Vergleich hierzu wurden im Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung im Querschnitt RD18 maximale Verformungen von 12 cm erwartet (Abbildung 6). Die tatsächlichen Setzungen betragen 18 cm. Die gesamte Kronensetzung in der obersten Platte beträgt etwa 8 cm seit Beginn des Einstaus sind es ca. 5 cm. Die magnetischen Setzungspegel zeigen, dass auch hier die Setzungen fast vollständig abgeklungen sind.

Die Kronenmessungen aus dem Feinnivellement betragen 3 cm und sind konsistent mit den Ergebnissen aus den magnetischen Setzungspegeln (Abbildung 7). Hier ist festzustellen, dass für diesen Dammtyp die Kronensetzungen mit den magnetischen Messpegeln vollständig erfasst werden konnten, da der Pegel bis auf Kronenhöhe reicht (Abbildung 4) und vor Beginn des Einstaus vollständig installiert wurde.

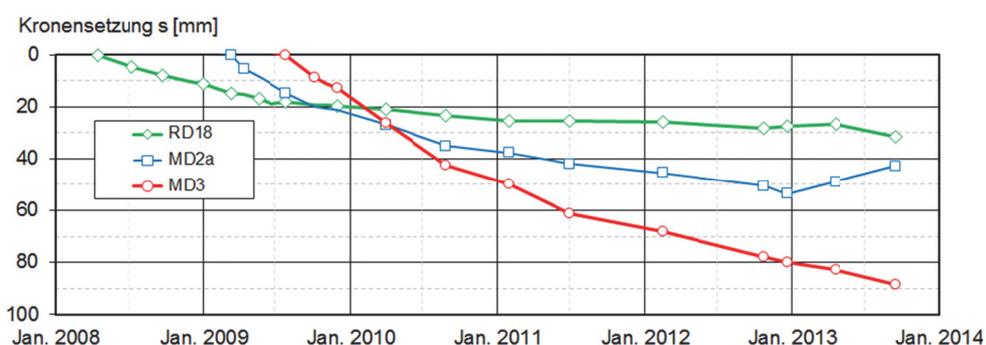


Abbildung 7: Kronensetzung über die Zeit in drei Messquerschnitten

Die Ergebnisse der verschiedenen Messverfahren sind konsistent und entsprechen annähernd den prognostizierten Verformungen vor Inbetriebnahme des Bauwerks und bestätigen das reguläre Verhalten hinsichtlich der Verformungen. Die teilweisen Unterschiede zwischen den prognostizierten Größen und den tatsächlich aufgetretenen Verformungen zeigen die Grenzen der numerischen Berechnungsverfahren auf. Allerdings wurde die Größenordnung hinreichend genau simuliert. Die numerische Simulation war ein wertvolles Werkzeug zur Bewertung des regulären Verhaltens der Dämme während des Einstaus.

3.2 Gleiten in der Fugen des Steinschüttdamms mit Betonoberflächendichtung

In ausgewählten Querschnitten ist der Steinschüttdamm mit Betonoberfläche mit Fugenspaltensensoren ausgestattet, die u.a. das Gleiten an den Betonierfugen in verschiedenen Richtungen erfassen. Die Fugenbleche wurden so ausgeführt, dass bis zu 80 mm Gleitverschiebung schadlos in der Fuge aufgenommen werden kann. Die Messinstrumente ermöglichen die Überwachung dieser Verformungen. Im Rahmen der vorliegenden Ausarbeitung wurden die Gleitverschiebungen der horizontalen Fuge im Anschlussbereich der Gründungsplatte und der Betonoberfläche für verschiedene Querschnitte ausgewertet (Abbildung 4 und 5).

Die Fuge wird im Folgenden als Sohlfuge der Betonoberfläche bezeichnet. Die Instrumente 2JM1-c ermitteln das Gleiten der Betonplatte in paralleler Richtung zum Wasserdruck, also normal zur Betonoberfläche entlang der Gründungsplatte. Die Größe der Gleitverschiebungen sind in Abbildung 8 dargestellt. Das Gleiten entlang der Sohlfuge nach Unterwasser (in Richtung des Wasserdrucks) ist negativ aufgetragen.

Abbildung 8 zeigt, dass die die maximalen Gleitverschiebungen von 5-15 mm weit unter dem aufnehmbaren Grenzwert bleiben. Die Verschiebungen traten bereits größtenteils beim ersten Einstau auf. Die folgenden Lastzyklen zeigten einen leichten Zusammenhang zwischen Stauhöhe und weiterer Zunahme der plastischen Verschiebungen, die allerdings vernachlässigbar sind. Die Auswertung verdeutlicht das reguläre Verhalten in der

horizontalen Anschlussfuge zwischen Gründungsplatte und Betonoberflächendichtung dieses Dammtyps in Merowe.

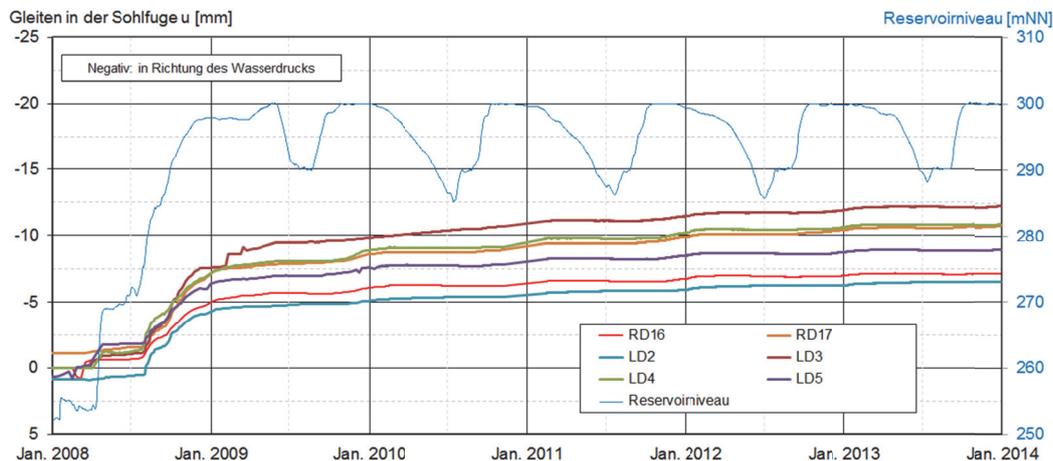


Abbildung 8: Kronensetzung über die Zeit in drei Messquerschnitten

3.3 Potenzialabbau - Effektivität der Abdichtungsmaßnahmen

Exemplarisch soll der Messquerschnitt MD3 (Lageplan: siehe Abbildung 2) untersucht werden. Die alluvionären Ablagerungen haben in MD3 eine Mächtigkeit von nahezu 30 m und wurden durch die Schlitzwand abgedichtet. Die Lage der Piezometer und Standrohre ist in Abbildung 3 dargestellt. Die Abbildung 8 stellt die piezometrischen Drücke während des Vollstaus im Dezember 2013. Sie verdeutlicht den Abbau der piezometrischen Drücke von der Wasserseite zur Luftseite. Als 100 % Potential wurde das Reservoirniveau angesetzt. Die Messstellen SP1 und SP2 zeigen eine Druckhöhe von 250 m NN an. Dieser freie Wasserspiegel wird als 0 % Potenzial angesetzt. In Abbildung 9 ist das Potenzialniveau hinter der Wasserdruckhöhe angegeben. Der Porenwasserabbau im Kern gibt reguläres Verhalten wieder. Die Piezometer im Kern und im Baugrund reagierten bereits beim ersten Einstau in 2008. Seit dieser Zeit folgen die Drücke den jahreszeitlichen Wasserspiegelschwankungen. Die Piezometer der Luftseite reagierten deutlich zeitverzögert. Seit dem ersten Einstau wurden keine sprunghaften, oder vom Reservoirniveau unabhängigen Bewegungen verzeichnet. Besonders hervorzuheben ist das Verhalten von PP4. PP4 wurde 7 m luftseitig

der Schlitzwand in den Sanden und Kiesen installiert. Der Porenwasserdruck entspricht annähernd dem Unterwasserniveau. Der Potenzialabbau, der im Kern installierten Piezometer PP6 und PP8, die gleichfalls luftseitig der Schlitzwand liegen entspricht dem erwarteten Verhalten. Die Effektivität der Schlitzwand wird aufgezeigt.

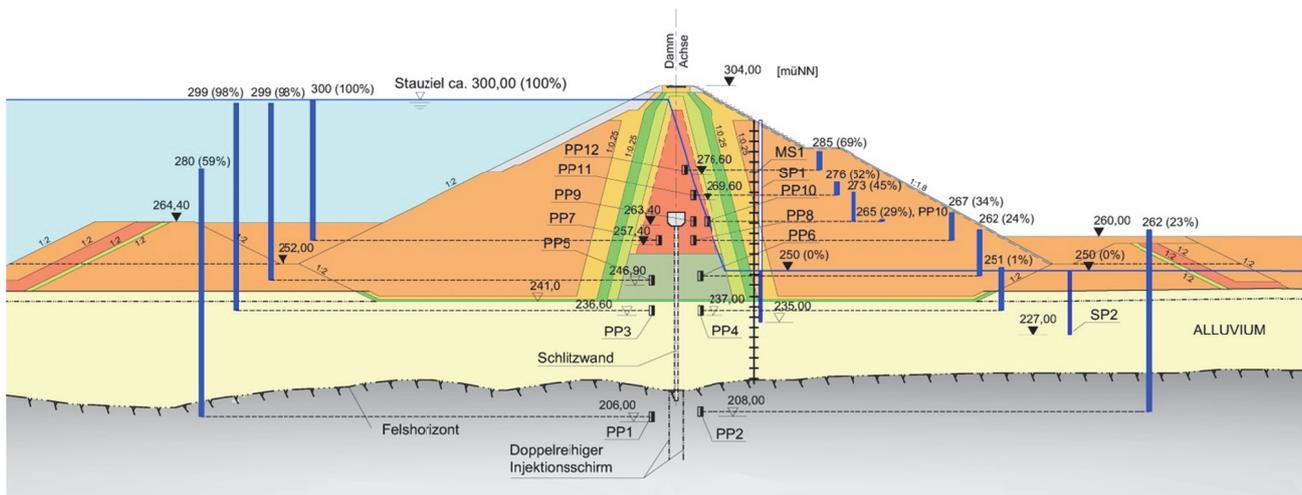


Abbildung 9: Piezometerdrücke an der Messstelle MD3 im Dezember 2013

3.4 Sickerwassermengen

Die Sickerwassermengen werden seit Beginn des Einstaus getrennt nach Bauwerken erfasst und ausgewertet. Da der fast 10 km lange Damm in gering geneigtem Gelände errichtet wurde, dieses nicht über die gesamte Bauwerkslänge zum Nil entwässert und unterschiedliche Dammtypen ausgeführt wurden, wurden dafür unterschiedliche Messsysteme installiert. Am Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung, der auf den Fels gegründet wurde, wird das Sickerwasser in einem mit drainfähigem Material verfüllten Graben hinter der Gründungsplatte gefasst und abschnittsweise zur Luftseite geführt. Im luftseitigen Gelände wurden – wo möglich – Sammelkanäle installiert, die das Sickerwasser natürlichen Vorflutern zuführen. Von dort erfolgt der Abfluss in den Nil. An geeigneten Stellen wurden Stauwände errichtet, die mit einem Durchlassrohr zur Sickerwassermessung versehen wurden. An den Schnittstellen zwischen den Betonbauwerken und den Steinschüttdämmen mit Betonoberflächendichtung wird das gesammelte Sickerwasser des wasserseitigen Grabens zum luftseitigen Dammfuß geführt und dort an Messwehren erfasst. Aufgrund der bewegten Topographie existieren am luftseitigen Dammfuß auch Senken, die

nicht frei entwässern. Hier wird die Höhe des sich ausbildenden Wasserspiegels kontinuierlich gemessen. Um keine stehenden Gewässer am Fuß des Damms auszubilden, wurden diese Bereiche mit drainagefähigen Kiesen und Blöcken verfüllt. Bereits während des ersten Einstaus stellte sich ein Gleichgewicht zwischen dem geringen Zufluss und der Versickerung ein. Am Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung in Flussmitte wurde das luftseitige Gelände großflächig mehrere Meter aufgefüllt. Im zentralen Bereich des Damms – auch begründet durch den durchlässigen Untergrund – ist keine Sickerwassermessung möglich. Eventuelle Durchsickerungen speisen das Grundwasser. In den Randbereichen ist der Dammkern auf den Fels gegründet. Dort wurden Fassungskanäle unter dem Stützkörper mit drainagefähigem Kies verfüllt. Luftseitig wurden Messwehre errichtet.

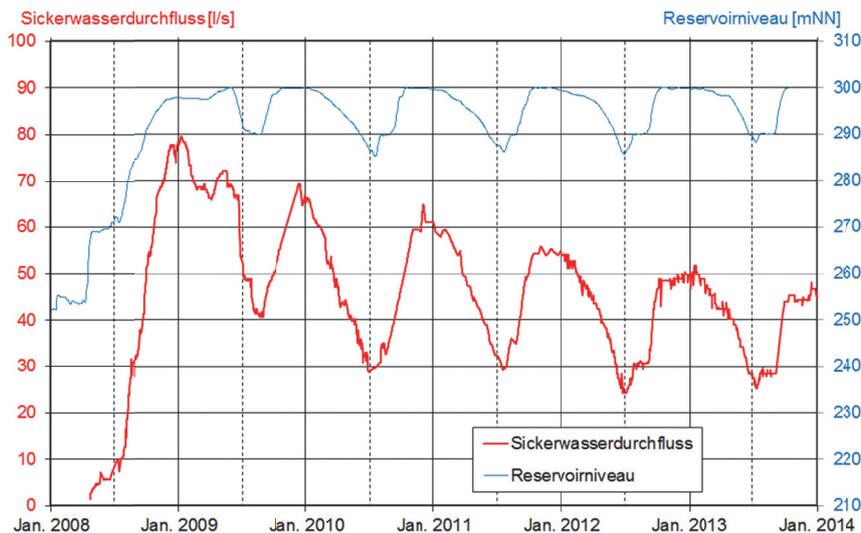


Abbildung 9: Sickerwasserdurchfluss an der Messstelle LD-SEW1

Insgesamt sind die an der Oberfläche auftretenden Sickerwassermengen über die gesamte Länge verglichen mit ähnlichen Bauwerken sehr gering. Exemplarisch soll die Messstelle LD-SEW1 (Abbildung 1) am linken Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung detaillierter vorgestellt werden, da hier die insgesamt größten Sickerwassermengen auftreten. In LD-SEW1 wird das Sickerwasser gemessen, das in einem ca. 1 km langen wasserseitigen Graben gefasst und abgeführt wird. Das Sickerwasser wird am Anschlussbauwerk zur Luftseite geführt und dort an einem Messwehr erfasst. Abbildung 9 zeigt die Entwicklung der Sickerwassermengen in LD-SEW1 seit Beginn des Einstaus. Die Sickerwassermengen

hängen direkt vom Reservoirniveau ab. Beim ersten Einstau wurden die maximalen Mengen von ca. 80 l/s (ca. 0,08 l/(s·m)) erreicht, die in weiteren Zyklen zurückgingen. Beim letzten Einstau im Jahr 2013 betrug der maximale Sickerwasserabfluss nur noch 48 l/s (0,05 l/(s·m)). Dies entspricht einer Reduzierung von 40 % seit Inbetriebnahme. Diese Abnahme ist auf die natürliche Abdichtung durch Sedimentationsvorgänge am oberwasserseitigen Fuß und damit in Fugen und Klüften zurückzuführen. Es wurden keine zusätzlichen Leckagen beobachtet, die auf eine Änderung der Abflusswege des Sickerwassers hindeuten. Abbildung 9 zeigt keine sprunghaften Anstiege. Setzungsrisse oder sich progressiv öffnende Fehlstellen können ausgeschlossen werden. Das beobachtete Verhalten verdeutlicht die oft angeführten, aber nur selten dokumentierten positiven Einflüsse der Sedimentation auf das Verhalten von Staubaauwerken. Das gleiche Verhalten wurde an den weiteren Messstellen des Steinschüttdamms mit Betonoberflächendichtung festgestellt.

Am Steinschüttdamm mit Erdkerndichtung wurden seit dem Einstau sehr geringe Werte zwischen 0-2.5 l/s gemessen, die von den auf den Fels gegründeten Bereichen abgeführt wurden. Die Messwerte sind von den jahreszeitlichen Stauspiegelschwankungen abhängig. Sprunghafte Anstiege wurden auch nach sechs Betriebszyklen, bei denen alljährlich das Stauziel über bis zu drei Monate gehalten wurde, nicht beobachtet.

Die Abschlussdämme wurden auf den Fels gegründet. Maximal wurde am linken Abschlussdamm ein Sickerwasserabfluss von etwa 15 l/s auf einem 350 m langen Abschnitt gemessen. Dies entspricht der Menge von 0.04 l/(s·m). Es wurde bisher keine deutliche Reduzierung der Sickerwassermengen beobachtet. Dies ist vermutlich auf die geringe Sedimentlast in den Randbereichen des Reservoirs zurückzuführen. Allerdings nehmen die Sickerwassermengen nicht wesentlich zu und sind eng mit den Veränderungen des Stauspiegels verbunden. Am rechten Abschlussdamm wurden wenige feuchte Stellen ohne Abfluss beobachtet.

4 Zusammenfassung

Für die seit sechs Jahren eingestauten Steinschüttdämme des Merowe Damms wurden im vorliegenden Beitrag ausgewählte aktuelle Messergebnisse vorgestellt und ausgewertet. Die

Ergebnisse der Setzungsprognosen aus numerischen Simulationen und die Messergebnisse sind konsistent. Die numerische Simulation war ein wertvolles Werkzeug zur Bewertung des regulären Verhaltens der Dämme während des Einstaus. Messungen mit Fugenspaltensensoren zeigen, dass die Verformungen im Anschlussbereich der Gründungsplatte und der Betonoberfläche für den Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung sehr gering sind und bereits seit mehreren Jahren fast vollständig abgeklungen sind.

Es zeigt sich, dass der Porenwasserabbau ebenfalls reguläres Verhalten wiedergibt. Die Effektivität der Schlitzwand wird aufgezeigt. Die Sickerwassermengen sind gering und hängen direkt vom Stauspiegel ab. Seit der Inbetriebnahme vor nahezu vier Jahren konnte eine Reduzierung von stellenweise 40 % beobachtet werden. Dies ist ein Nachweis der positiven Einflüsse der Sedimentation auf Staubaauwerke.

Literatur

Bucher, R.; Meschitz, H. (2011): Koordination und Durchführung der zeitgleichen Inbetriebnahme der 1 400-MVA-Wasserkraftanlage Merowe und des 500-kV-Höchstspannungsnetzes. WasserWirtschaft 101 (2011), Heft 1-2, S. 43-48

Ehrhardt, T.; Scheid, Y.; Ahmed, E. (2011): Entwurf und Ausführung der Steinschüttdämme und der Schlitzwand des Merowe-Projektes. Wasserwirtschaft, Vol. 101, No. 1-2, 36-42

Failer, E.; El-Hadari, M.H.; Mutaz, M.A.S. (2011): Der Merowe-Staudamm und dessen Wasserkraftwerk im Sudan. WasserWirtschaft 101, Heft 1-2, S. 10-16

Failer, E.; Mutaz, M.A.S.; Ahmed, E.-T. (2013): The Performance of the Merowe Hydropower Plant (1,250 MW) in Sudan during the Past Four Years of Operation. AFRICA 2013, Proc. Int. Conf. on Water Storage and Hydropower Development in Africa, Addis Ababa, Aqua Media International Ltd., UK

Ross, R.; El Tayeb, A.; Richter, T. (2011): Besondere logistische Herausforderungen beim Bau des Merowe-Staudammes. WasserWirtschaft 101, Heft 1-2, S. 23-29

Scheid, Y.; Ahmed, E.; Rosenkranz, H.; Brenner, R. (2009): The Monitoring Programme at the Merowe Dam in the Sudan – From Implementation to Evaluation. Proc. Long Term Behaviour of Dams (LTBD09), Graz, Österreich, A-33, 276-28

Scheid, Y.; Amin, H.; Yousif, A. (2010): Merowe Dam and Power Scheme – The Interface between Two Different Types of Major Embankment Dams. Procs. HYDRO 2010, Lissabon, 2010

Scheid, Y.; Rosenkranz, H. (2012): Ausgewählte Ergebnisse der Bauwerksüberwachung für die Steinschüttdämme des Merowe Damms im Sudan. 35. Dresdner Wasserbaukolloquium, Germany, No. 47, 13-22.

Scheid, Y.; Amin, H.; Rosenkranz, H. (2013): The Behaviour of the Merowe Dam in the Sudan After 5 Years of Operation. AFRICA 2013, Proc. Int. Conf. on Water Storage and Hydropower Development in Africa, Addis Ababa, Aqua Media International Ltd., UK

SEMMERING-BASISTUNNEL neu – faseroptische Messsysteme zur Erfassung der Dehnungen beim Bau von Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen in der Deponie Longsgraben

H. Schuller, I. Schwingshackl ¹⁾, T. Schachinger ²⁾, F. Moser, W. Lienhart ³⁾

1) INSITU Geotechnik ZT GmbH, Graz

2) ÖBB Infrastruktur AG, Wien

3) Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS), Technische Universität Graz

1 Einleitung

Der 27,3 km lange Semmering-Basistunnel neu ist eines der Schlüsselprojekte beim Neu- und Ausbau der österreichischen Südstrecke und Teil des baltisch-adriatischen Korridors der EU. Vor dem eigentlichen Tunnelbau waren umfangreiche vorbereitende Maßnahmen auszuführen, darunter die Errichtung der Deponie Longsgraben für rund 4,25 Millionen m³ Tunnelausbruchmaterial.

Im Bereich der Deponie wurden Stützkonstruktionen und Rampen in Bewehrte-Erde-Bauweise mit einer Gesamtlänge von ca. 1.300 m und Maximalhöhen von rund 25 m in alpinem Gelände errichtet. Ein systematisches geotechnisches Monitoring während des Baus und nach Fertigstellung der Stützkonstruktionen bildete die Grundlage des geotechnischen Sicherheitsmanagements. Dabei kam ein neu entwickeltes System zur faseroptischen Dehnungsmessung zum Einsatz, welches Rückschlüsse auf die Zugkräfte in den Geogittern erlaubt (Abb. 1). Im vorliegenden Beitrag werden die Maßnahmen zum Monitoring und erste Messergebnisse vorgestellt.



Abb. 1: Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen mit faseroptischem Messsystem

2 Projekt Semmering-Basistunnel neu

2.1 Überblick über die Baumaßnahmen

Der Semmering-Basistunnel neu ist ein wesentlicher Baustein beim Neu- und Ausbau der österreichischen Südstrecke, welche Wien mit Graz, Klagenfurt und der Grenze zu Italien verbindet. Gleichzeitig bildet dieses Projekt einen Teil des baltisch-adriatischen Korridors zwischen der Ostsee und der Adria (TEN-T Core Network Corridor der EU; [1]).

Die bestehende Semmeringbahn wurde im Jahre 1854 als erste vollspurige Bergbahn Europas errichtet und überwindet auf einer Länge von ca. 41 km einen Höhenunterschied von 450 m. Sie weist 16 Viadukte und 15 Tunnel auf und wurde im Jahre 1998 von der UNESCO als Weltkulturerbe ausgezeichnet. Das Projekt Semmering-Basistunnel neu stellt eine moderne und leistungsfähige Ergänzung zur bestehenden Semmeringbahn dar. Mit einer Länge von ca. 27,3 km und einer Neigung von 8,4 ‰ ist der Semmering-Basistunnel neu als Hochleistungsstrecke konzipiert. Dadurch können künftig ein zeitgemäßer Güterverkehr und eine Fahrzeitverkürzung von 30 Minuten zwischen Wien und Graz gewährleistet werden.

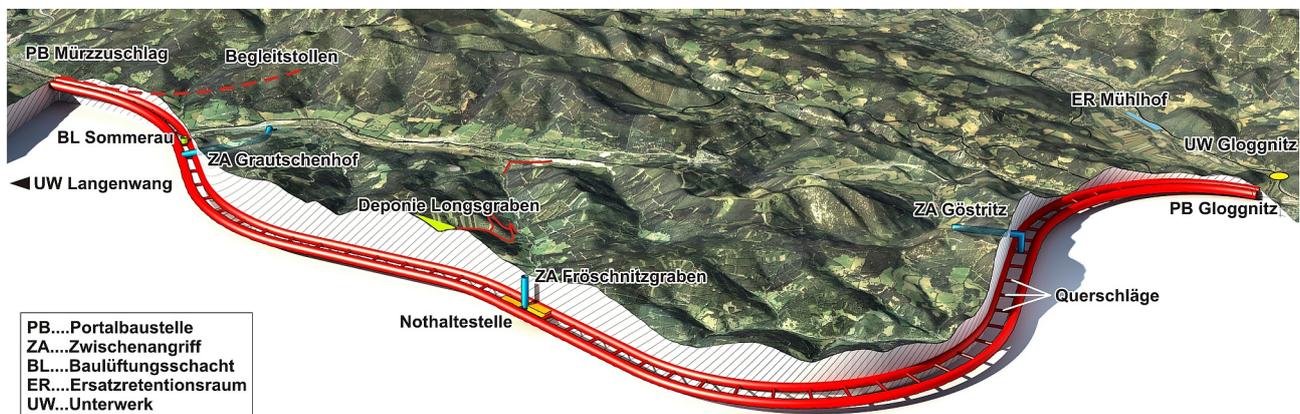


Abb. 2: Überblick Projekt Semmering-Basistunnel neu [ÖBB Infrastruktur AG]

Der Tunnel besteht aus zwei parallel verlaufenden eingleisigen Tunnelröhren mit Querschlägen im Abstand von maximal 500 m. Aus bauphysikalischen und tunnelbautechnischen Gründen erfolgt der Bau über drei Zwischenangriffe, wobei beim Zwischenangriff Frörschnitzgraben zunächst zwei über 400 m tiefe Schächte abzuteufen sind. Am Fuß der Schächte wird ein System aus mehreren Kavernen und Stollen ausgebrochen. Von dort erfolgt der Bau der Streckenröhren, wobei sowohl zyklische als auch kontinuierliche

Vortriebe zum Einsatz kommen. Im Endausbau wird in diesem Bereich die Nothaltestelle situiert (Abb. 2). Der Baubeginn des ersten Tunnelbauloses (Tunnel Fröschnitzgraben) erfolgte Anfang 2014, die Inbetriebnahme des Semmering-Basistunnels neu ist im Jahre 2024 vorgesehen. Ein detaillierter Überblick zum Projekt kann [2] entnommen werden.

2.2 Vorbereitende Maßnahmen - Deponie Longsgraben

Seit dem Jahre 2012 werden vorbereitende Maßnahmen für den Tunnelbau umgesetzt, die Erschließungsstraßen, Brückenbauwerke, Hochwasserschutzmaßnahmen und Versorgungsleitungen umfassen [3].

Als Teil dieser Maßnahmen wurde der Longsgraben, ein unbewohnter Seitengraben des Fröschnitzgrabens, auf einer Fläche von rund 20 ha und einer Seehöhe zwischen 1.050 m und 1.250 m für die Deponierung des anfallenden Tunnelausbruchmaterials vorbereitet. Der Longsgraben wird im Zuge der Deponierung bis zu einer maximalen Höhe von rund 50 m verfüllt. Nach Ende der Bauarbeiten wird die Deponie rekultiviert und wieder aufgeforstet (Abb. 3). Weitere Angaben zu den Baumaßnahmen im Longsgraben enthält [3].



Abb. 3: Vorbereitende Arbeiten im Longsgraben (links); Darstellung der rekultivierten Deponie (rechts) [ÖBB Infrastruktur AG]

Bevor mit der Ablagerung von Tunnelausbruchmaterial begonnen werden kann war es erforderlich, den Longsbach vom bestehenden Bachbett in der Tiefenlinie des Longsgrabens an den Rand des künftigen Deponiekörpers in der orografisch linken Talflanke zu verlegen. Dazu wurde eine Bewehrte-Erde-Stützkonstruktion (BEK) mit einer Länge von ca. 1.220 m und einer Höhe von bis zu 12 m in der steilen Talflanke (Geländeneigung ca.

35° bis 40°) errichtet. Eine besondere Herausforderung stellte der nördliche Abschluss der Bachverlegung dar, in dem das neue Bachbett in einem Steilstück mit einer Längsneigung von mehr als 50% in die bestehende Talsohle geführt wird (Abb. 4). Das neue Bachbett wurde für ein 150-jährliches Hochwasser dimensioniert, wobei ein Freibord von 1,0 m verbleibt. Das Bachbett selbst wurde nach ökologischen Kriterien naturnahe ausgestaltet.

Für die Wartung des neuen Bachbetts wurde ein Begleitweg auf der Krone der BEK errichtet. Die Auffahrtsrampe zu diesem Begleitweg wurde ebenfalls in Bewehrte-Erde-Bauweise errichtet, wobei eine maximale Höhe von ca. 25 m erreicht wurde. Die BEK für die Bachverlegung und die Auffahrtsrampe stellen das Herzstück der bisher durchgeführten Baumaßnahmen im Longsgraben dar (Abb. 4).



Abb. 4: Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen – Bachverlegung in die Talflanke (links hinten), Auffahrtsrampe (Mitte) und Steilstück der Bachverlegung (rechts vorne)

2.3 Geologische und hydrogeologische Situation im Longsgraben

Im Bereich des Longsgrabens besteht der Untergrund aus Gesteinen des Semmering-Kristallins. Das Semmering-Kristallin stellt einen polymetamorphen Gesteinskomplex dar, der im großtektonischen Kontext dem unterostalpinen Deckenstockwerk zugeordnet wird. Im Longsgraben stehen Paragneise mit Einschaltungen von Grüngesteinen und phyllonitischen Glimmerschiefern an, die als "Gneis-Grüngesteins-Folge" zusammengefasst werden. Das Festgestein weist in Oberflächennähe stark wechselnde Verwitterungs- und Zerlegungsgrade auf. Lokal wurden auch deutlich ausgeprägte Störungszonen festgestellt.

Die Lockergesteinsüberlagerung weist eine Mächtigkeit von wenigen Dezimetern bis Metern auf und besteht aus grob- bis gemischtkörnigem Hangschutt in Form von sandigen, steinigen, teilweise blockigen Kiesen mit wechselndem Schluffanteil.

Quellaustritte sowie mehrere Seitengräben mit wechselnder Wasserführung befinden sich in der orografisch linken Talflanke und im Talschluss. Aufgrund der Schneeschmelze und infolge von Niederschlägen treten in der Lockergesteinsüberlagerung sowie im oberflächennahen, geklüfteten Festgestein Schichtwässer auf.

Einen Überblick über die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich des Semmering-Basistunnel neu enthält [4].

3 Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen

Die Planung der Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen (BEK) erfolgte in enger Abstimmung zwischen der INSITU Geotechnik ZT GmbH, der Ingenieurgemeinschaft DI Bilek & DI Krischner ZT GmbH (igbk) als Deponieplaner und der ÖBB Infrastruktur AG als Bauherr. Die Konzeption und Bemessung der BEK, die Standsicherheitsnachweise und die Entwicklung des geotechnischen Sicherheitsmanagements wurden von INSITU durchgeführt. Die Ausschreibungs- und Ausführungsplanung der BEK wurde von igbk erstellt.

3.1 Konzeption und Grundlagen

Entscheidend für die Standsicherheit einer BEK im steilen Gelände ist die gesicherte Lastübertragung vom Fuß der Stützkonstruktion in den Baugrund. Eine hohe Lastkonzentration oder ungünstige Baugrundverhältnisse am Fuß können ein grundbruchartiges Versagen des Baugrunds und damit das Versagen der Stützkonstruktion zur Folge haben.

Im vorliegenden Fall wies der anstehende Baugrund keine homogenen Eigenschaften auf. Es war mit einer lokal wechselnden Mächtigkeit und Zusammensetzung des Hangschutts, mit Störungszonen und mit Fels unterschiedlichen Zerlegungs- und Verwitterungsgrads zu rechnen. Im Sinne der Beobachtungsmethode nach Eurocode 7 wurden daher bereits im Rahmen der Planung Maßnahmen festgelegt, die im Falle einer nicht ausreichenden Tragfähigkeit des Baugrundes auszuführen waren. Eine geotechnische Zusatzmaßnahme stellten ausbetonierte Baggerschlitzte dar, die am Fuß der BEK anzuordnen waren. Diese Betonelemente werden mit der Längsachse in Falllinie des Hanges situiert und sind in

tragfähigen Baugrund (Fels oder grobkörniger, kantiger Hangschutt) einzubinden. Bei besonders ungünstigen Untergrundverhältnissen werden die Betonelemente zusätzlich mittels Injektionsbohrankern gesichert. Während der Bauphase war eine laufende, systematische Begutachtung und Freigabe der Aufstandsflächen der BEK durch den Geotechniker erforderlich, wobei die geotechnischen Zusatzmaßnahmen nach Erfordernis vor Ort angeordnet wurden.

Generell wurde die Aufstandsfläche der BEK abgestuft, um eine gute Verzahnung der Konstruktion mit dem anstehenden Baugrund sicherzustellen. Um übermäßige Lastkonzentrationen am Fuß der Konstruktion zu vermeiden wurde die Flankenneigung der BEK auf 60° beschränkt.

3.2 Anmerkungen zu Planung und Ausführung der BEK

Die BEK für die Verlegung des Longsbaches und die Auffahrtsrampen wurden auf Grundlage der aktuellen Regelwerke (Eurocode 7, EBGEO [5]) bemessen. Da die Stützkonstruktionen gegen Ende der Ablagerungsphase der Deponie und während der nachfolgenden Rekultivierungsphase vollständig eingeschüttet werden, wurde der Bemessung eine begrenzte Nutzungsdauer von 15 Jahren zugrunde gelegt. Die äußere und innere Standsicherheit der BEK wurde in mehreren maßgebenden Querschnitten mittels konventioneller Berechnungsverfahren (polygonale Gleitkörper nach Janbu, Gleitkreise nach Bishop) nachgewiesen. Zusätzlich wurden in den maßgebenden Querschnitten der Auffahrtsrampe Finite-Elemente-Analysen durchgeführt. Diese Berechnungen erlaubten einen detaillierten Einblick in das Spannungs-Verformungsverhalten und in die Interaktion zwischen Stützkonstruktion und Baugrund. Ergebnisse dieser Untersuchungen und ein Vergleich mit den Messergebnissen aus der Bauphase werden in [6] veröffentlicht. Detaillierte Untersuchungen zur Wirkungsweise von BEK enthält beispielsweise [7].

Die Eigenschaften des Schüttmaterials für die BEK wurden im Zuge der Ausschreibung über Korngrößenband, Scherfestigkeit und zu erreichende Verdichtung definiert. Diese Werte waren vor Beginn des Einbaus sowie laufend während des Baus durch Labor- und Feldversuche nachzuweisen. Ebenso wurden die Vertikalabstände und der erforderliche Bemessungswert der Zugfestigkeit $R_{B,d}$ für die Geogitter vorgegeben. Aufgrund der wechselnden, teilweise relativ hohen Längsneigung der BEK und der Lage im steilen, unregelmäßig geformten Gelände konnte keine eindeutige Richtung für die Hauptbean-

spruchung der Geogitter festgelegt werden. Daher waren generell biaxiale Gitter mit gleicher Zugfestigkeit in beide Richtungen einzubauen. Die BEK wurden mit Geogittern aus hochmodularem Polyester (PET) des Fabrikats Huesker Fortrac®-T; Typ R50/50-25T ($R_{B,d} = 20,3 \text{ kN/m}$) und Typ R80/80-25T ($R_{B,d} = 34,6 \text{ kN/m}$) ausgeführt.

Die Abb. 5 enthält ein typisches Regelprofil der BEK im Bereich der Bachverlegung.

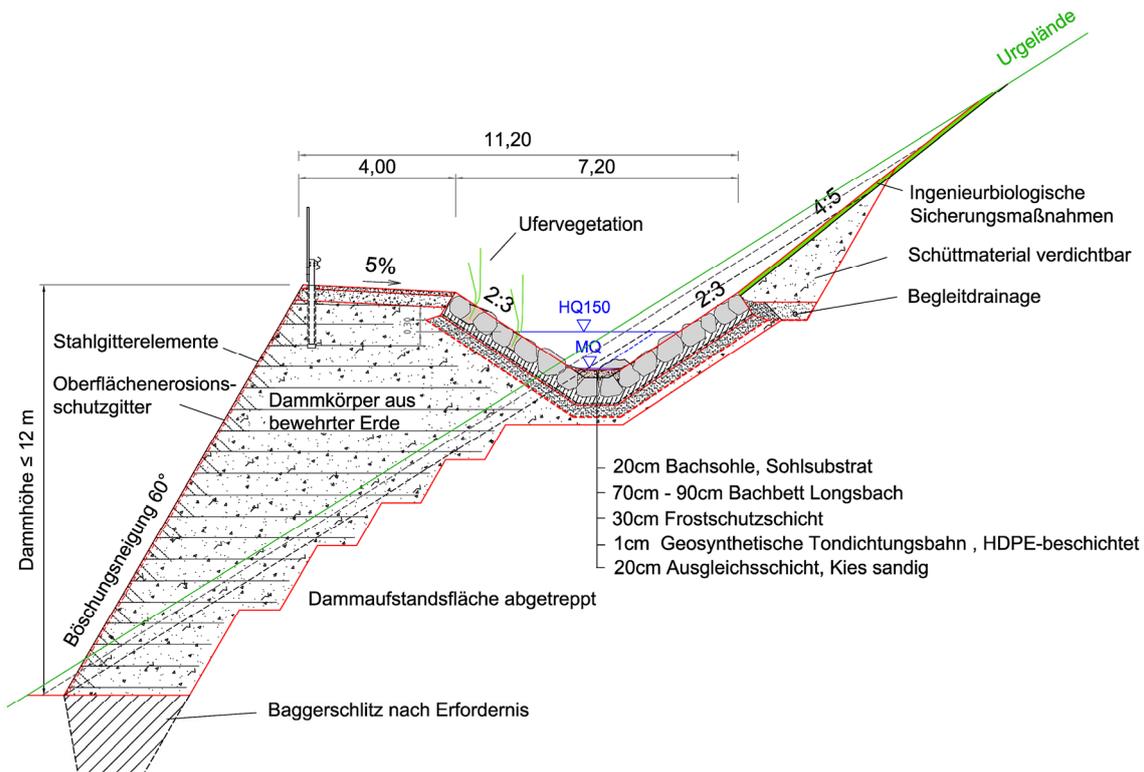


Abb. 5: Regelprofil der Bewehrte-Erde-Stützkonstruktion im Bereich der Bachverlegung
[Plangrundlage: Ingenieurgemeinschaft DI Bilek & DI Krischner ZT GmbH, Graz]

3.3 Geotechnisches Messkonzept

Im Rahmen des geotechnischen Sicherheitsmanagements wurde ein Messkonzept entwickelt, das entsprechend der Beobachtungsmethode nach Eurocode 7 eine systematische Erfassung und Beurteilung des Verhaltens der Bewehrte-Erde-Konstruktionen während der Bauausführung und nach Fertigstellung ermöglicht. Dazu wurden vor dem Beginn der Bauphase Messquerschnitte für geodätische Verschiebungsmessungen, die Anzahl der Messpunkte, die erforderlichen Messintervalle und Bandbreiten für die zu erwartenden Verschiebungen festgelegt. Weiters wurden Warn- und Alarmwerte ermittelt, die bei unerwünschten geotechnischen Entwicklungen ein rechtzeitiges Reagieren und das geordnete Einleiten von Gegenmaßnahmen sicherstellen sollten.

Dabei wurde erkannt, dass eine zusätzliche, baubegleitende Erfassung der Zugkraftentwicklung in den Geogittern zu einem wesentlichen Erkenntnis- und damit Sicherheitsgewinn führen könnte. In der Folge wurde das Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme (IGMS) der Technischen Universität Graz als Spezialist auf dem Gebiet faseroptischer Messsysteme beigezogen und mit der Entwicklung eines maßgeschneiderten Messsystems zur Erfassung der Dehnungen in den Geogittern beauftragt. Aus den Messwerten können über die aus Versuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehung die Kräfte in den Geogittern abgeleitet werden. Die faseroptisch gemessenen Dehnungen können wiederum mit den geodätisch ermittelten Verschiebungen korreliert und auf Plausibilität geprüft werden.

Das geotechnische Sicherheitsmanagement für die Bewehrte-Erde-Konstruktionen (BEK) umfasst folgende Komponenten:

- BEK für die Bachverlegung (Höhe bis ca. 12 m, Länge ca. 1.160 m, Längsneigung der Krone ca. 14% bis 18%): 11 Messquerschnitte (MQ) mit je 3 geodätischen Messpunkten (MP) jeweils am Fuß, in der Mitte und an der Krone der BEK.
- BEK beim Steilstück der Bachverlegung (Höhe bis ca. 9 m, Länge ca. 60 m, Längsneigung der Krone ca. 53%): 2 MQ mit 2 bzw. 3 geodätischen MP; faseroptische Messungen in 2 Messebenen je MQ, jeweils längs und quer zur Bachachse zur Erfassung dreidimensionaler Dehnungen in diesem Bereich.
- BEK für die Auffahrtsrampe (Höhe bis ca. 25 m, Länge ca. 80 m, Längsneigung der Krone 14,5%): 2 MQ mit 5 bzw. 6 geodätischen MP; faseroptische Messungen in 5 Messebenen je MQ quer zur Achse der BEK.

Während der Bauzeit wurden wöchentliche Messungen durchgeführt. Nach der Fertigstellung wurde das Messintervall ab Anfang 2014 auf eine Messung pro Monat verlängert. Während der Schneeschmelze im März / April 2014 soll das Messintervall wiederum verkürzt werden.

Wesentlicher Bestandteil des geotechnischen Sicherheitsmanagements ist die rasche Auswertung und Übermittlung der Messdaten an den Geotechniker (in der Regel am Tag der Messung). Spätestens am darauffolgenden Vormittag erfolgt durch den Geotechniker eine Prüfung und Beurteilung der Messdaten sowie eine Rückmeldung an die Baustelle.

Die Abb. 6 enthält eine Darstellung der geodätischen und der faseroptischen Messeinrichtungen (FOS) im Lageplan und beispielhaft im Messquerschnitt MQ01 im Bereich der Auffahrtsrampe. Die geodätischen Messpunkte (MP) sind jeweils am Schnittpunkt der FOS mit der Flanke der BEK angeordnet. FOS wurden in diesem Messquerschnitt in jeder sechsten Geogitter-Lage situiert. Der Einbau der einzelnen Messebenen des FOS und der zugehörigen geodätischen Messpunkte erfolgte fortlaufend mit dem Aufbau der BEK. Die Nullmessung von FOS und geodätischem Messpunkt wurden jeweils unmittelbar nach dem Einbau durchgeführt. Damit konnten die auftretenden Verschiebungen und Dehnungen vollständig erfasst werden. In der Abb. 6 ist weiters erkennbar, dass die oberste Ebene des FOS im MQ01 durch den gesamten Dammquerschnitt geführt werden konnte. An der frei geböschten "Rückseite" der BEK ist am Austrittspunkt des FOS ein weiterer geodätischer Messpunkt situiert. Dadurch können in dieser Messebene die Verschiebungen beider Austrittspunkte des FOS geodätisch erfasst werden, wodurch die Messergebnisse zusätzlich geprüft werden können.

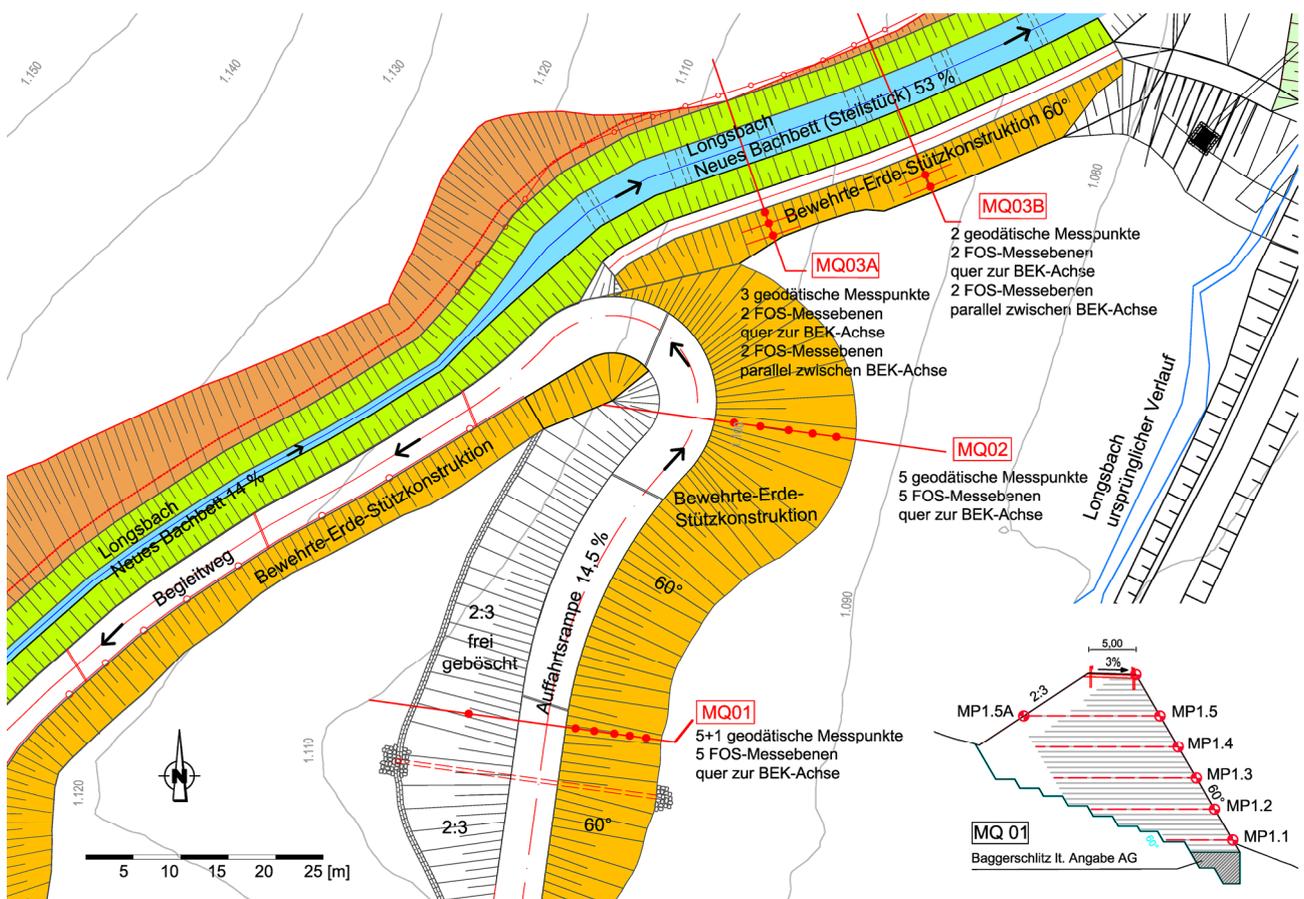


Abb. 6: BEK im Bereich Bachverlegung / Auffahrtsrampe / Steilstück der Bachverlegung; Lageplan und Querschnitt mit geodätischen Messpunkten (MP) und faseroptischen Messebenen.
[Plangrundlage: Ingenieurgemeinschaft DI Bilek & DI Krischner ZT GmbH, Graz]

4 Faseroptisches Messsystem

Zusätzlich zu den geodätischen Messungen an der Außenseite der BEK sollten Messungen zum Auslastungsgrad der verwendeten Geogitter durchgeführt werden. Dafür müssen in den Erdkörper integrierbare Sensoren verwendet werden. Die Verwendung faseroptischer Sensoren für die Überwachung von geotechnischen Anwendungen konnte bereits mehrfach erfolgreich durchgeführt werden [8]. [9, 10] zeigen in ihren Arbeiten die Überwachung von Hangrutschungen und Erdbewegungen mittels faseroptischer Sensoren. In [11] wird die Kombination von in Erdreich eingebetteten faseroptischen Sensoren mit herkömmlichen geodätischen Methoden gezeigt.

Im Gegensatz zu den konventionellen Methoden der Geodäsie ist es mit FOS möglich, Vorgänge im Inneren einer Struktur zu messen, um direkt auf Vorgänge im Inneren schließen zu können [12]. Eine Klassifizierung faseroptischer Sensoren kann unter anderem in punktuelle, quasiverteilte und verteilte Systeme [13] erfolgen. Beispiele für Punktsensoren sind Sensoren, die auf interferometrischen Messverfahren basieren (EFPI-Sensoren, SOFO). Quasi verteilte Systeme verwenden meist Faser Bragg Gitter. Verteilte Systeme beruhen auf Rayleigh-, Raman- oder Brillouin-Reflektionen innerhalb eines Lichtwellenleiters und haben den Vorteil, dass die gesamte Faser als sensitives Element verwendet werden kann. Aufgrund der Größe des Messobjektes und der damit zusammenhängenden Gesamtlänge der Sensorfaser sowie der hohen Anzahl an Messstellen bietet sich der Einsatz eines verteilten Messsystems an. Die eingesetzte Auswerteeinheit beruht dabei auf dem Prinzip der Brillouin-Rückstreuung.

4.1 Grundlagen Brillouin-Streuung

Für die Brillouin-Streuung in einer Monomode-Faser wird leistungsstarkes schmalbandiges Laserlicht (Pump-light) in die Faser eingekoppelt und es kommt zu einer induzierten Rückstreuung vom Licht an Schallwellen im Fasermaterial [14, 15]. Für diesen Vorgang ist eine hohe Leistung des Lasers erforderlich. Um die Leistung des Pump-Lasers zu verringern besteht die Möglichkeit einen Probe-Laser am anderen Ende der Faser einzukoppeln. Dies bedeutet allerdings, dass eine durchgehende Faser mit beiden Enden am Messgerät angeschlossen sein muss.

Die Brillouin-Frequenz des rückgestreuten Lichts wird vom Messgerät aufgezeichnet und ist abhängig von der Schallgeschwindigkeit im Medium. Aufgrund von Dehnungs- und/oder Temperaturänderungen (Änderung der Schallgeschwindigkeit) entlang der Faser wird eine Frequenzverschiebung der Brillouin-Rückstreuung hervorgerufen. Durch das Messen der Änderungen im Messsignal (Frequenzverschiebung – Brillouin Optical Frequency Domain Analysis - BOFDA) lassen sich somit Rückschlüsse auf Änderungen dieser Größen bestimmen. Beide Einflussgrößen haben eine lineare Änderung der Brillouin-Frequenzverschiebung zur Folge [14, 16]. Für eine korrekte Ableitung der Dehnwerte aus den Frequenzverschiebungen müssen die Kennwerte für das verwendete Sensorelement bekannt sein. Da diese meist nicht mit ausreichender Genauigkeit vorhanden sind, ist eine Kalibrierung im Labor notwendig (Abschnitt 4.2).

Neben der Brillouin-Frequenz kann über eine Laufzeitmessung die Position entlang der Messfaser detektiert werden und man erhält die in Abb. 7 dargestellten Daten. Erkennbar ist die Grundfrequenz des rückgestreuten Lichts von 10,85 GHz bei ungespannter Faser. An zwei Positionen (ca. 30 m und 60 m) wurde die Faser gedehnt und dadurch die Rückstreuungsfrequenz verschoben.

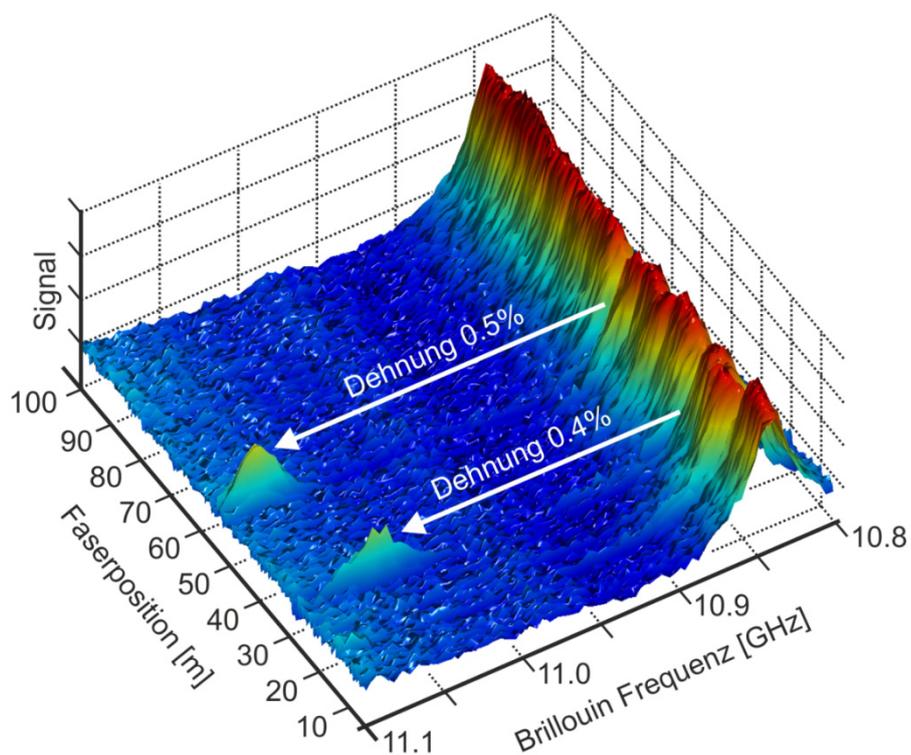


Abb. 7: BOFDA Messsignal

4.2 Konzeption des Messsystems

In [17] wird der Einsatz von faseroptischen Sensoren, die bereits in ein Geotextil eingearbeitet sind, gezeigt. Die Herausforderung bei diesem Projekt bestand jedoch darin, ein System zu entwickeln, das auf gängige Geotextilien angewendet werden kann. Als Sensorelement wurde das sehr robuste BRUStrain V4 Sensorkabel von Brugg Kabel gewählt. In Summe wurden für alle Messebenen ca. 2 km Sensorfaser verbaut.

Das unter 4.1 beschriebene Messsystem benötigt zwingend ein geschlossenes System. Das Sensorkabel muss daher in der Messebene in einer Schleifenkonfiguration geführt werden (Abb. 8, links). Die einzelnen Segmente erhalten dabei denselben Ankerpunkt. Eine Seite dieser Schleife wird leicht vorgespannt eingebaut und ist somit sensitiv auf Dehnungs- und Temperaturänderungen. Die zweite Seite der Schleife wird frei von Zugkräften eingebaut und erfährt dadurch lediglich Temperaturänderungen. Durch Kombination der beiden gegenüberliegenden Segmente lässt sich eine Temperaturkompensation realisieren.

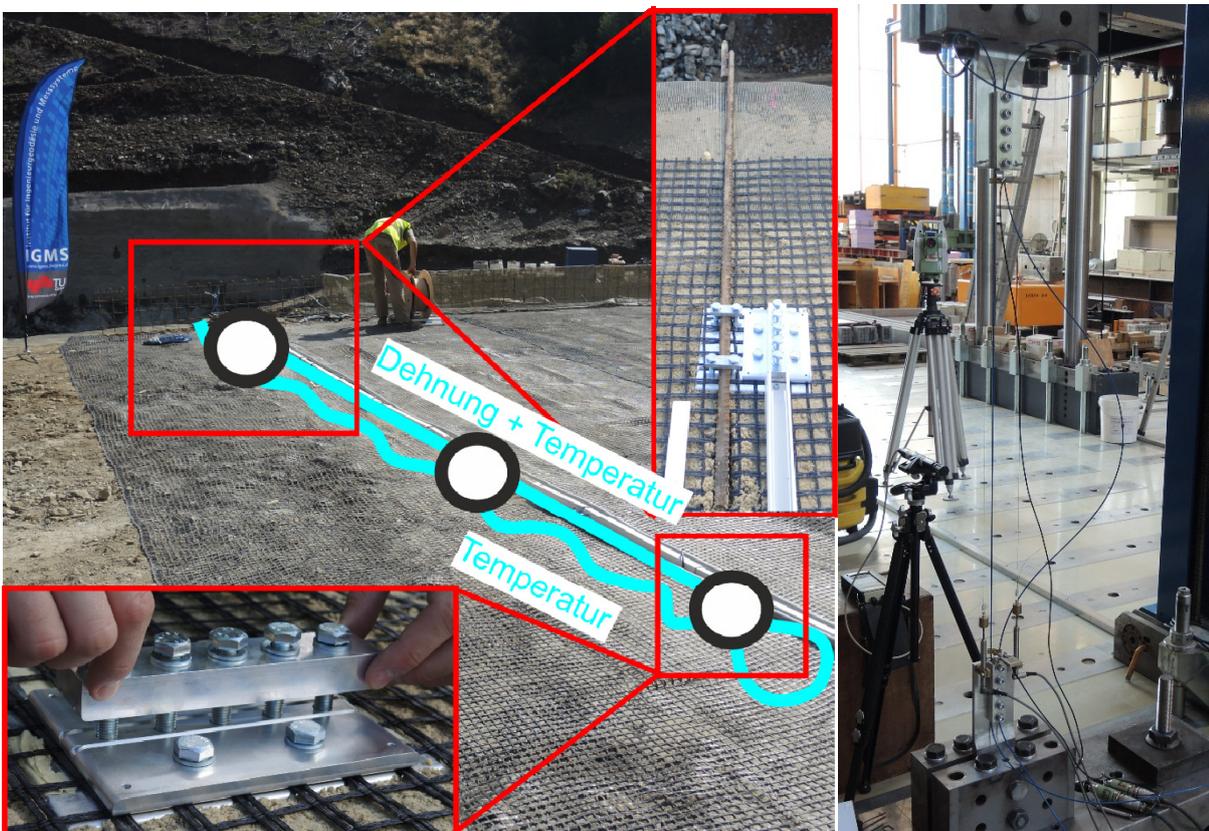


Abb. 8: Sensoreinbau auf Baustelle (links); Laboraufbau Dehnkennwertbestimmung (rechts)

Um das eingesetzte Sensorkabel kraftschlüssig mit dem Geogitter verbinden zu können, war die Entwicklung von speziellen Ankern notwendig (Abb. 8, links unten). Diese Anker stellen eine punktuelle Verbindung vom Geogitter zur Sensorfaser her. Eine zuverlässige Übertragung der Kräfte vom Geogitter auf den Kern der Glasfaser konnte in umfangreichen Laboruntersuchungen sichergestellt werden. Die Dehnung der Geogitter kann somit zwischen zwei Ankerpunkten exakt ermittelt werden. Voraussetzung dafür ist ein Dehnkennwert des eingesetzten Sensorkabels. Dieser lineare Kennwert konnte experimentell bestimmt werden (Abb. 8, rechts).

Die räumliche Auflösung des Auswertesystems definiert den Minimalabstand der Ankerpunkte. Dieser beträgt für die eingesetzte Auswerteeinheit fTB121 der Firma fibris Terre 1 m [18]. Um eine Verbindung der faseroptischen Messungen mit den geodätischen Messungen herstellen zu können, wurden die Prismen an der Außenseite der BEK fix mit der äußersten Adapterplatte verbunden (Abb. 8, links oben).

4.3 Messung und Auswertung

Die Messungen der einzelnen Abschnitte in allen Messebenen kann zeitgleich von einer zentralen Messstation durchgeführt werden. Als Messsignal erhält man die in Abb. 9 dargestellten Daten (Draufsicht auf Frequenzdarstellung analog zu Abb. 7).

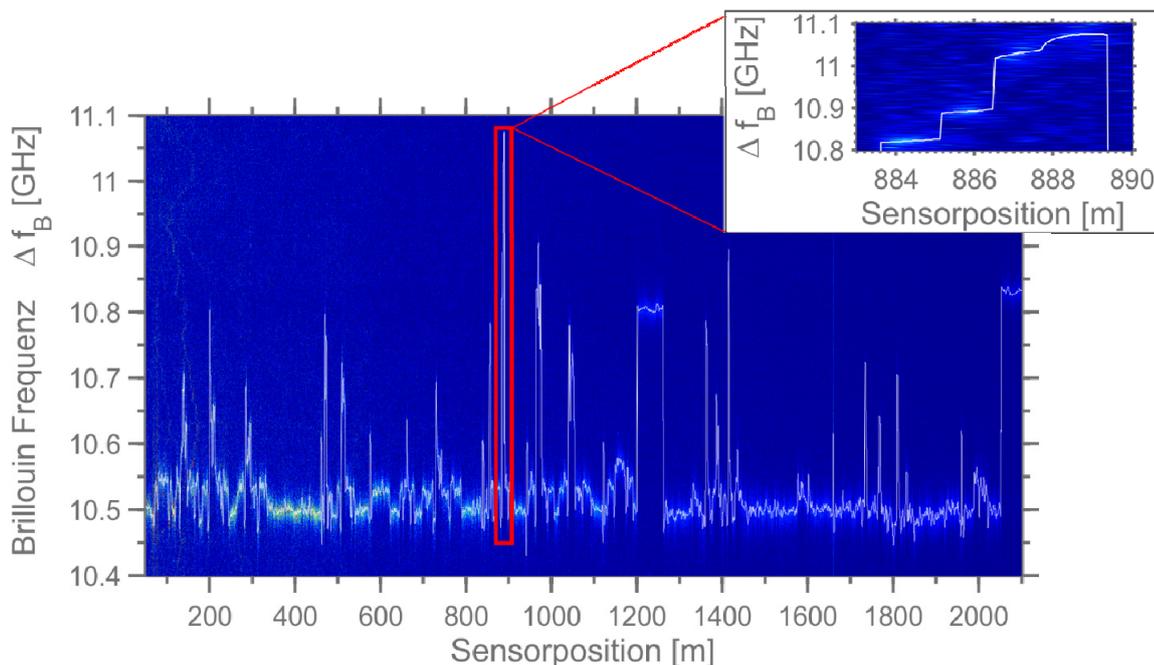


Abb. 9: Messergebnis der 2 km langen Sensorschleife

Aus diesen Daten gilt es nun, die detektierte Frequenz den einzelnen Abschnitten in den Messebenen zuzuordnen. Abb. 9 rechts oben zeigt einen Ausschnitt für die zweite Messebene in MQ2. Klar erkenntlich sind die 4 ca. 1,2 m langen Abschnitte mit einer unterschiedlichen Brillouin-Frequenz. Die Abschnitte werden dabei von der Außenseite der BEK nach innen nummeriert.

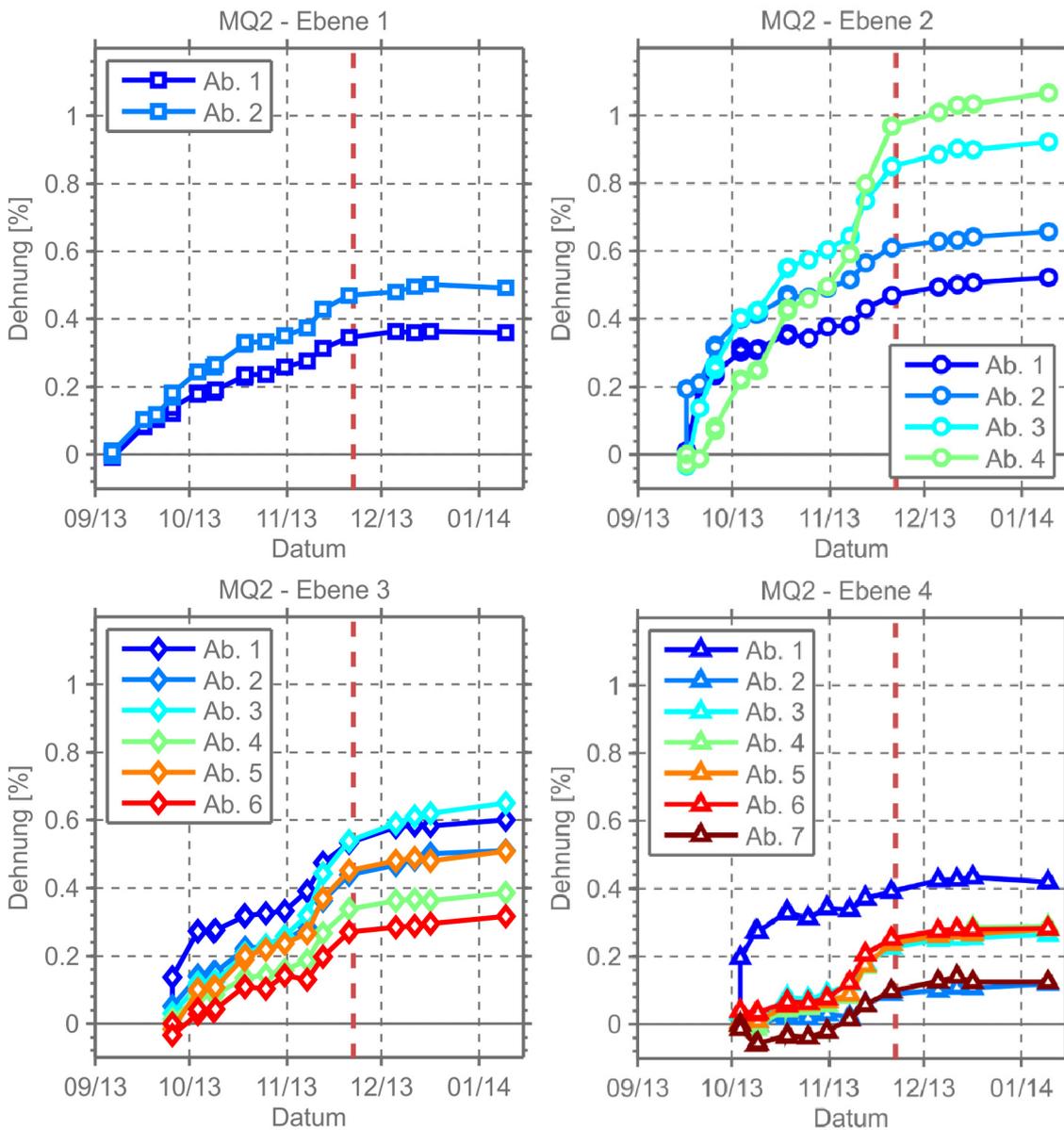


Abb. 10: Dehnungsverlauf der Ebenen 1 bis 4 in MQ2 seit Einbau. Ab. steht für Abschnitt, die *strichlierte rote Linie* markiert das Ende der Schüttungen der BEK

Um die Berechnungen automatisiert durchführen zu können wurde von IGMS eine Auswertesoftware erstellt, die eine automatische Zuordnung des Messsignals und die Frequenzbestimmung vornimmt. Durch die Definition der zu den Dehnabschnitten zugehö-

rigen Temperaturabschnitte (Abb. 8 links) kann eine Temperaturkompensation vorgenommen werden. Nach Einbindung des im Labor bestimmten Dehnungskoeffizienten kann die Dehnung des Geogitters in Bezug auf einen Referenzzeitpunkt bestimmt werden. Als Referenz dient dabei die Messung vor dem Verdichten des Schüttmaterials in der jeweiligen Ebene.

Abb. 10 zeigt den zeitlichen Dehnverlauf der untersten vier Ebenen des Messquerschnitts MQ2. Bis zum Ende der Schüttung des BEK ist ein stetiges Anwachsen der Dehnung erkennbar. In Messebene 1 und 2 ist auffällig, dass die Dehnungen bergseitig einen größeren Betrag annehmen als talseitig. Nach dem Ende der Schüttung der BEK ist immer noch eine Zunahme der Dehnung sichtbar, jedoch in einem weit geringeren Ausmaß als vorher. Eine weiterführende Analyse der Daten wird im folgenden Kapitel beschrieben.

5 Ergebnisse des Mess- und Beobachtungsprogramms

Im Folgenden wird nur auf die messtechnische Überwachung der Auffahrtsrampe eingegangen, da in diesem Bereich sowohl geodätische Messungen als auch das faseroptische Messsystem (FOS) zum Einsatz gekommen sind.

5.1 Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Geogitter

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung der verwendeten Geogitter ist die Grundlage für die Ableitung der Zugkräfte in den Geogittern, da diese die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Kräfte erlaubt. Für die Ermittlung dieser Kurve wurden vom Hersteller Laborversuche durchgeführt. In der Abb. 11 sind typische Kraft-Dehnungs-Linien ersichtlich, wobei die Geogitter in diesen Versuchen bis zum Versagen belastet wurden.

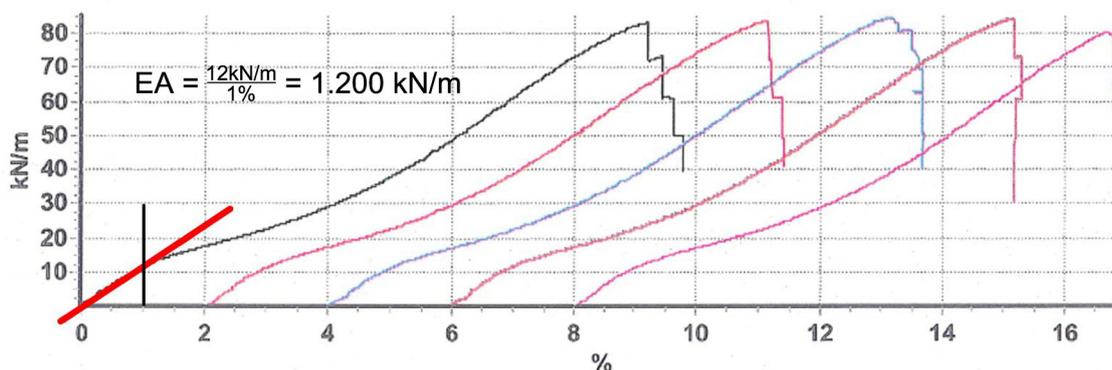


Abb. 11: Ergebnisblatt der Laborversuche des Herstellers - Huesker Fortrac® 80/80-25T

Um die Kräfte im Geogitter ableiten zu können, wurde eine Sekante in den Teil der Kurve gelegt, welcher die im Bauwerk gemessenen Dehnungen abbildet (0% bis 1% Dehnung). Nicht berücksichtigt wird dabei das viskose Verhalten bzw. das Kriechen des Geogitters, das bei länger andauernder Belastung eine relevante Größenordnung erreichen kann. Daher ist vorgesehen, mit dem installierten Messsystem Langzeitmessungen durchzuführen um diesen Effekt unter realen Bedingungen beurteilen zu können.

5.2 Faseroptische Messungen während der Bauausführung

Während des Baus der BEK der Auffahrtsrampe wurden in den gewählten Messquerschnitten (MQ) in regelmäßigen Abständen FOS-Messebenen eingebaut (Abb. 12). Die Nullmessung jeder Ebene erfolgte unmittelbar nach dem Einbau. Gleichzeitig wurden an den tiefer liegenden FOS-Ebenen Folgemessungen durchgeführt. Daraus ergab sich ungefähr ein wöchentliches Messintervall, aus dem die Entwicklung der Dehnungen bzw. Zugkräfte in den Geogittern mit dem Baufortschritt ersichtlich wird. In der Abb. 12 ist diese Entwicklung für die FOS-Ebenen 1 bis 3 im MQ 02 dargestellt, wobei die einzelnen Messungen farblich gekennzeichnet wurden. Es ist deutlich erkennbar, dass die Schütтарbeiten im oberen Bereich der Rampe auch in den unteren FOS-Ebenen noch Dehnungs- bzw. Kraftzuwächse bewirken (blaue und orange Linien).

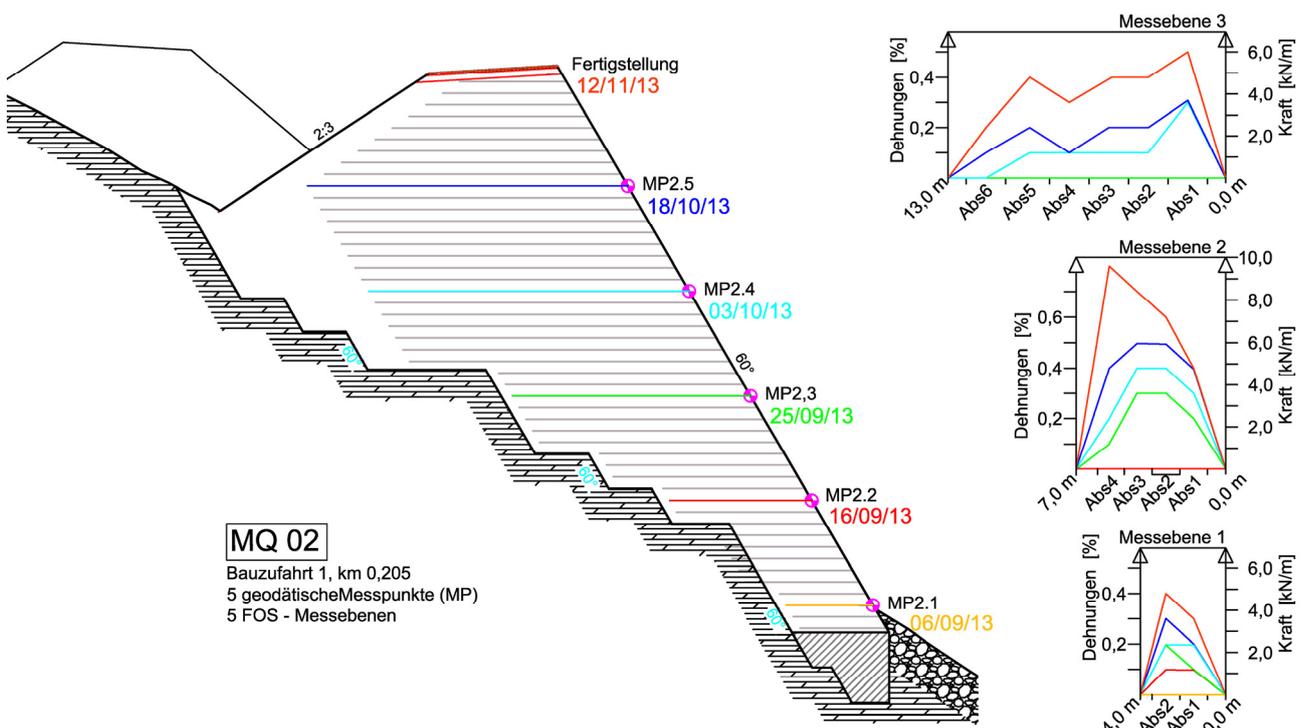


Abb. 12: MQ 02: Entwicklung der Dehnungen / Kräfte in den Geogittern während des Baus der BEK

Die aus den Dehnungen abgeleiteten Kräfte in den Geogittern lagen deutlich unter den prognostizierten Werten. Die normgemäße Bemessung der Konstruktion ergab maximale Zugkräfte von ca. 30 kN/m (Bemessungswert). Tatsächlich gemessen wurden unmittelbar nach der Fertigstellung der Auffahrtsrampe Maximaldehnungen von 0,8%, die vorhandenen Zugkräften von ca. 10 kN/m entsprechen.

5.3 Vergleich der FOS-Dehnungsmessungen mit den Absolutverschiebungen

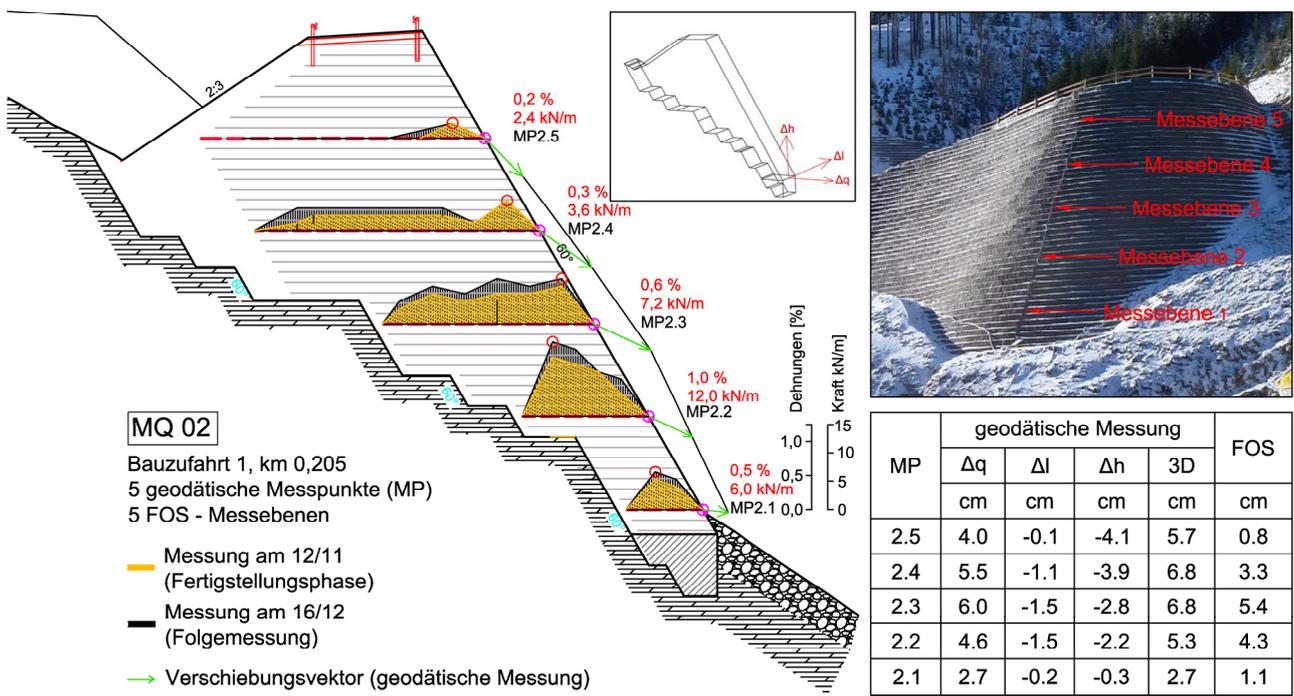


Abb. 13: MQ 02: Kräfte und Dehnungen in den Geogittern; Tabelle: Ergebnisse der geodätischen Messungen, über die Länge der Geogitter integrierte Dehnungen aus den FOS-Messungen

In der Abb. 13 ist die Verteilung der Dehnungen in den FOS-Messebenen dargestellt (Ergebnis der Folgemessung vom 16.12.2013). Es ist deutlich erkennbar, dass die größten Dehnungen im unteren und mittleren Bereich der BEK aufgetreten sind (FOS-Ebenen 2 und 3). Weiters ist eine relativ gleichmäßige Verteilung der Dehnungen über die Länge der Geogitter erkennbar. In der obersten FOS-Ebene sind dagegen nur im böschungsnahen Bereich geringe Dehnungen aufgetreten. Das lässt darauf schließen, dass die Scherfestigkeit des Schüttmaterials (Felsbruch) in diesem Bereich für die Lastübertragung großteils ausreicht, die Geogitter werden daher kaum beansprucht.

Werden die gemessenen Dehnungen über die Länge der Geogitter integriert und den an der Flanke der BEK geodätisch gemessenen Verschiebungen gegenüber gestellt (Tabelle

in Abb. 13), zeigt sich ein weiterer Vorteil dieses neuartigen Messsystems. Im oberen Teil der BEK (Messebenen 4 und 5) ist die über den Querschnitt aufintegrierte Dehnung deutlich geringer als die an der Flanke der BEK geodätisch gemessene Verschiebung. Das lässt auf eine seitwärts gerichtete Verschiebung des gesamten Schüttkörpers schließen. Im unteren und mittleren Teil der BEK entsprechen die über den Querschnitt aufintegrierten Dehnungen dagegen beinahe den an der Flanke gemessenen Verschiebungen. Das lässt darauf schließen, dass das hintere (innen liegende) Ende der FOS-Messfaser in seiner Lage nur geringfügig verschoben wird und die an der Flanke gemessenen Verschiebungen größtenteils aus der Verformung des Schüttkörpers resultieren. Die Kombination aus geodätischen und FOS-Messungen erlaubt somit Einblicke in das Verformungsverhalten der BEK, die bisher nicht möglich waren.

5.4 Detailauswertung der FOS-Messungen

Nach einem rückläufigen Verschiebungstrend im Oktober 2013 wurden im November 2013 in den geodätischen Messungen im MQ 02 wieder deutliche Verschiebungszuwächse festgestellt, wobei sowohl Bewegungen quer zur Dammachse (Δq) als auch Setzungen ($-\Delta H$) registriert wurden. Die FOS-Messungen zeigten dementsprechende Dehnungszuwächse (Abb. 14). Das Abklingen der Bewegungen wurde erst ab 20.11.2013 festgestellt. In diesem Zeitraum wurden zunächst die obersten Schüttilagen der BEK eingebaut. Die BEK wurde ungefähr Mitte November fertiggestellt.

Eine nähere Analyse der FOS-Messergebnisse dieses Zeitraums zeigt, dass ausgehend von einem zuvor gleichmäßigen Dehnungsverlauf (Messung vom 07.11.2013) vor allem im hinteren Teil der Geogitter maßgebliche Dehnungszuwächse aufgetreten sind. Ursache dafür könnten beispielsweise durch Starkniederschläge oder Arbeiten unterhalb der Schüttung ausgelöste Verschiebungen des BEK-Fußes sein. Im Bereich der FOS-Messebene 2 liegt der hintere Teil des Geogitters (Abschnitte 3 und 4) relativ knapp über dem anstehenden, kompakten Fels. Bewegungen des BEK-Fußes führen folglich zur Konzentration von Dehnungen im Übergangsbereich zwischen Schüttmaterial und Fels.

Nach dem 20.11.2013 zeigen die geodätischen Messungen geringe wechselnde Bewegungen, die nach Analyse der Wetterdaten auf der Wirkung von Frost-Tauwechseln beruhen. Auf die Dehnungen in den Geogittern haben diese keine messbaren Auswirkungen.

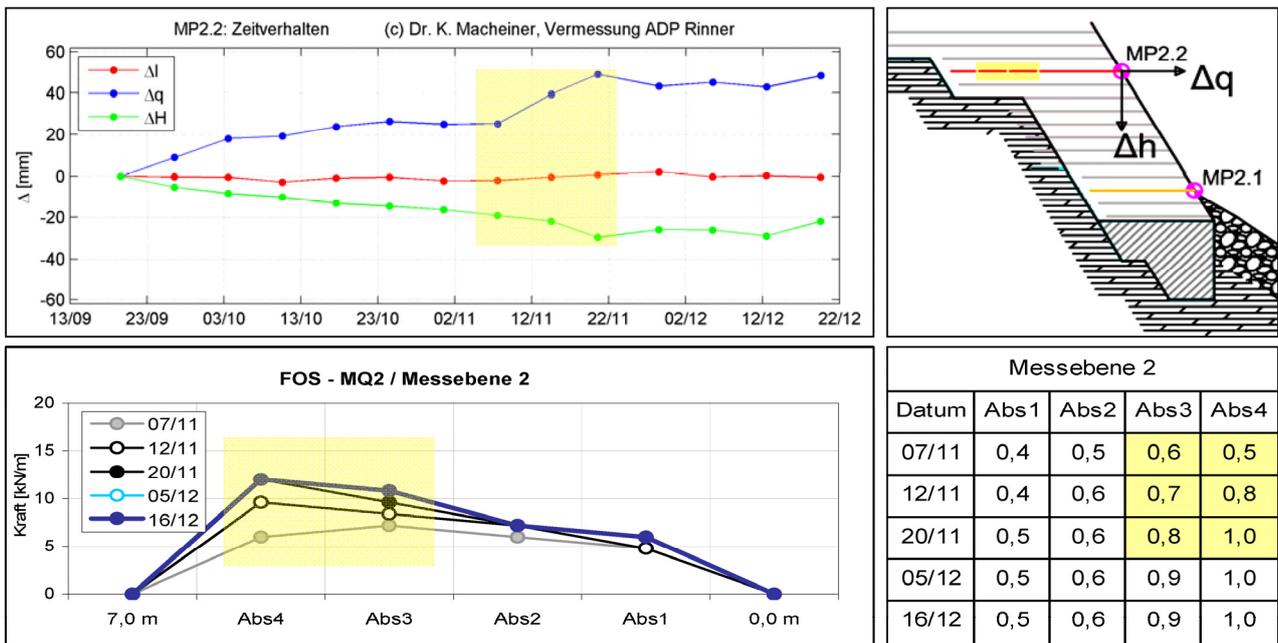


Abb. 14: Auswertung der geodätischen Messung (links oben); Lage der FOS-Messebene 2 (rechts oben); Entwicklung der Kräfte / Dehnungen in der FOS-Messebene 2 von 07.11. bis 20.11.2013 (unten)

6 Zusammenfassende Beurteilung der Messungen

Beim Bau von Stützkonstruktionen in Bewehrte-Erde-Bauweise in alpinem Gelände wurden neben geodätischen Messungen auch neuartige faseroptische Dehnungsmessungen durchgeführt, die Rückschlüsse auf die Zugkräfte in den Geogittern erlauben. Ein Vergleich der aus den faseroptischen Messungen ermittelten Verschiebungen mit den Ergebnissen der geodätischen Messungen ergibt eine gute Übereinstimmung. Eine Analyse der bisherigen Messergebnisse lässt darauf schließen, dass die tatsächlichen Zugkräfte in den Geogittern deutlich geringer sind, als aufgrund der klassischen Berechnungsansätze zu erwarten ist.

Die faseroptischen Messungen erlauben darüber hinaus Einblicke in das Tragverhalten des gesamten Bewehrte-Erde-Baukörpers, sowohl während der Bauausführung als auch nach Baufertigstellung. In Kombination mit den geodätischen Messungen stellt das faseroptische Messsystem somit wertvolle Zusatzinformationen für den Geotechniker zur Verfügung, die besonders bei der Beurteilung schwieriger geotechnischer Konstruktionen im Rahmen der Beobachtungsmethode einen maßgeblichen Sicherheitsgewinn erlauben.

Das vorliegende Beispiel zeigt, dass auch beim Einbau des faseroptischen Messsystems unter Baustellenbedingungen Messergebnisse in ausgezeichneter Qualität erreichbar sind. Die Praxistauglichkeit dieses neuartigen Messsystems wurde somit nachgewiesen.

In weiterer Folge ist geplant, die faseroptischen Dehnungsmessungen über einen längeren Zeitraum fortzuführen, um neue Erkenntnisse über das Langzeitverhalten sowohl der Bewehrte-Erde-Konstruktion als auch des Messsystems zu gewinnen.

7 Literatur

- [1] http://ec.europa.eu/transport/themes/infrastructure/new-core-network-key-figures_en.htm;
02.01.2014
- [2] Gobiet G. (2013): Der Semmering-Basistunnel neu - das Projekt im Überblick; Geomechanics and Tunnelling Vol.6, Dec. 2013; S. 680 - 687; Verlag Ernst&Sohn.
- [3] Müller J.R., Zettl N., Schachinger T. (2013): Die Vorarbeiten für den Semmering-Basistunnel neu; Geomechanics and Tunnelling Vol.6, Dec. 2013; S. 688 - 700; Verlag Ernst&Sohn.
- [4] Daller J., Stadlmann T., Vanek R., Wagner O. (2011): Stand der Erkundungs- und Planungsarbeiten für den Semmering-Basistunnel neu; Tagungsband Südbahntagung 02.-03.12.2011; Technische Universität Graz, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau; S. 17 - 24.
- [5] DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2010): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO; Verlag Ernst & Sohn, Berlin; 2. Auflage 2010.
- [6] Schuller H., Schwingshackl I., Schachinger T., Moser F., Lienhart W. (2014): Semmering-Basistunnel neu – geotechnisches Monitoring mit faseroptischen Messsystemen beim Bau von Bewehrte-Erde-Stützkonstruktionen in der Deponie Longsgraben; Beiträge zum 29. Christian-Veder-Kolloquium "Stützmaßnahmen in der Geotechnik – Bemessung | Ausführung | Langzeitverhalten", TU Graz, Gruppe Geotechnik Graz; 24./25. April 2014.
- [7] Lackner C. (2012): Prestressed reinforced soil - Concept, investigations and recommendations; TU Graz, Gruppe Geotechnik Graz, Heft 45.
- [8] Iten, M., Hauswirth, D., Fischli, F. & Puzrin, A. M. (2012): Distributed fiber-optic sensors in geotechnical monitoring; ISSMGE Bulletin. Vol. 6; Seite 32-44
- [9] Iten, M., Schmid, A., Hauswirth, D. & Puzrin, A. M. (2009): Defining and monitoring landslide boundaries using fiber optic systems; Proc. Of Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation; Seite 451-456

- [10] Hauswirth, D., Iten, M. & Puzrin, A. M. (2011): Experimental study of a soil-embedded fibre optic strain sensor crossing a shear zone; 5th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure; Cancun
- [11] Lienhart, W., Brunner, F.K. (2013): Geodätische Überwachung von gravitativen Massenbewegungen am Beispiel des Gradenbach-Obervatoriums; Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement, Vol. 1/2013; Seite 64-74
- [12] Brunner, F.K., Woschitz, H. (2011): Über die Erweiterung des ingenieurgeodätischen Monitorings; Allgemeine Vermessungsnachrichten, Vol. 6/2011; Seite 212-218
- [13] Measures, R.M.(2001): Structural Monitoring with Fiber Optic Technology; Academic Press: San Diego, CA, USA, 2001; Seite 29.
- [14] Horiguchi, T., Kurashima, T. & Tateda, M. (1989): Tensile Strain Dependence of Brillouin Frequency Shift in Silica Optical Fibers; IEEE Photonics Technology Letters. Vol. 1; Seite 107-108
- [15] Nöther, N.(2010): Distributed Fiber Sensors in River Embankments: Advancing and Implementing the Brillouin Optical Frequency Domain Analysis; BAM-Dissertationsreihe, Volume 64, 2010; <http://www.bam.de/de/service/publikationen/dissertationen.htm>
- [16] Kurashima, T., Horiguchi, T. & Tateda, M. (1990): Thermal Effects of Brillouin Gain Spectra in Single-Mode Fibers; IEEE Photonics Technology Letters. Vol. 2; Seite 718-720
- [17] Krebber, K., Habel, W. R. (2011): Fibre-optic Sensors Embedded in Geotechnical Textiles and Concrete Piles for Structural Health Monitoring; Allgemeine Vermessungsnachrichten, Vol.7/2011; Seite 252-263
- [18] fibris Terre GmbH (2012): Datenblatt: fTB 121 Fiber-optic sensing system for distributed strain and temperature monitoring

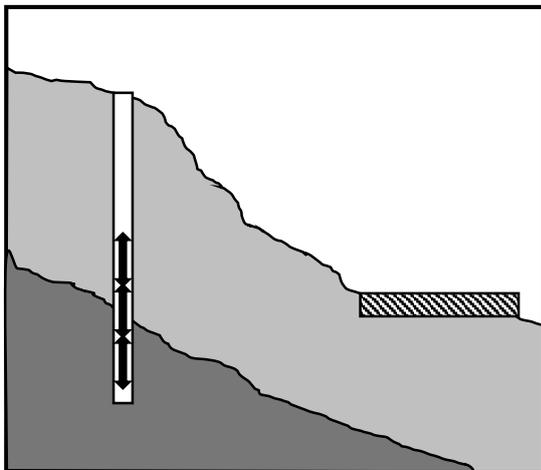
Inklinometer-Messketten zur geotechnischen Überwachung einer Baugrube in strukturempfindlichen Baugrund, Betrachtung von entsprechenden Systemen

Daniel Naterop

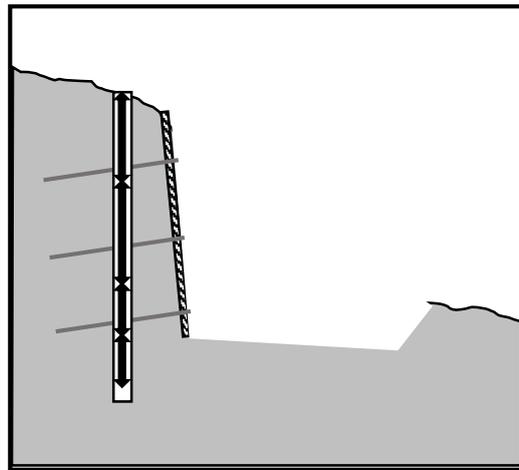
1 Einleitung

Zur Messung von Verschiebungen im Untergrund oder in geotechnischen Bauwerken wie Pfählen, Baugrubenwänden, Stützbauwerken werden oftmals Inklinometer-Messungen verwendet. Dabei wird abschnittsweise die Neigungsänderung, meistens entlang vertikaler oder horizontaler Messlinien, ermittelt. Durch die Aufsummierung der abschnittsweise gemessenen Neigungsänderungen zwischen zwei Messungen werden die Verschiebungsprofile ermittelt. Ein wesentliches Merkmal der Neigungsmessungen im Untergrund und in geotechnischen Bauwerken besteht darin, dass vorgängig kritischer Bauphasen eine Nullmessung ausgeführt werden kann um mittels den folgenden Messungen vor, während und nach der Baumassnahme aussagekräftige Resultate betr. der auftretenden Verschiebungen ermitteln zu können. In den meisten Fällen erfolgen die Messungen manuell mit portablen, für vertikale oder horizontale Messlinien geeigneten, Messausrüstungen. Manuelle Messungen sind einfach auszuführen, bieten jedoch über die Zeit keine kontinuierliche Überwachung. Der Personalaufwand bei manuellen Messungen, vor allem wenn sie häufig auszuführen sind, ist unter Umständen beträchtlich und unwirtschaftlich. Die Messrohre manuell zu messender Inklinometer müssen für die Messung zugänglich sein. Dies ist bei schwierigen topographischen Verhältnissen (z.B. Steilhängen) manchmal nur mit beträchtlichem Aufwand zu bewerkstelligen. Messrohre in Steinschlaggebieten und bei grossen Schneemengen sind möglicherweise nur unter Gefahr und mit grossem Aufwand zu erreichen. Im Tunnelbau, z. B. bei der Messung der Verschiebungen eines Rohrschirmvortriebes behindern manuelle Messungen, da dann eine Hebebühne zur Erreichung des Inklinometer-Messrohres eingesetzt werden muss, oftmals die Vortriebsequipe und damit den Bauablauf.

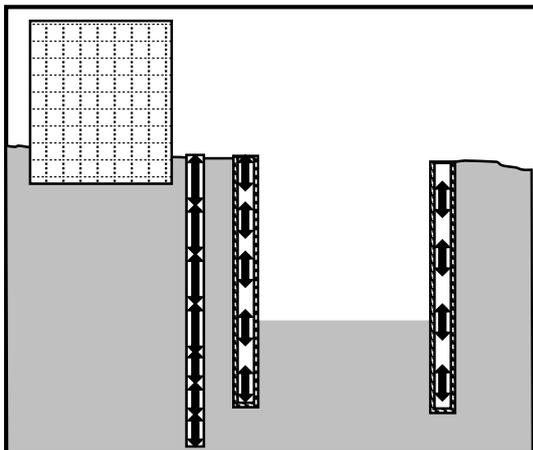
Unter Umständen ist bei kritischen Bauwerken und während heiklen Bauphasen eine kontinuierliche Ermittlung von Verschiebungsprofilen notwendig und angebracht. Auch bei den vorgenannten Schwierigkeiten, denen manuelle Messungen unterliegen, ist eine automatische Messung, welche ohne Personaleinsatz ausgeführt werden kann, angebracht. In solchen Fällen werden automatische Inklinometermessungen mit Messketten oder Messpunkttrihen ausgeführt.



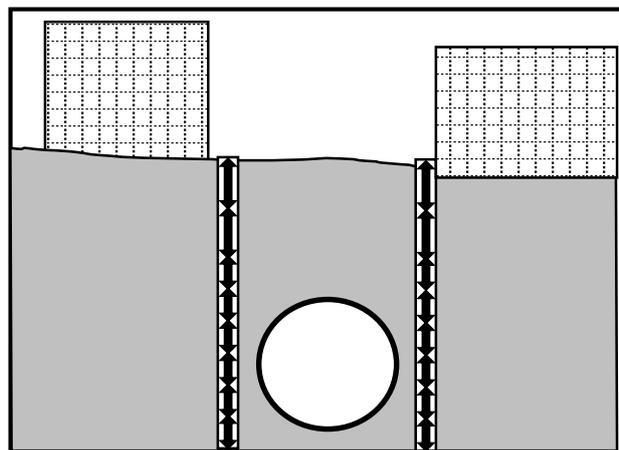
Messkette im Gleithorizont



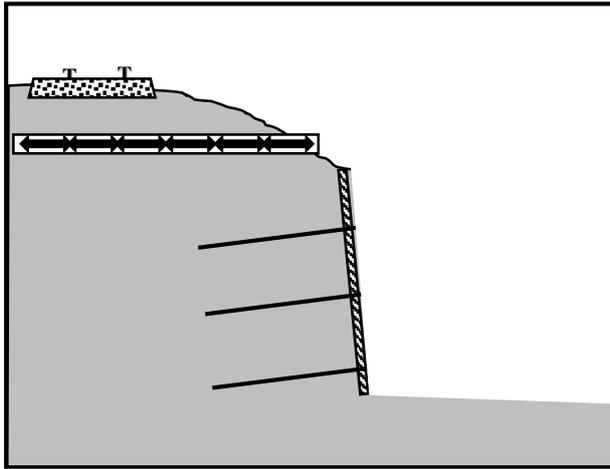
Messkette aus unterschiedlichen Elementen



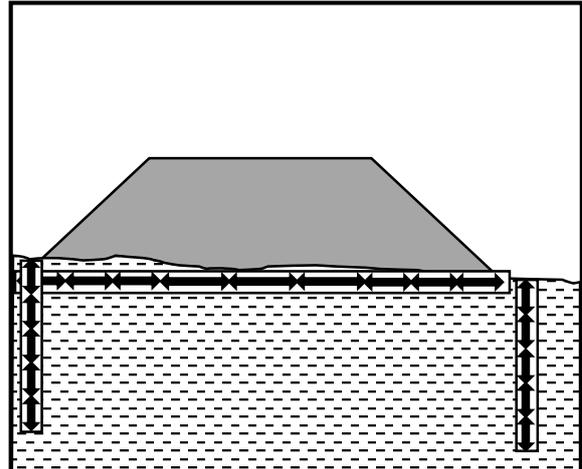
Im Bohrloch geschlossene, in Schlitzwand aufgelöste Messkette



Messketten bei Tunnelbau in überbautem Gebiet



Horizontale Messkette unter Gleisen



Horizontale und vertikale Messketten bei Dammaufbau

Abb. 1: Typische Anwendungen von Inklinometer-Messketten

Nachfolgend sind verschiedene Systeme, deren mechanische Ausführungen und die verwendeten Sensoren aufgeführt. Anhand eines Instrumentierungsbeispiels ist der Einsatz von Inklinometer-Messketten für die Überwachung einer Baugrube in schwierigem Baugrund dokumentiert.

Die hier aufgeführten Informationen wurden in Gesprächen mit verschiedenen Anwendern, die über langjährige Erfahrung verfügen, ermittelt und basieren auf persönlichen Erkenntnissen.

2 Inklinometer-Messkette

Eine Inklinometer-Messkette besteht aus, mittels Gelenken aneinandergefügten, Kettengliedern. Eine Inklinometer-Messkette ist im Prinzip ein Gelenkträger, bei dem die Verschiebungen der Auflager, durch die Messung der Neigungsänderungen der Kettenglieder, ermittelt werden. In der praktischen Anwendung in der Geotechnik, werden Messrohre im Boden oder im geotechnischen Bauwerk eingebaut und die Inklinometer-Messkette in die Messrohre eingeschoben und fixiert.

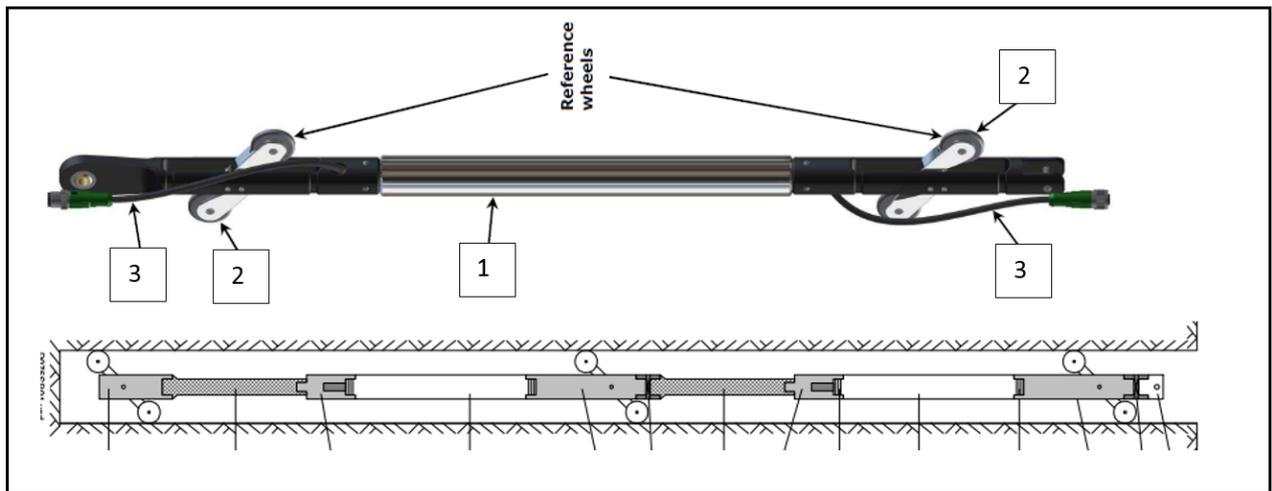


Abbildung 2 Oben Messkettenelement (Sisgeo) und unten Messkette (Glötzl, Baumesstechnik)

Bei den meisten Inclinometer-Messketten werden die einzelnen Sonden mittels federgespannten Rollen in einem Inclinometer-Messrohr geführt. Die Aufsummierung der Neigungsänderungen erfolgt dann nach klaren geometrischen Grundlagen. Die abschnittsweise ermittelten Neigungsänderungen der Kettenglieder werden über deren Länge und über die verschiedenen Messkettenelemente integriert und so die Verschiebungsprofile berechnet.



Abbildung 3 Messkettenelement Solexperts im Inclinometer-Messrohr



Abbildung 4 Kettenelemente Durham Slope Indicator und Geodag

Eine neuere Entwicklung von Inclinometer-Messketten, das SAAF, verwendet keine Rollenführung der einzelnen Messkettenelemente. Hier werden die

Messkettenelemente über Ringe, die in einem Kunststoff- oder Stahlrohr geführt werden, zentriert. Bei diesem System sind die Elemente vergleichsweise kurz, 0.3m oder 0.5m und die gesamte Messkette wird in einem Stück geliefert. Der Vorteil gegenüber herkömmlicher Inklinometer-Messketten besteht darin, dass die Installation in vergleichsweise kleinen Rohren von ca. 30mm Innendurchmesser und schnell erfolgen kann. Ein Nachteil ist, dass diese Messketten nur unter recht grossem Aufwand, beim Systemhersteller, an neue Gegebenheiten (z.B. andere Bohrlochlänge resp. andere Abfolge von Sonden in einer Bohrung) angepasst werden können. Da der Freiraum zwischen Messsonden und Messrohr, verglichen mit herkömmlichen Inklinometer-Messketten, klein ist, besteht bei den SAAF ein höheres Risiko, dass sich die Sonde bei auftretenden Scherbewegungen verklemmt. Zur Berechnung der Verschiebungen aus den Messwerten wird ein spezieller Algorithmus verwendet der betreffend Metrologie und Auswertung für den Autor und auch für andere angefragte Anwender Unklarheiten beinhaltet.

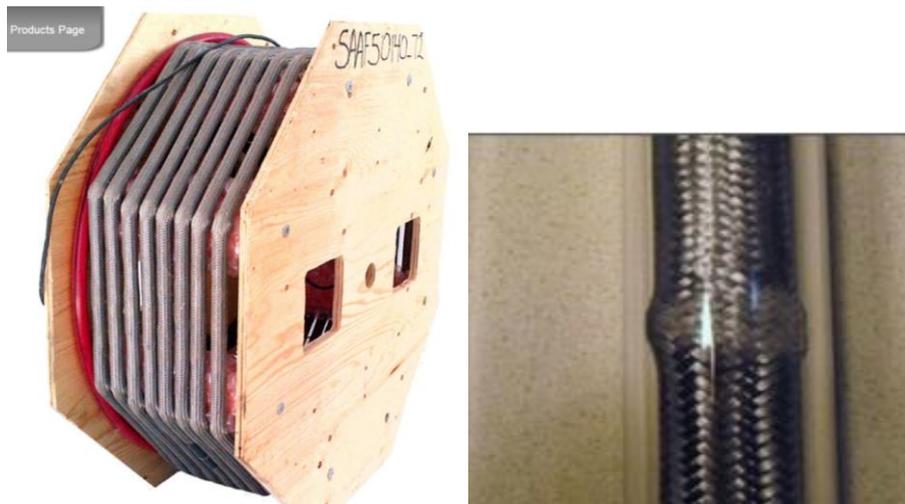


Abbildung 5 SAAF gerollt zu Messkette, rechtes Bild Detail der Zentrierung

3 Inklinometer-Messpunktreihe

Bei der Inklinometer-Messpunktreihe handelt es sich um eine Reihe von Messpunkten, die mechanisch nicht verbunden sind. Es besteht lediglich eine Längsverbindung über das Messkabel. In der praktischen Anwendung in der Geotechnik werden die Messpunktfolgen oftmals im Boden in einer Bohrung durch Injektion oder in einer Baugrubenwand durch Einbetonieren fixiert. Es besteht auch die Möglichkeit die

Messpunktreihe in einem Rohr einzusetzen um das System nach der Messung wiederverwenden zu können.

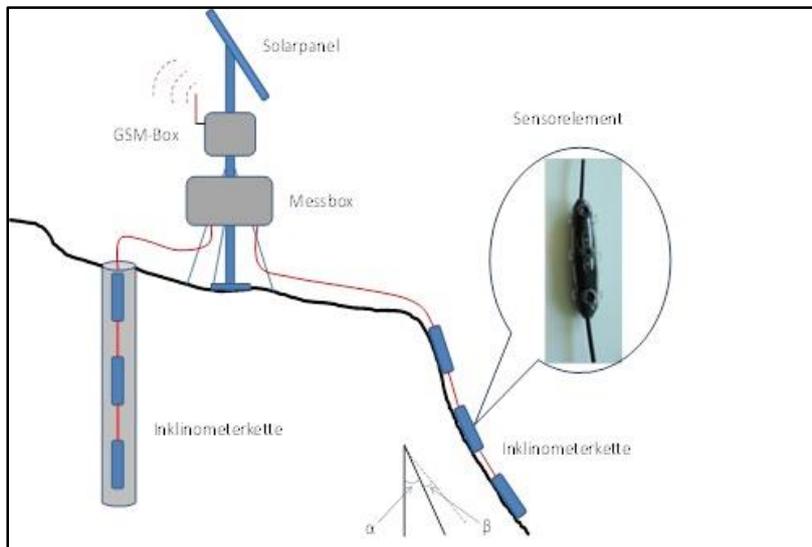


Abbildung 6 Inclinometer-Messpunktreihe

Durch die abschnittsweise Integration der punktuell ermittelten Neigungen werden die Verschiebungsprofile nur angenähert ermittelt. Die Integration unterliegt ungesicherten Annahmen bez. der jeweiligen massgebenden Einflusslänge jedes Messpunktes. Zudem kann bei örtlich begrenzt auftretenden Lateralverschiebungen und bei Neigungsänderungen entlang kurzen Messlinienabschnitten kein wirklichkeitstreuere Verschiebungsprofil ermittelt werden. Wird die Messpunktreihe einbetoniert, besteht auch hier die Gefahr, dass bei örtlich grossen Verschiebungen (quer und längs) die Messpunktreihe beschädigt wird, z. B. durch Kabelbruch, und nicht mehr zur Messung verwendet werden kann.

4 Sensoren zur Neigungsmessung

In Inclinometer-Messketten kamen und kommen vor allem folgende Sensoren zum Einsatz.

- Servo-Accelerometer
- Schwingsaitensensoren
- Elektrolyt-Neigungssensoren
- Kapazitive Neigungssensoren
- MEMS-Neigungssensoren

Die meisten Hersteller dieser Messsysteme verwenden Servo-Accelerometer, kapazitive Neigungsgeber und MEMS-Neigungssensoren. Servo-Accelerometer und kapazitive Neigungssensoren zeichnen sich durch vergleichsweise hohe Kosten, sehr guter Genauigkeit und guter Linearität aus. Die MEMS-Sensoren neuer Generation, auch sie arbeiten nach dem kapazitiven Messprinzip, haben in den letzten Jahren massiv an Bedeutung gewonnen. Sie sind mittlerweile sehr genau und die Wiederholbarkeit und Linearität ist für die Anwendung in der Geotechnik meistens genügend. MEMS-Neigungssensoren der neueren Generation weisen pro Messrichtung zwei Sensoren auf. Dadurch werden, gemäss Sensorhersteller, systematische Einflüsse aus Temperaturänderungen und Drift, weitgehend kompensiert. Hersteller, wie z. B. Sisgeo, welche die analogen Messsignal der MEMS-Sensoren in der Sonde digitalisieren, wenden eine weitreichende zusätzliche Kompensation der Temperatureinflüsse und eine Transformation der im schiefwinkligen Koordinatensystem ausgeführten Messung in rechtwinklige Koordinaten an. Die vergleichsweise tiefen Kosten von MEMS-Sensoren haben dazu geführt, dass neue Entwicklungen geotechnischer Neigungsmesssysteme, wie das SAAF oder die Messpunktzeilen-Systeme in der Geotechnik auch Anwendung finden. Elektrolyt-Neigungssensoren wurden, bevor sich die MEMS-Sensoren in der Geotechnik etablierten, an Bauwerken und auch für Bohrlochsysteme angewendet. Die in Keramik gefassten Sensoren zeichnen sich ebenfalls durch eine gute Genauigkeit und kleine Temperaturempfindlichkeit aus.

Hersteller von Geotechnik-Messsystemen, die auf dem Prinzip schwingender Saite beruhen, entwickelten Inclinometer-Messketten die nach diesem Messprinzip funktionierten. Ein gelenkig aufgehängtes Gewicht wird dabei von einem Messdraht, der Schwingsaite, in einer neutralen Position gehalten. Je grösser die Auslenkung des Gewichts aus der Gravitationsrichtung ist, umso mehr spannt oder entspannt sich die Messsaite und verändert die gemessene Eigenfrequenz. Diese Sensoren haben mittlerweile an Bedeutung verloren. Diese Neigungssensoren sind vergleichsweise empfindlich auf dynamische Einflüsse und brauchen relativ viel Platz, was vor allem bei Bohrlochsonden ein wesentlicher Nachteil ist.

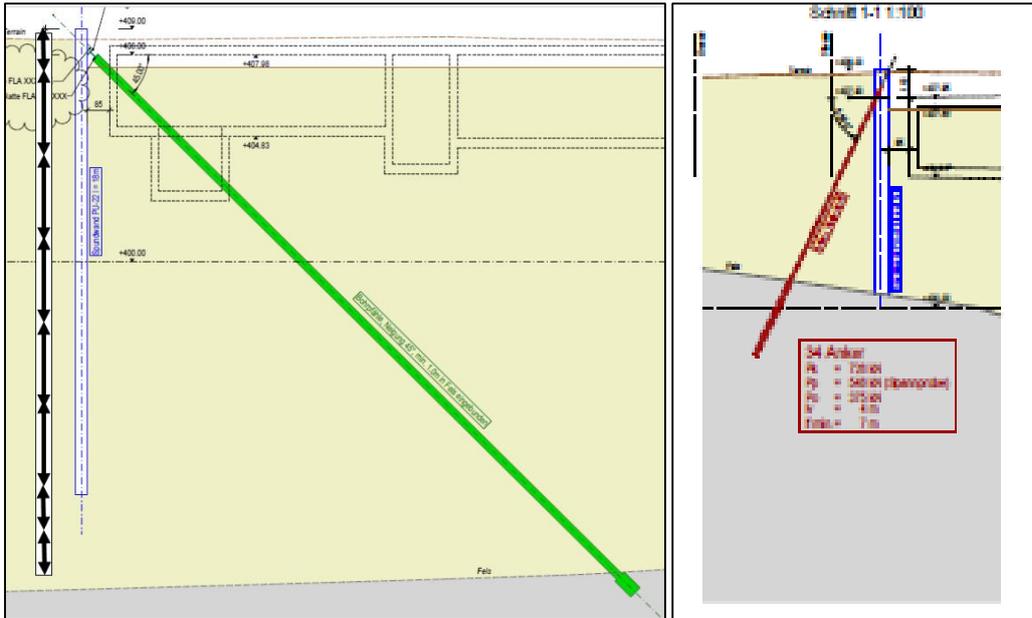


Abbildung 8 Baugrubensicherung: links Südseite mit Sprriesspfählen, rechts Nordseite mit steil stehenden Anker im Bild links mit Inklinometermesskette (schematisch)



Abbildung 9 Baugrube Merkurhof mit angrenzenden Gebäuden

Schon zu Anfang der Aushubarbeiten, es wurden vorerst schwere Aushubgeräte eingesetzt, manifestierte sich die Strukturempfindlichkeit des Bodens dadurch, dass auch bei sehr kleinen Böschungsneigungen von wenigen Prozent Neigung, Bodenverflüssigung und ein Wegfließen des Bodens auftrat. Dadurch wurde ein Teil

der Spriesspfähle und der Gründungspfähle, die zur Lastabtragung des Gebäudes erstellt worden waren, beschädigt. Danach konnten die Aushubarbeiten nur noch mit leichten Geräten sowie von schweren Geräten, die ausserhalb der Baugrube standen, ausgeführt werden.



Abbildung 10 Aushubarbeiten mit sehr leichten Geräten

Zur geotechnischen Überwachung der Baugrubenerstellung wurden durch die Geoterra AG folgende Messungen ausgeführt:

- Ankerkraftmessung an ca. 10% der Anker
- Geodätische Verschiebungsmessungen der Baugrube (Kopf der Spundwand) an den angrenzenden Gebäuden, an den Gleisen und auf Strassenoberflächen
- Manuelle Inklinometermessungen in fünf, bis ca. 18m reichende, Bohrungen
- Während einer kritischen Bauphase von ca. 5 Monaten automatische Messungen in den fünf Inklinometer-Messrohren mit Inklinometer-Messketten.

Aufgrund der geodätisch festgestellten Verschiebungen der Spundwand und von angrenzenden Bauwerken, wurde im September 2013 kurzfristig entschieden die bisher manuellen Messungen durch den Einsatz automatisch betriebener Inklinometer-Messketten zu intensivieren. Damit sollte frühzeitig festgestellt werden, ob die Wandverschiebungen das zulässige Mass überschreiten und ob sich eine tiefliegende Gleitfuge in gefährlichem Mass ausbildet.

Mitte September 2013 wurde das Konzept und das Angebot erstellt, am 8. Oktober 2013 der Auftrag an die Sisgeo International erteilt und das Messsystem am 28. Oktober 2013 installiert. Die sehr gute Zusammenarbeit der Geoterra AG mit dem Systemlieferanten, der Sisgeo Italien, ergab, dass die Messanlage kurzfristig und speditiv installiert und in Betrieb genommen werden konnte. Vor der Installation erfolgte noch eine manuelle Messung der Inklinometer-Rohre. Diese Messanlage, die Inklinometer-Messketten wurden in 5 Bohrungen installiert, besteht aus:

- Inklinometer-Messkettenelemente, je zwei pro Bohrung, von 1m Länge im Bereich des Spundwandfusses
- Inklinometer-Messkettenelemente, je 5 bis 8 Sonden pro Bohrung, von 2m Länge oberhalb der beiden 1m-Elemente bis zur Geländeoberfläche
- OmniaLog-Messanlage, von Sisgeo, zur zentralen automatischen Datenerfassung, Datenfernübertragung und Alarmierung im Ereignisfall



Abbildung 11 Installation einer Inklinometer-Messkette

Die Inklinometer-Messelemente sind digitale, biaxiale, auf MEMS-Sensorik, basierende Sonden. In jeder Sonde wird das Messsignal gewandelt und in einem on-board-Prozessor bezüglich Nullpunkt, Unlinearität und Temperatureinfluss kompensiert. Auch die Transformation der geringfügig schiefwinklig gemessenen Verschiebungsvektoren in die rechtwinkligen Messachsen erfolgt im, in der Sonde integrierten, Prozessor.



Abbildung 12 Einzelement Sisgeo Inclinometer-Messkette

Die OmniaLog-Messanlage weist einen integrierten Webserver, ein GPRS-Modem mit Router auf. Dadurch musste zur Konfiguration der Messanlage keine Software auf den PC der Geoterra installiert werden. Deren Bedienung erfolgt intuitiv und passwortgeschützt per Mobilatennetz über einen Internet-Browser. Im vorliegenden Fall erfolgt der Betrieb vom 220V-Stromnetz. Zur Aufrechterhaltung des Betriebes auch bei Stromversorgungsunterbrüchen ist für eine 24h Stromnetzautonomie eine Stützbatterie installiert.

Die Messresultate werden in kurzen Zeitabständen und im Ereignisfall, wenn Grenzwerte überschritten sind, selbsttätig auf einen ftp-server übermittelt und in die Datenbank integriert. Alarme können, unter anderem, als SMS-Meldung oder auch vor Ort auf ein Relais, zur Aktivierung eines akustischen optischen Alarms, ausgelöst werden.



Abbildung 13 OmniaLog Datenerfassung

Die bis dato ermittelten Messresultate zeigten eine gute Übereinstimmung mit den geodätischen Messungen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Verschiebungen an den Tiefstpunkten der Inklinometer-Messrohre noch nicht abgeklungen sind und tiefer als die installierten Messketten reichen. Dies zeigt sich deutlich auch daran, dass im untersten Messrohrabschnitt signifikante Bewegungen ermittelt wurden. Der Einsatz von 1m-Elementen auf Höhe Spundwandfuss scheint im vorliegenden Fall angebracht zu sein. Wären auch dort 2m-Elemente eingesetzt worden, hätte man diese Verschiebungen wesentlich schlechter lokalisieren können. In den Phasen, während denen Aushubarbeiten und andere geotechnische Baumassnahmen erfolgten, konnten die Veränderungen im Untergrund sehr gut beobachtet und die Verschiebungen in Grösse und Tiefenlage deutlich und sehr plausibel ermittelt werden. Demgegenüber zeigte sich während der Weihnachtspause, dass dann fanden keine Bauarbeiten statt, eine unmittelbare Stabilisierung der Verschiebungen. Unter der Annahme, dass dann tatsächlich keine Untergrundverschiebungen stattgefunden haben, konnte die Messgenauigkeit aus den technischen Daten der Messelemente bestätigt werden.

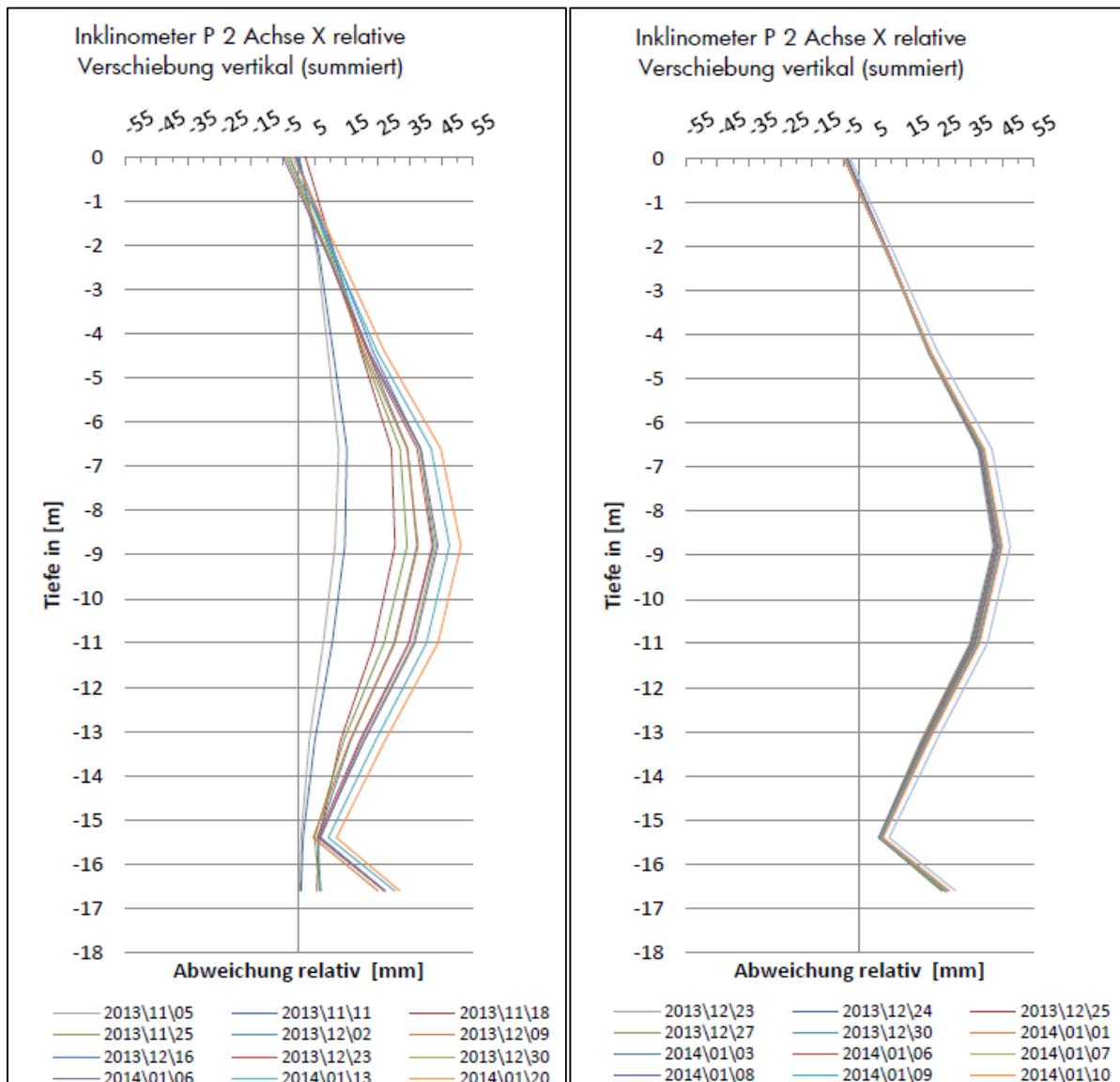


Abbildung 14 links Verschiebungsprofile Richtung Baugrube während Aushub, rechts während Weihnachtspause

6 Schlussfolgerungen und Quellen

Die für die Überwachung der Baugrube zuständige Vermessungsfirma, die Geoterra AG, hat für den vorliegenden Fall ein optimal ausgelegtes System sehr fachgerecht installiert um die im schwierigen Baugrund erstellte Baugrube geotechnisch zu überwachen. Der modulare Aufbau der Inclinometer-Messketten, mit einzelnen Messsonden unterschiedlicher Länge, ist jedoch auch für andere Projekte optimal einsetzbar. Dazu können die einzelnen Sonden mit ihren Basislängen an die neuen Bohrlochtiefen und die neue Anzahl Messbohrungen gut angepasst und projektspezifisch konfiguriert werden. Auch besteht die Möglichkeit, Sonden über die

Datenbusleitung für die Neigungsmessung an Gebäuden oder Stützbauwerken einzeln anzubringen. Entsprechende Montagehalterungen stehen dazu zur Verfügung. Inklinometer-Messketten mit guter mechanischer Konstruktion, präzisen Sensoren und der Problemstellung angepasster Elektronik bieten die Möglichkeit Verschiebungen im Boden und in geotechnischen Bauwerken sehr präzise und zuverlässig automatisch zu erfassen. Sie sind ein für die Geotechnik wichtiges und vielfach einsetzbares Messsystem.

Quellen: www.geoterra.ch, www.sisgeo.com, www.solexperts.com,
www.measurandgeotechnical.com, www.rigisystems.net, www.gloetzl.de,

Dipl.-Ing. Daniel Naterop

daniel.naterop@sisgeointernational.com

Sisgeo International

Dändelsteinweg 8

www.Sisgeointernational.com

CH-8708 Männedorf, Schweiz

Tel.: 0041 79 154 66 56

Werbeseite Sisgeo wird nachgereicht

Konzeption eines zweiachsigen Neigungssensors basierend auf optisch-mechanischen Prinzipien

S. Bock, T. Gebhardt, M. Kuhne, W. Schwarz

1 Einleitung

Bei der kontinuierlichen Überwachung von Bauwerken und geotechnischen Anlagen sind Neigungsmessungen ein fester Bestandteil der Monitoringprogramme. Mitunter sind die Neigungen auch an schwer zugänglichen Stellen und in Bereichen zu bestimmen, die sich durch ein hohes Gefahrenpotential, wie z. B. durch Radioaktivität, auszeichnen. Die Neigungen werden zumeist mit elektronischen Sensoren gemessen. Für den Betrieb dieser Sensoren ist es erforderlich, dass zum einen eine Stromversorgung am Messort bereitgestellt wird und dass zum anderen für die Übertragung der Messdaten entsprechende Datenleitungen oder Funkverbindungen einzurichten sind. Die in der Regel analogen Messwerte des Neigungssensors werden direkt am Messort analog-digital-gewandelt, um sie dann z. B. über Datenleitungen der Messwerterfassungsanlage, die sich ebenfalls in der Nähe des Messortes befinden sollte, zuzuführen. Danach können die zum Teil schon vorausgewerteten Daten, z. B. mit den Möglichkeiten des Internets, weitergeleitet werden. Bei diesen Messsystemen ist es von Nachteil, dass sie für Messungen in blitz- und explosionsgefährdeten sowie radioaktiven Bereichen zusätzlich mit besonderen und zum Teil sehr aufwändigen Schutzmaßnahmen versehen werden müssen.

Die hier angesprochenen Nachteile von Neigungsmesssystemen können reduziert werden, wenn man die seit einigen Jahren verfügbaren Lichtwellenleiter für Neigungsmessungen einsetzt. Im Rahmen eines vom BMWi¹ geförderten ZIM-Forschungsvorhabens² wird derzeit an der Bauhaus-Universität Weimar der Fragestellung nachgegangen, inwieweit sich faseroptische Methoden zur Neigungsmessung eignen und ob sie eine sinnvolle Alternative zur herkömmlichen (elektronischen) Neigungsmessung sein können. Mehrere Artikel zu den physikalischen Grundlagen faseroptischer Messsysteme und zu praktischen Anwen-

¹ Bundesministerium für Wirtschaft und Energie

² Förderprogramm Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand (ZIM), Kurzbezeichnung: Entwicklung eines zweiachsigen Neigungssensors basierend auf rein optischen Prinzipien

dungen sind in den beiden Themenheften der Zeitschrift „Allgemeine Vermessungs-Nachrichten (AVN)“ 06/2011 und 07/2011 veröffentlicht worden.

Die Grundidee bei der Entwicklung eines faseroptischen Neigungssensors besteht darin, die räumliche Position eines Pendels in Bezug zu seiner Aufhängung mit Hilfe faseroptischer Methoden zu erfassen. Dabei wird keine elektrische Energie im Sensor benötigt und somit seine Eigensicherheit erhöht. In diesem Punkt unterscheidet sich dieser Neigungssensor von einem so genannten „faseroptischen Neigungssensor“ /MACHEINER 2010/, bei dem ein Lichtwellenleiter nicht zur Übertragung des Messsignals, sondern als schwereabhängiges Biegeelement verwendet wird, dessen neigungsabhängige Verformung mit einer positionsempfindlichen Diode erfasst wird. Auf eine Stromversorgung kann hier nicht verzichtet werden.

In diesem Beitrag soll das Konzept eines neuartigen Neigungsmesssystems vorgestellt werden, welches unabhängig gegenüber extremen Umweltbedingungen (z. B. radioaktiver Strahlung), elektromagnetischen Störfeldern, Blitz- und Explosionsgefahren arbeitet. Mit dem patentierten Messprinzip /PATENT 2013/ ist es möglich, Neigungen bzw. Neigungsänderungen in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen zu bestimmen. Dabei wird zum Betrieb des Sensors sowie für die Signalübertragung zur Auswerteeinheit und zur Datenerfassungsanlage lediglich ein Lichtwellenleiter (Glasfaser) benötigt. Eine Stromversorgung direkt am Messort ist nicht erforderlich.

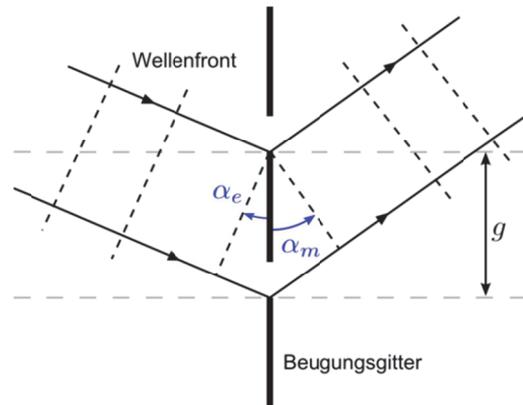
2 Messprinzip und konstruktiver Entwurf

In diesem Abschnitt soll das physikalische Messprinzip des Sensors vorgestellt werden. Es beruht auf der Lichtbeugung mit Hilfe eines optischen Gitters. Optische Gitter enthalten periodische Strukturen, die die Amplitude oder Phase des auftreffenden Lichts verändern und so in bestimmten Raumrichtungen Intensitätsmaxima und -minima erzeugen. Die Verteilung der Intensitätsmaxima und -minima im Raum ist abhängig vom Gitteraufbau und von der Wellenlänge des einfallenden Lichtes. Anschaulich beschreiben kann man das Beugungsverhalten mit Hilfe der Gittergleichung für Beugungsmaxima eines Transmissionsgitters nach /PETROTTI ET. AL. 2007, S. 494/:

$$\sin \alpha_m - \sin \alpha_e = \frac{m\lambda}{g} \quad (1)$$

mit

α_m	Beugungswinkel [rad]
α_e	Einfallswinkel [rad]
$m \in \mathbb{Z}$	Beugungsordnung [-]
λ	Wellenlänge des Lichts [nm]
g	Gitterkonstante [nm]



In Abhängigkeit des Winkels α_e der einfallenden Wellenfront zum Gitter und der Gitterkonstanten g ergibt sich für jede Wellenlänge λ eine definierte Richtung des Intensitätsmaximums α_m . Das optische Gitter trennt also die im einfallenden Licht enthaltenen Wellenlängen; als Resultat entsteht das bekannte elektromagnetische Spektrum.

Diese Eigenschaft bildet die Grundlage für die spektrale Analyse einer optischen Strahlung. Die physikalischen Gesetzmäßigkeiten werden, wie nachfolgend gezeigt wird, im Messprinzip umgesetzt. Das Messprinzip beruht darauf, dass die Position eines geometrischen Musters, das kann im einfachsten Fall z. B. ein Stab sein, durch partielle Ausblendung von Spektrumsbestandteilen bestimmt werden kann (Abb. 1). Das Muster blendet also entsprechend seiner Position Bestandteile des Spektrums aus. Ändert sich die Position des Musters, ändert sich auch der ausgeblendete Bereich des Spektrums. Neben einem Gitter kann auch ein Prisma als dispersive Optik zur Erzeugung des Spektrums eingesetzt werden.

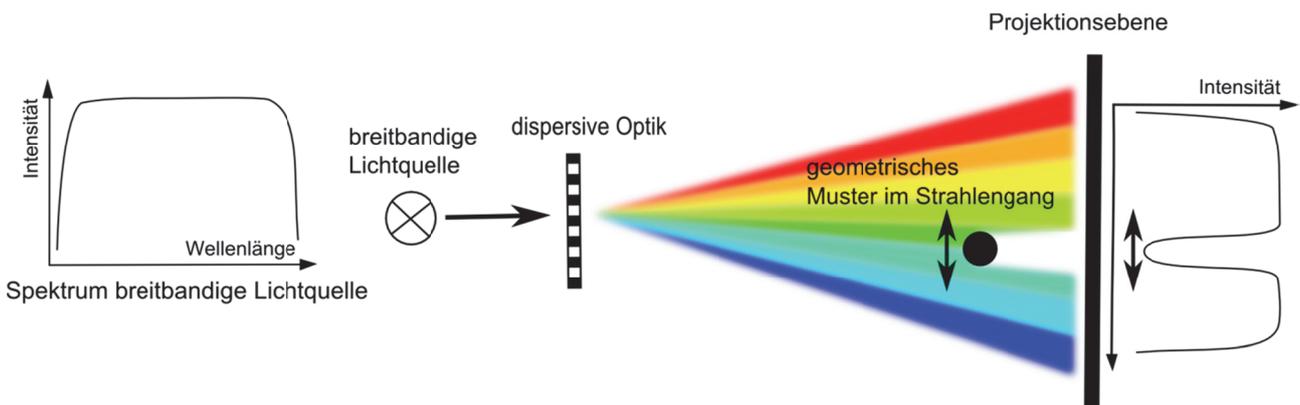


Abb. 1: Messprinzip

Im Forschungsprojekt besteht die Aufgabenstellung darin, einen optisch-mechanisch arbeitenden zweiachsigen Neigungssensor (Inklinometer, Tiltmeter) zu entwickeln. Die tech-

nischen Anforderungen an das Messsystem wurden von GLÖTZL Gesellschaft für Bau-
meßtechnik mbH als beteiligtem Forschungspartner formuliert:

- äußere Geometrie des Sensorkopfes: zylinderförmig mit einem Durchmesser von ca. 50 mm ($= 2''$),
- gleichzeitige Erfassung der Neigungen in zwei senkrecht zueinander stehenden Messrichtungen,
- maximaler Arbeitsbereich: $\pm 5^\circ$,
- Messwertauflösung: ca. $0,1\text{ mrad}$ ($= 0,1\text{ mm/m}$),
- Genauigkeit als Messunsicherheit nach GUM³: $0,5\text{ mrad}$ ($= 0,5\text{ mm/m}$),
- maximaler Abstand des Neigungssensors von der Auswerteeinheit: 1000 m und
- vorzugsweise Verwendung von nur einer Lichtleitfaser zwischen Sensor und der Auswerteeinheit.

Das eingangs beschriebene Messprinzip wurde entsprechend diesen Anforderungen angepasst; in der Folge konnte ein erster konstruktiver Entwurf abgeleitet werden. Auf die technologischen Schwierigkeiten, wie etwa die konstruktive Realisierung einer kardani-
schen Lagerung bzw. Aufhängung oder die Vermeidung von Hysthereseeffekten durch spezielle Ausbildung der Lagerungspunkte (Spitzenlagerung, Aufhängung an Bändern), soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden. Die Abb. 2 skizziert den sich unter Beachtung der Randbedingungen ergebenden Sensoraufbau. Der Aufbau des Sensors wird im Wesentlichen charakterisiert durch:

- die vertikale Ausbreitungsrichtung des Spektrums, da eine konstruktive Beschränkung an die Sensorhöhe nicht besteht,
- die Verwendung eines Hohlspiegels zur Reflektion der das Muster passierenden Lichtwellen in sich selbst, so dass das auszuwertende Spektrum über den selben Lichtwellenleiter zurückgeführt werden kann,
- die Ausbildung des geometrischen Musters als Massependel, welches sich durch das Schwerfeld der Erde lotrecht ausrichtet und
- die feste Verbindung der Lichtleitfaser, des optischen Gitters und des Hohlspiegels mit dem Sensorgehäuse.

³ ISO/BIPM-Leitfaden „Guide to the Expression of Uncertainty in Masurement“, dt. Fassung: Norm DIN V ENV 13005

Das Pendel kann beispielsweise als Edelstahlring mit eingesetztem geometrischen Muster realisiert und mit drei biegeschlaffen Fäden am Gehäuse befestigt werden. Das Material der verwendeten Fäden ist dahingehend zu wählen, dass Änderungen der äußeren Einflussparameter (Kräfte, Temperatur) nur geringe Dehnungen in den Fäden hervorrufen. Der Ausbildung der Fadenbefestigungen am Gehäuse des Sensors und am Pendel kommt hierbei eine besondere Bedeutung zu.

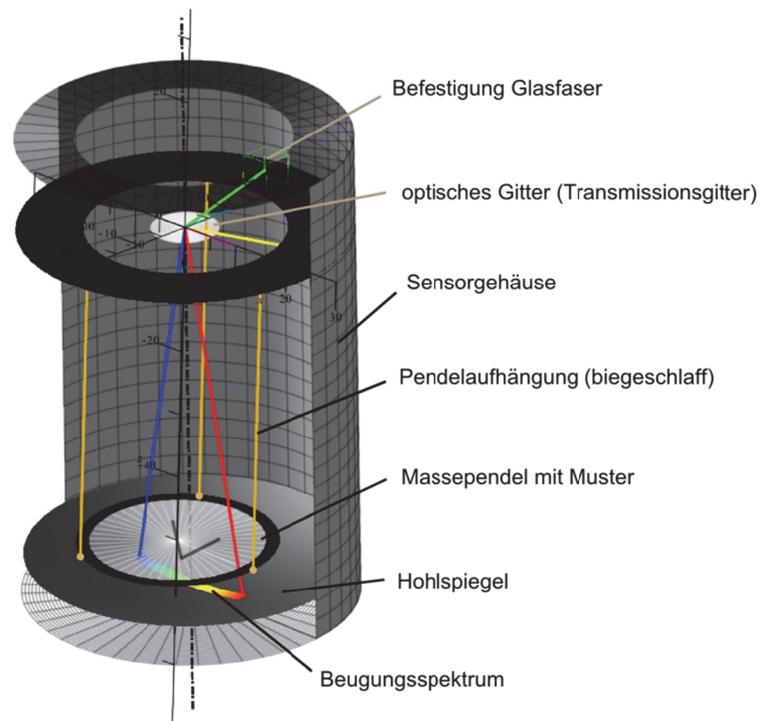


Abb. 2: Konstruktiver Entwurf des Sensoraufbaus

Das geometrische Muster ist zweidimensional ausgeführt, beispielsweise mit zwei Stäben, die ein V bilden (V-Stab), so dass die Lage des Musters auch zweidimensional bestimmt werden kann. Voraussetzung ist dabei, dass eindeutig zuordenbare Musterstrukturen in zwei Raumrichtungen vorhanden sind.

Mit dem V-förmigen, also zweidimensionalen Muster ergeben sich die in Abb. 3 schematisch dargestellten Spektren in Abhängigkeit der räumlichen Position des Musters. Durch die Position der senkrecht zum Spektrum verlaufenden Linie wird ein geometrischer Ort des Pendels bestimmt, während sein zweiter geometrischer Ort durch die schräg angeordnete Linie des V-Stabes festgelegt wird.

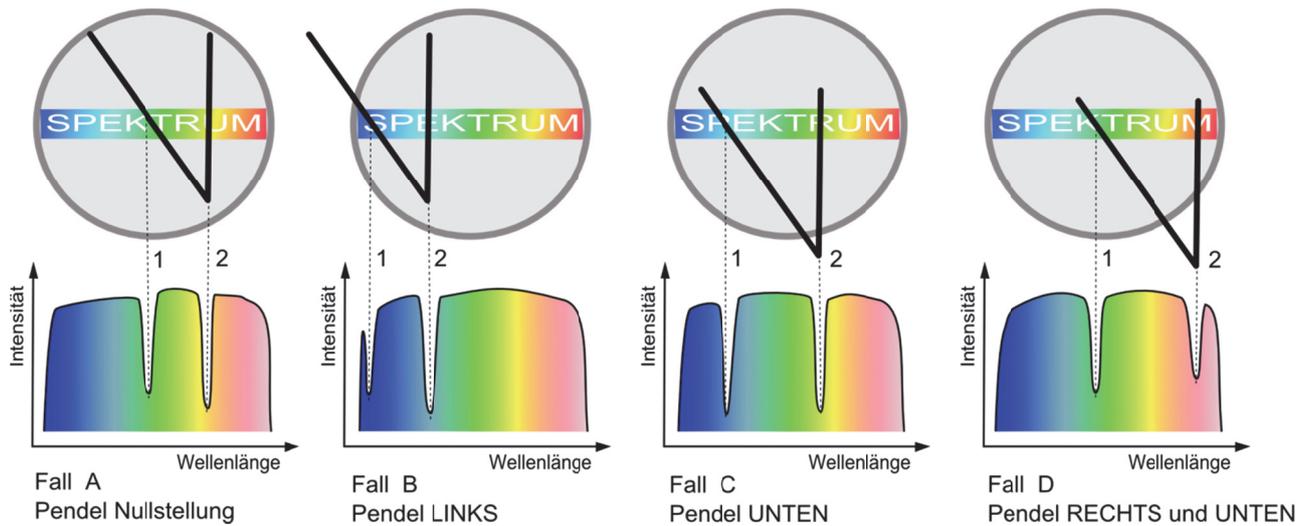


Abb. 3: Funktionsweise (oben: räumliche Position V-Stab, unten: zugehöriges Spektrum)

Um die genannten Leistungspotentiale zu erreichen, muss der Sensoraufbau dahingehend konstruiert werden, dass (a) in beiden Neigungsrichtungen die Messempfindlichkeiten annähernd gleichsensitiv sind, (b) jeweils die geforderten Messunsicherheiten von $0,5 \text{ mrad}$ in beiden Messrichtungen erreicht werden und (c) der vom geometrischen Muster überstrichene Wellenlängenbereich in Abhängigkeit des Spektrums der verwendeten Lichtquelle und des vorgegebenen Messbereichs ($\pm 5^\circ$) maximal wird.

3 Mathematische Modellierung

Die mathematische Modellierung des Neigungssensors hat in erster Linie das Ziel, die relativ komplexen Beziehungen zwischen den mechanischen und optischen Sensorbauteilen mit den dafür relevanten Parametern abzubilden, um daraus hinsichtlich der Dimensionierung und der angestrebten Leistungspotentiale ein optimales Sensordesign zu erhalten. Weiterführend sollen auf der Grundlage des funktionalen Modells der Einfluss von Fertigungstoleranzen auf die Genauigkeit des Messergebnisses untersucht und stochastische Kenngrößen zur Bestimmung der Messunsicherheit des Sensors ermittelt werden.

Für die funktionale Beschreibung des Verhaltens der festen wie auch beweglichen Teile des Sensors unter einer beliebigen zweiachsigen Neigung werden in erster Linie Methoden der analytischen Geometrie verwendet. Hierzu wird zunächst die xy -Ebene des festen Bezugskordinatensystems in die Ebene des geometrischen Musters gelegt, wodurch sich die gesuchten funktionalen Beziehungen zwischen projiziertem Spektrum und geometrischem Muster von einer räumlichen auf eine ebene Problemstellung vereinfachen lassen.

Die befestigte Glasfaser, das Beugungsspektrum und der Hohlspiegel bewegen sich demzufolge relativ zum Muster bzw. zum Pendelkörper. Im nächsten Schritt wird unter Verwendung einer unitären Transformation das funktionale Modell für die Projektion des Spektrums in die xy-Ebene in Abhängigkeit der Neigungswinkel β_x, β_y und der optischen Parameter (Gitterkonstante g , Einfallswinkel α_e , effektiv nutzbarer Wellenlängenbereich der Lichtquelle $\lambda \in [\lambda_{min}, \lambda_{max}]$) bestimmt. Eine unitäre Transformation ist eine bijektive, lineare Abbildung, welche im Speziellen winkel- und längentreu ist. Im konkreten Fall wird die Transformation durch eine räumliche Drehung mittels reeller Quaternionen /KUIPERS 1999/ realisiert, wodurch einerseits gegebene Randbedingungen, wie etwa die Behinderung der Torsion des Sensors bei Neigungsänderungen, sehr einfach und intuitiv durch $\psi = \frac{\pi}{2}$ abgebildet und andererseits die Nachteile der Euler-Winkel-Formulierung (Singularitäten, Mehrdeutigkeiten) vermieden werden können. Die quaternionische Rotationsmatrix in Abhängigkeit des Drehwinkels Θ und der Drehachse $\vec{n}(\varphi, \psi)$ lautet

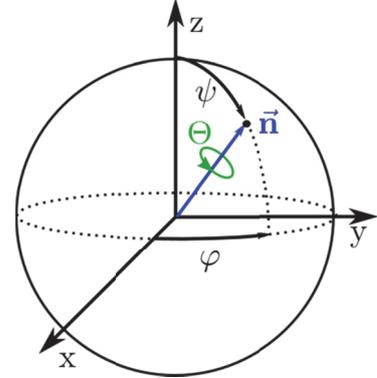
$$R(\Theta, \vec{n}) = \begin{pmatrix} q_0^2 + q_1^2 - q_2^2 - q_3^2 & 2(q_1q_2 - q_0q_3) & 2(q_1q_3 + q_0q_2) \\ 2(q_1q_2 + q_0q_3) & q_0^2 - q_1^2 + q_2^2 - q_3^2 & 2(q_2q_3 - q_0q_1) \\ 2(q_1q_3 - q_0q_2) & 2(q_2q_3 + q_0q_1) & q_0^2 - q_1^2 - q_2^2 + q_3^2 \end{pmatrix} \quad (2)$$

mit

$$\vec{q}(\Theta, \vec{n}) = \sum_{i=0}^3 q_i \mathbf{e}_i = \cos\left(\frac{\Theta}{2}\right) + \sin\left(\frac{\Theta}{2}\right) \vec{n}$$

und

$$\vec{n}(\varphi, \psi) = \cos \varphi \sin \psi \mathbf{e}_1 + \sin \varphi \sin \psi \mathbf{e}_2 + \cos \psi \mathbf{e}_3.$$



Aufgrund des relativ komplexen funktionalen Zusammenhangs zwischen den Neigungswinkeln β_x, β_y und den Transformationsparametern Θ und \vec{n} wird auf eine detaillierte Darstellung an dieser Stelle verzichtet. Alle folgenden mathematischen Beziehungen werden in Abhängigkeit der Parameter Θ und \vec{n} beschrieben. Die funktionale Beschreibung des Spektrums in der xy-Ebene ist dann durch

$$X_S: \vec{x}(\delta, \Theta, \vec{n}) = h_z \begin{pmatrix} \tan \delta \cos \Theta - \sin \Theta \sin \varphi \\ \sin \Theta \cos \varphi \end{pmatrix} \quad (3)$$

mit

$$\delta = T(\lambda) = \sin^{-1} \left(\frac{\lambda}{g} + \sin \alpha_e \right) \quad \begin{array}{l} T: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R} \\ [\lambda_{min}, \lambda_{max}] \rightarrow [-\alpha_g, \alpha_g] \end{array} \quad (4)$$

gegeben. Hierbei bezeichnet h_z den Abstand des optischen Gitters von der xy -Ebene und δ den Beugungswinkel als Funktion der Wellenlänge λ . Ferner liegt der Gleichung (4) die Annahme zugrunde, dass für einen gegebenen, effektiv nutzbaren Wellenlängenbereich $\lambda \in [\lambda_{min}, \lambda_{max}]$ der Lichtquelle und die Beugungsordnung $m = 1$ die Gitterkonstante g und der Einfallswinkel α_e so bestimmt werden, dass einerseits das Spektrum in der Nulllage ($\beta_x = \beta_y = 0$) symmetrisch zur yz -Ebene ist, also $\delta \in [-\alpha_g, \alpha_g]$, und andererseits die eingangs definierten Genauigkeitsforderungen an den Sensors erreicht werden.

Ein weiterer wesentlicher Punkt bei der mathematischen Modellierung des Sensors ist die Ausbildung des geometrischen Musters. Zielstellung ist hierbei, unter Berücksichtigung der eingangs erwähnten konstruktiven Randbedingung und der angestrebten Leistungspotentiale eine optimale Geometrie des Musters zu definieren, welche (a) einen umkehrbar eindeutigen Zusammenhang zwischen zweiachsiger Neigung und gemessenem Spektrum realisiert, (b) in beiden Neigungsrichtungen annähernd die gleiche Messunsicherheit ermöglicht und (c) die Leistungspotentiale der eingesetzten optischen Bauteile optimal ausnutzt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden nun anhand des mathematischen Modells verschiedene geometrische Muster untersucht und hinsichtlich der genannten Anforderungen (a) bis (c) angepasst. Für die gegebene Problemstellung wurde die Geometrie des V-Stabes als optimale Lösung gefunden. Abb. 4 zeigt die optimierte Lage und Dimensionierung der V-Stabgeometrie im Spektrum in Abhängigkeit der Neigungen β_x, β_y , des Beugungswinkels δ und des Parameters t des vertikalen bzw. diagonalen Stabes.

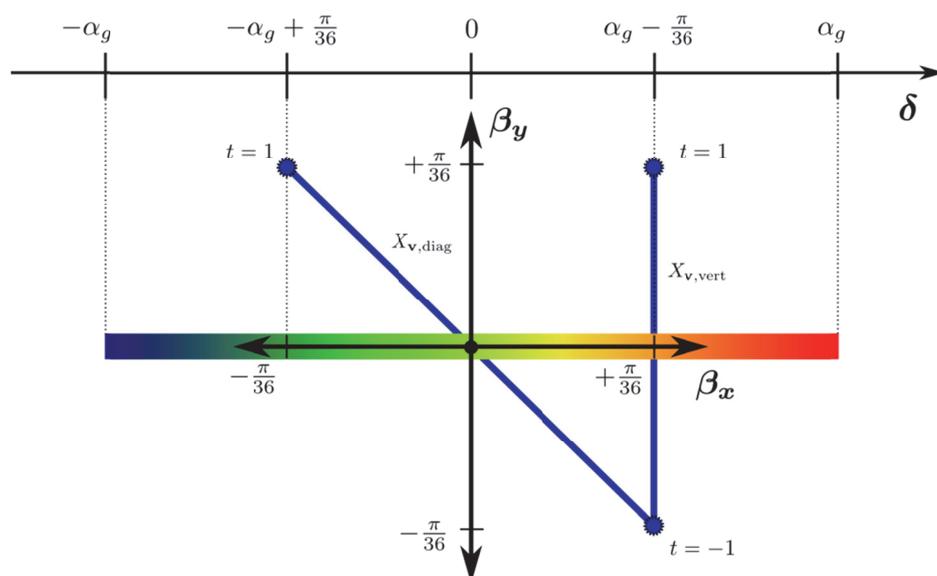


Abb. 4: Parametrisierung V-Stab

Hierbei werden die Beziehungen zwischen charakteristischem Spektrum und Neigungswinkel durch Abstand und absolute Positionen der beiden Stäbe im Spektrum umkehrbar eindeutig festgelegt. Die entsprechende Parameterdarstellung des V-Stabes in der xy-Ebene lässt sich bspw. für den diagonalen Stab durch

$$X_{v,diag} : \vec{x}(t) = \begin{pmatrix} Y_x^{geom}(t) \\ Y_y^{geom}(t) \end{pmatrix} = h_z \begin{pmatrix} \tan\left(\left(\frac{\pi}{36} - \alpha_g\right)t\right) \cos\left(\frac{\pi}{36}t\right) \\ \sin\left(\frac{\pi}{36}t\right) \end{pmatrix}, \quad t \in [-1,1] \quad (5)$$

angeben. Diese Parameterdarstellung wird nun mit dem funktionalen Modell des Spektrums in der xy-Ebene (3) gleichgesetzt. Anhand des resultierenden nichtlinearen Gleichungssystems $\vec{f} = 0$ mit

$$\vec{f} := \begin{pmatrix} \tan \delta \cos \Theta - \sin \Theta \sin \varphi - Y_x^{geom}(t) \\ \sin \Theta \cos \varphi - Y_y^{geom}(t) \end{pmatrix}, \quad \vec{f}: \mathbb{R}^2 \rightarrow \mathbb{R}^2 \quad (6)$$

lassen sich nun für vorgegebene Neigungen die räumliche Lage der festen und beweglichen Sensorkomponenten berechnen oder für ein vorgegebenes gemessenes Spektrum die zugehörigen Neigungen bestimmen. Zur Lösung des Gleichungssystems wird ein Iterationsschritt des Newton-Raphson Verfahrens / DEUFLHARD & HOHMANN 2008/

$$(\tilde{\delta}, \tilde{t})^T = x_0(\Theta, \vec{n}) - \left(\mathfrak{J}(x_0(\Theta, \vec{n})) \right)^{-1} f(x_0(\Theta, \vec{n})) \quad (7)$$

in Kombination mit einem linearen Modell $x_0(\Theta, \vec{n})$ zur näherungsweise Berechnung der Startwerte verwendet. Dies ist möglich, da für die gegebene Problemstellung sowohl die Jacobi-Matrix \mathfrak{J} als auch ihre Inverse explizit berechnet werden können, wodurch nach nur einem Iterationsschritt eine hinreichend genaue und analytische Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems erhalten wird. In Abb. 5 ist der dem Betrag nach maximale Fehler der Näherungslösung bei der Bestimmung der ausgeblendeten Wellenlängen dargestellt. Als Referenzlösung wird hier ein iteratives Newton-Raphson-Verfahren verwendet, bei dem die verbleibenden Restfehler $\varepsilon < 10^{-16}$ sind.

Ferner kann gezeigt werden, dass für die verwendeten optischen Bauteile (effektiv nutzbarer Wellenlängenbereich $\lambda = 430 \dots 700 \text{ nm}$, Reflexionsgitter $g = 1300 \text{ Linien/mm}$) und eine maximale Neigungsänderung von $\pm 5^\circ$ die geforderte Messunsicherheit von $0,5 \text{ mrad}$ in beiden Achsrichtungen erreicht werden kann. Die Bestimmungsgenauigkeit der ausgeblendeten Wellenlängen muss hierfür ca. $0,4 \text{ nm}$ betragen, was mit der eingesetzten Auswertetechnik (Spektrometer, numerische Algorithmen) ohne Probleme zu realisieren ist. Der

optimalen Ausnutzung der Leistungspotentiale der eingesetzten optischen Bauteile wurde bereits bei der mathematischen Modellierung Rechnung getragen, da hier die maßgeblichen Einflussgrößen, wie Einfallswinkel und effektiv nutzbarer Wellenlängenbereich des Lichts, Gitterkonstante etc. als freie Parameter oder Randbedingungen Berücksichtigung fanden.

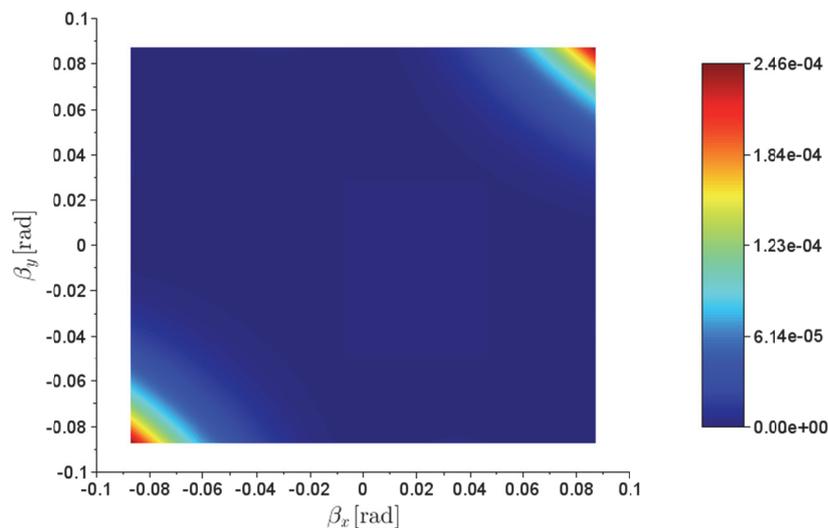


Abb. 5: Maximaler Fehler bei Bestimmung der ausgeblendeten Wellenlängen in nm

4 Prototypische Realisierung

Die wesentlichen Komponenten des Sensors sind, wie in Abschnitt 2 vorgestellt, die Lichtquelle, das optische Gitter, das Massependel einschließlich seiner Aufhängung, das geometrische Muster und die Auswerteeinheit zur Wellenlängenbestimmung (Spektrometer). Mit den Ergebnissen der mathematischen Modellierung in Abschnitt 3 und den Erkenntnissen aus mehreren experimentellen Untersuchungen wurden, in Anbetracht der einleitend genannten Randbedingungen, die nachfolgend beschriebenen Komponenten für den Bau eines ersten Prototyps ausgewählt.

Für die ersten Versuche wurde als Lichtquelle eine handelsübliche, preiswerte Weißlicht-LED verwendet. Die Lichtintensität war allerdings nicht ausreichend, um über eine Faserlänge von 1000 m die Wellenlängen sicher zu bestimmen, da gerade bei Wellenlängen $< 500 \text{ nm}$ die Dämpfung in einer Faser sehr groß ist. Daher wurde als Lichtquelle eine High-Power-LED /MWWHF1 2013/ mit höherer Lichtintensität über den erforderlichen, sichtbaren Spektralbereich gewählt (Abb. 6). Eine gleichmäßig über den gesamten Spektralbereich verteilte Lichtintensität, wie z. B. in /SUPERKCOMPACT 2013/, wird bisher als nicht

zwingend angenommen. Inwieweit die Bestimmungsgenauigkeit einer Wellenlänge eventuell mit zunehmender Lichtintensität gesteigert werden kann, ist Bestandteil weiterer Untersuchungen.

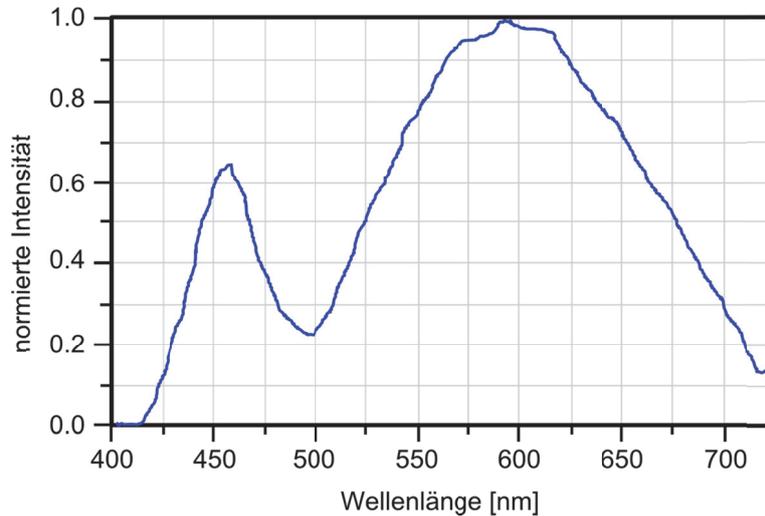


Abb. 6: Spektrum einer High-Power-LED

Als optisches Gitter wurde zur Lichtbeugung ein holographisches Reflexionsgitter auf einer Trägerfolie aus Nickel mit einer Gitterkonstanten von 770 nm (1300 Linien/mm) ausgewählt. Ausschlaggebende Gründe dafür waren die höhere Beugungseffizienz im Vergleich zu vielen Transmissionsgittern und eine bessere Wirtschaftlichkeit. Die Nickelfolie ist extrem luft- und wasserbeständig und kann beliebig geteilt werden. Das zur Realisierung der Lotrichtung entwickelte Massependel besteht aus einem Edlestahlring, der mit drei biegeschlaffen Fäden am Sensorgehäuse befestigt ist. Das Innere des Rings dient gleichzeitig als Träger des geometrischen Musters. Als Fadenmaterial wurde Aramid gewählt, welches eine sehr hohe Zugfestigkeit (3 GPa) und einen sehr geringen thermischen Ausdehnungskoeffizienten ($-5 \cdot 10^{-10} \text{ K}^{-1}$) aufweist. Die leichte Feuchtigkeitsaufnahme und die geringe UV-Beständigkeit des Materials können für die Anwendung in einem geschlossenen Sensorgehäuse vernachlässigt werden. Die Fäden (Länge ca. 80 mm) sind in ihren Enden in einer Metallhülse verpresst und können so am Gehäuse bzw. am Massependel befestigt werden. Zur Auswertung der Lichtspektren wird ein Konkavgitter-Spektrometer (Fa. StellarNet) verwendet. Es ist ausgelegt für den sichtbaren Bereich (350 nm bis 780 nm) und hat eine Auflösung von ca. $0,4 \text{ nm}$. Im Spektrometer wird das vom Sensors rückgeführte Licht über einen internen Hohlspiegel mit holographisch gefertigtem Beugungsgitter in sein Spektrum aufgespalten und auf einen CCD-Zeilensensor geleitet. Mit Hilfe des CCD-Zeilensensors werden die Lichtintensitäten in Abhängigkeit von der Wellenlänge bestimmt.

Mit den beschriebenen Komponenten wurde ein Prototyp im Maßstab 2:1 gefertigt. Um für die weiteren Versuche gegebenenfalls einzelne Fäden und das optische Gitter schnell und einfach austauschen zu können, wurde zunächst auf den Bau eines Sensorgehäuses verzichtet. Die notwendige Stabilität des Prototyps wird durch drei Gewindestangen erreicht, an denen eine Grund- und eine Deckplatte sowie alle optischen Bauteile befestigt sind. Abb. 7 zeigt den Prototyp und eine Visualisierung des im Abschnitt 2 besprochenen Messprinzips. Das LED-Licht wird mit Hilfe eines Lichtwellenleiters über einen Faserkollimator⁴ auf das Reflexionsgitter geführt, dort in sein Spektrum zerlegt und auf das Massependel bzw. auf das geometrische Muster geleitet. Die das Muster passierenden Lichtwellen werden mit Hilfe eines Hohlspiegels, dessen Brennpunkt sich auf der Oberfläche des optischen Gitters befindet, in sich selbst reflektiert und wieder zusammengeführt in die Faser zurückgelenkt. Das so resultierende, auszuwertende Spektrum entspricht nun wieder dem Spektrum der Lichtquelle mit Ausnahme der ausgeblendeten Wellenlängenbereiche. Der Lichtwellenleiter ist so ausgebildet, dass er das fokussierte Licht zur Auswerteeinheit zurückführt. Dadurch ist es möglich, dass nur ein Lichtwellenleiter zur Realisierung des Messprinzips erforderlich ist. Insbesondere bei großen Entfernungen zwischen der Lichtquelle/Auswerteeinheit und dem Sensor resultiert daraus ein stark reduzierter Material- und Kostenaufwand.

Der Prototyp setzt so die wesentlichen Merkmale des konstruktiven Entwurfs (Abschnitt 2) um. Durch die feste Verbindung aller optischen Bauteile (Glasfaser mit Faserkollimator, optisches Gitter und Hohlspiegel) mit dem Sensorgehäuse, welches derzeit durch drei Gewindestangen realisiert ist, wird eine hohe Robustheit erreicht und durch die Ausbildung des Trägers des geometrischen Musters als ein Schwerkraftpendel ist der Bezug zum Erdschwerefeld und damit zur örtlichen Lotrichtung hergestellt.

Derzeit werden am Prototyp Untersuchungen mit verschiedenen geometrischen Mustern durchgeführt. Es wird geprüft, ob eine Ausbildung des geometrischen Musters als Negativ vorteilhafter für die spektrale Analyse der Sensorantwort ist. Dabei werden keine definierten Teilbereiche des Spektrums ausgeblendet, sondern durch Verwendung von Schlitzern in einer Blende können lediglich bestimmte Wellenlängen das Muster passieren. Eine weitere Modifikation des geometrischen Musters ist die Verwendung von drei Stäben in Form

⁴ Bauteil aus der Faseroptik zum Parallelisieren von divergent austretenden Lichtstrahlen

eines N. Die resultierende Überbestimmung kann beispielsweise zur online-Überprüfung des Sensors eingesetzt werden.

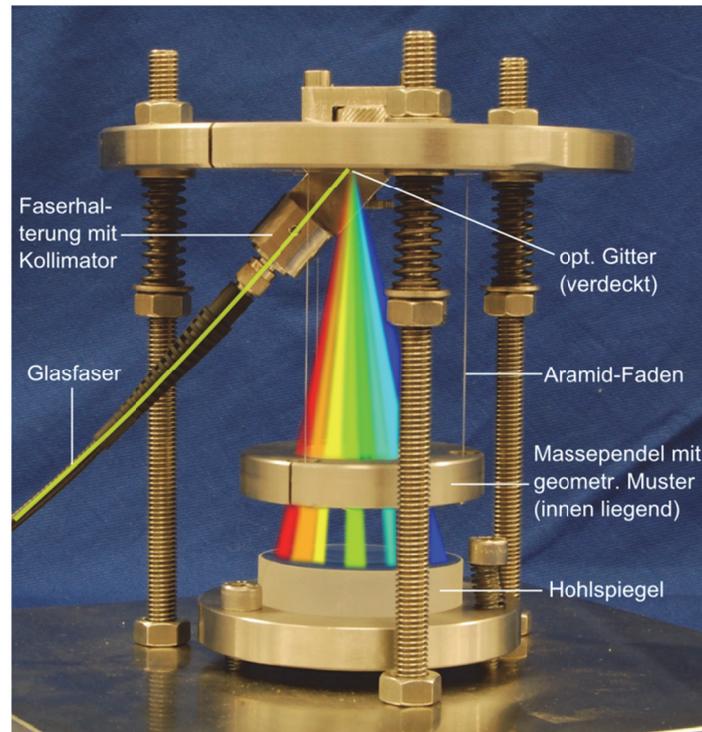


Abb. 7: Prototyp mit visualisiertem Messprinzip

5 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurde eine erste prototypische Realisierung eines auf optisch-mechanischen Prinzipien arbeitenden Neigungssensors vorgestellt, der ohne eine Stromversorgung am Messort eingesetzt werden kann. Mit dem gezeigten Messprinzip und der mathematischen Modellierung des Sensoraufbaus können Neigungen in zwei Achsen unter den einleitend genannten Randbedingungen bestimmt werden.

Die Dämpfung des Massependels, z. B. durch die Integration einer Luftdämpfung in den Sensoraufbau, ist noch ein Punkt der aktuellen Forschungsarbeiten. Über die durchgeführten Versuche und über die sich anschließenden Kalibriermessungen mit dem Prototyp des faseroptischen Neigungssensors wird demnächst berichtet.

6 Literatur

- DEUFLHARD, P. ; HOHMANN, A. (2008): *Numerische Mathematik: Eine algorithmisch orientierte Einführung*. Berlin : De Gruyter.
- DIN V ENV 13005 (1999): *Leitfaden zur Angabe der Unsicherheit beim Messen*. Berlin : Beuth.
- KUIPERS, J. B. (1999): *Quaternions and rotation sequences. A primer with applications to orbits, aerospace, and virtual reality*. Princeton, NJ : Princeton Univ. Press.
- MACHEINER, K. (2010): Eine Glasfaser als Sensorelement: Entwicklung eines faseroptischen Zweiachs-Neigungssensors. In: *Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Geoinformation (vgi)*, 98(2010)2, S. 82-89.
- MWWHF1 (2013): Datenblatt *Warm White Fiber-Coupled High-Power LED, SMA, 1000 mA* der Fa. Thorlabs GmbH unter http://www.thorlabs.de/newgrouppage9.cfm?objectgroup_id=5206, Stand 20.12.2013.
- PATENT (2013): Schutzrecht DE102012201228-B4, *Zweiachsige optische Lageerfassung eines zylindrischen Körpers* (2013-08-13). Bauhaus-Universität Weimar.
- PEDROTTI, F. ; PEDROTTI, L. ; BAUSCH, W. ; SCHMIDT, H. (2007): *Optik für Ingenieure, Grundlagen*. 4. Aufl. Berlin : Springer.
- SUPERKCOMPACT (2013): Datenblatt *SuperK™ COMPACT* der Fa. NKT Photonics GmbH unter http://www.nktpotonics.com/supercontinuum_sources, Stand 20.12.2013.

Autoren:

Dr. rer.nat. Sebastian Bock,
Dipl.-Ing. Thomas Gebhardt,
Prof. Dr.-Ing. Willfried Schwarz
Bauhaus-Universität Weimar
Professur Geodäsie und Photogrammetrie
Marienstraße 9
99423 Weimar
sebastian.bock@uni-weimar.de,
thomas.gebhardt@uni-weimar.de,
willfried.schwarz@uni-weimar.de

Dr. rer.nat. Michael Kuhne
Materialforschungs- und -prüfanstalt
an der Bauhaus-Universität Weimar
Coudraystraße 9
99423 Weimar
michael.kuhne@mfp.de

Mehrjährige Beobachtung einer Baugrundverbesserungsmaßnahme

Dipl.-Ing. Dominik Schäfer, Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover
Dipl.-Ing. Lars Vollmert, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Espelkamp
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus, Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover

Das Niveau des Straßennetzes der HafenCity in Hamburg wurde zur Sicherstellung der Hochwassersicherheit um bis zu drei Meter erhöht. Die anstehenden organogenen Weichböden der Marsch (vorwiegend Torfe und Kleie) zeichnen sich durch deutliche Setzungsempfindlichkeit mit erheblichen Setzungsdifferenzen aus, weshalb abhängig von der örtlichen Bebauung verschiedene Baugrundverbesserungsmaßnahmen zur Setzungsbegrenzung eingesetzt wurden. Eine der umgesetzten Varianten - ein aufgeständertes, geogitterbewehrtes Gründungspolster - wird zur Erfahrungserweiterung über dessen Langzeitverhalten seit mehreren Jahren durch Spannungs-, Setzungs- sowie Dehnungsmessungen beobachtet.

1. Einleitung

Südlich der historischen Speicherstadt in Hamburg wird in einem ehemaligen Hafengebiet auf einer Fläche von rd. 157 Hektar die sogenannte HafenCity Hamburg (Abb. 1), als Erweiterung der Innenstadt um 5.500 Wohnungen für 12.000 Einwohner und Dienstleistungsgewerbeflächen für 40.000 Arbeitsplätze, erschlossen.

Bestandteil der Erschließungsmaßnahmen ist die Anhebung sämtlicher Verkehrsflächen exklusive der Kai- und Uferpromenaden auf eine hochwassersichere Höhenlage von vormals NN +5,0 m auf etwa NN +7,5 m bis NN +8,0 m.



Abb. 1: Städtebauliches Konzept der HafenCity Hamburg, Stand Januar 2008 (Quelle: HafenCity Hamburg GmbH)

Der beobachtete Messquerschnitt befindet sich in der heutigen Hongkongstraße (früher Magdeburger Straße). Unterlagert von tragfähigen Sanden stehen mehrere Meter mächtige organogene Weichschichten aus Klei über Torf an, über denen gering tragfähige Auffüllungen vorzufinden sind (Abb. 2). Hierbei handelt es sich um für die HafenCity typische Baugrundverhältnisse.

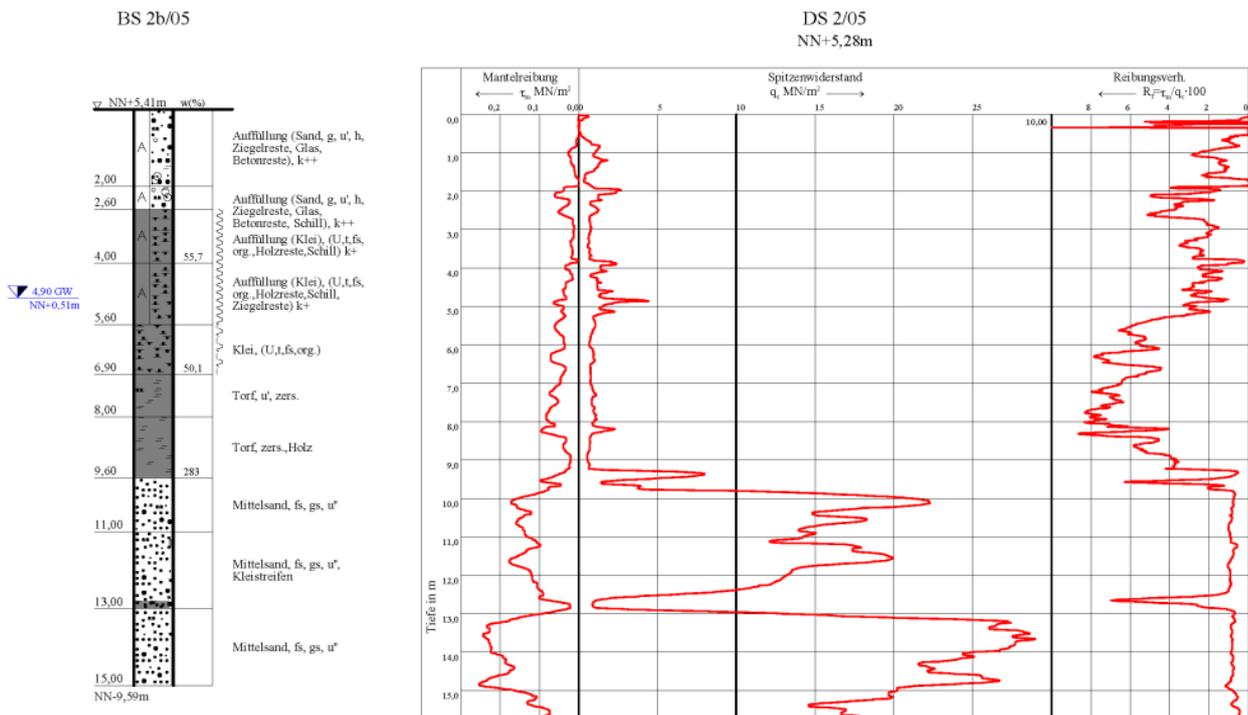


Abb. 2: Repräsentativer Baugrundaufschluss in der HafenCity Hamburg (Quelle: WEIHRUCH ET AL. (2010))

In der HafenCity wurden folgende Baugrundverbesserungsmaßnahmen umgesetzt, vgl. WEIHRAUCH ET AL. (2010):

- Vorkonsolidierung durch Sandüberhöhung inklusive Vertikaldränagen
- Verwendung eines aufgeständerten, geogitterbewehrten Gründungspolsters
- Bodenaustausch mit Leichtbaustoffen (Blähton)

Bei der in der Hongkongstraße beobachteten Baugrundverbesserungsmaßnahme handelt es sich um ein aufgeständertes, geogitterbewehrtes Gründungspolster, über dessen Bauweise und die daran durchgeführten Messungen im Folgenden näher berichtet wird.

2. Beschreibung der beobachteten Baugrundverbesserungsmaßnahme und ihrer Bauweise

Ein aufgeständertes, geogitterbewehrtes Gründungspolster besteht aus einem ein- oder mehrfach mit Geogittern bewehrten Sandpolster, welches die Spannungen aus überlagernden Schichten aufnimmt und an eine darunterliegende aufgelöste vertikale Tragstruktur übergibt. Diese Tragstruktur aus pfahlartigen vertikalen Elementen durchörtert die nicht ausreichend tragfähigen Schichten und gibt ihre Lasten an den unterlagernden tragfähigen Baugrund weiter. Im vorliegenden Fall wurde das Gründungssystem entsprechend WEIHRACH ET AL. (2010) wie folgt geplant und ausgeführt:

Die vorliegende vertikale Tragstruktur wurde aus Teilverdrängungsbohrpfählen (TVB) der Fa. GKT Spezialtiefbau GmbH für eine Gebrauchslast von 500 kN mit einem Durchmesser von 0,42 m hergestellt, welche in einem orthogonal zur Trassenachse angeordnetem, rechteckigen Raster mit einem Achsabstand von hauptsächlich 2,30 m quer zur Trasse und 2,50 m in Straßenflucht angeordnet sind (Abb. 3).

Des Weiteren ist eine Kopfverbreiterung der Teilverdrängungsbohrpfähle auf 0,60 m Durchmesser durch einen unbewehrten frisch in frisch eingebrachten Pfahlkopf aus Beton C 25/30 ausgeführt worden.



Abb. 3: Herstellung der Teilverdrängungsbohrpfähle (Quelle: WEIHRACH ET AL. (2010))

Die untere von insgesamt drei hochzugfesten und dehnsteifen Geogitterlagen wurde in einem Abstand von rd. 0,15 m über den Pfahlköpfen innerhalb des Sandpolsters verlegt, damit während der Bauphase und infolge großer Setzungen ein Abscheren des Geogitters am Pfahlkopfrand sicher vermieden wird (Abb. 4).

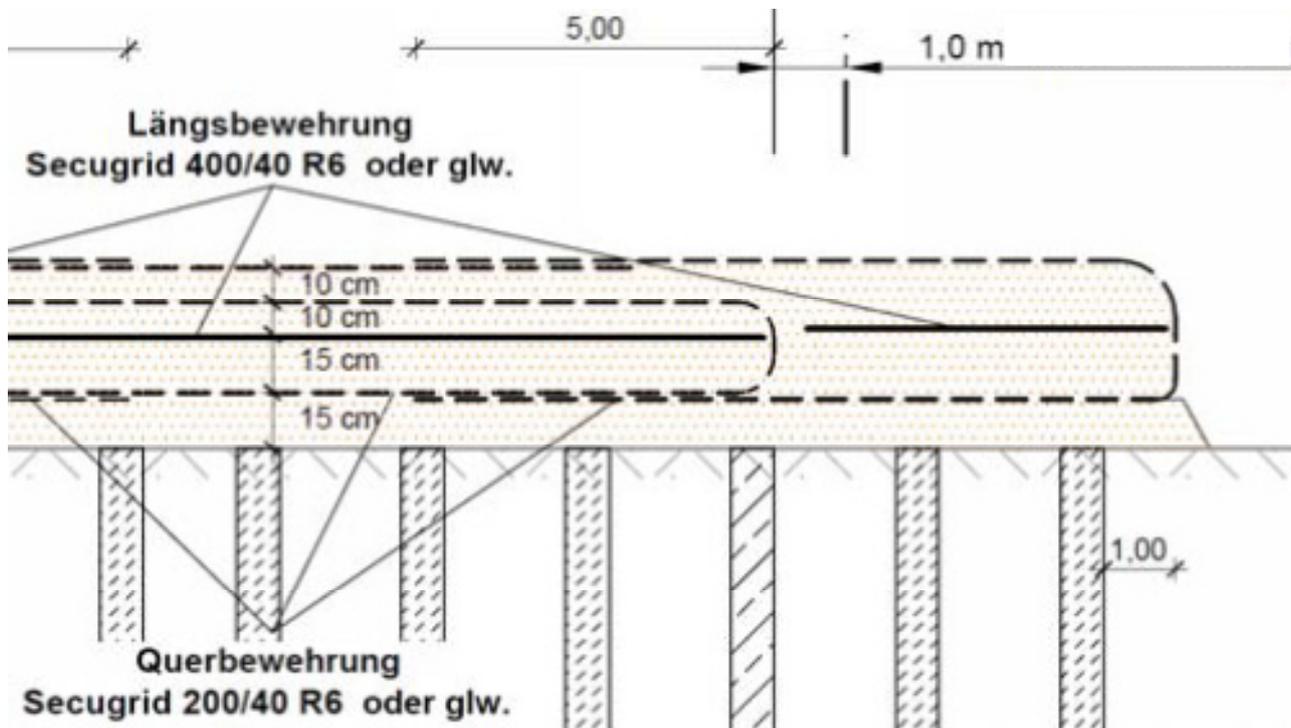


Abb. 4: Querschnitt des Gründungspolsters (überhöhte Darstellung, Quelle: WEIHRACH ET AL. (2010))

Die Anordnung der unteren und oberen Geogitterlage des Typs „Secugrid® 200/40 R6“ der Fa. NAUE GmbH & Co. KG erfolgte quer zur Straßenlängsachse. Beide Lagen wurden aus einem Geogitter erstellt, welches umgeschlagen und in der oberen Lage statisch ausreichend überlappend zu einem Polster verlegt wurde, da aufgrund der Platzverhältnisse ein seitliches Einbinden für eine ausreichende Verankerungslänge nicht möglich war. Das mittlere Geogitter des Typs „Secugrid® 400/40 R6“ der Fa. NAUE GmbH & Co. KG, welches zur Längsbewehrung des Sandpolsters dient, wurde eingebaut, bevor die seitlich gelagerten Rollen der Querbewehrung in die obere Lage eingebracht werden konnten.

Damit etwaige Verdrehungen oder Verwerfungen der einzelnen Geogitterbahnen vermieden werden, wurden deren Überlappungen stets gestaffelt ausgebildet (Abb. 5 und Abb. 6).



Abb. 5: Einbau der mittleren Geogitterlage zur Längsbewehrung



Abb. 6: Schließen des Querbewehrungspolsters durch Einlegen der oberen Lage

3. Einbau der verschiedenen Messmittel

Zur messtechnischen Beobachtung des aufgeständerten, geogitterbewehrten Gründungspolsters werden verschiedene Messmittel in einem Querschnitt eingesetzt, um mehr über dessen Langzeitverhalten zu erfahren. Deren Einbau an unterschiedlichen Positionen des Sandpolsters soll im Folgenden näher beschrieben werden (Abb. 7).

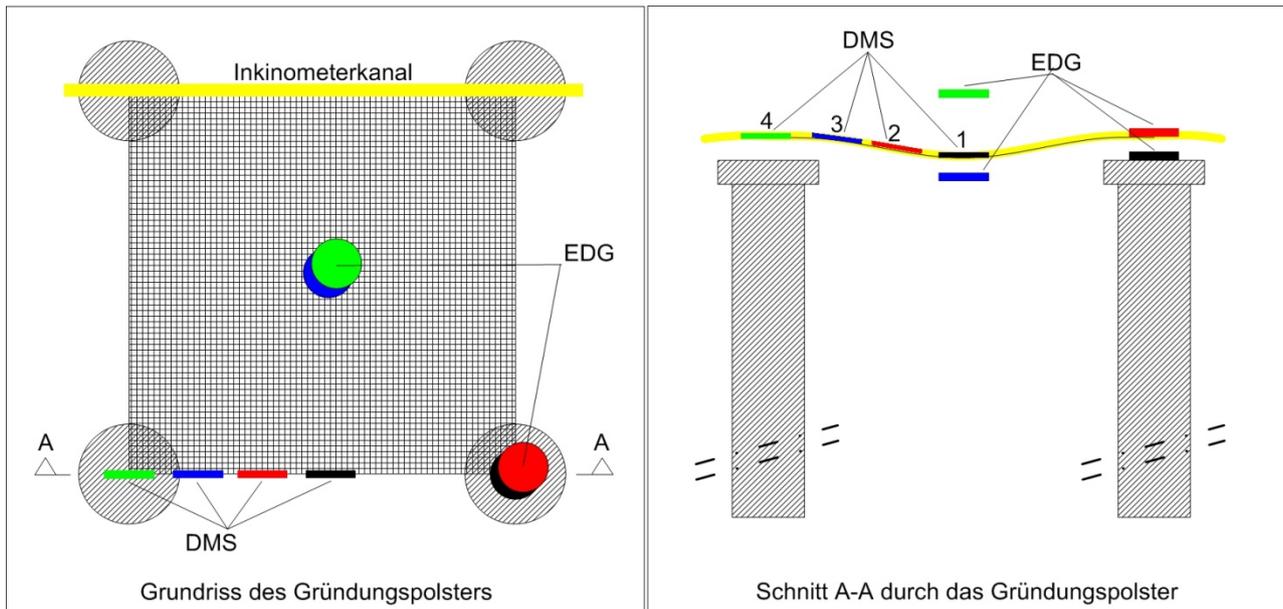


Abb. 7: Einbauorte der verschiedenen Messmittel im Gründungspolster
(EDG = Erddruckgeber, DMS = Dehnungsmessstreifen)

3.1. Dehnungsmessstreifen auf Geogitter

Die Dehnungsmessstreifen (DMS) wurden im Vorfeld auf einem separaten Geogitterabschnitt aufgebracht, welcher auf der Baustelle nach vorherigem Ausschneiden der entsprechenden Beobachtungsstelle aus dem bereits verlegten unteren Geogitter mit statisch ausreichender Überlappung aufgelegt worden ist. Die Fa. Institut für textile Bau- und Umwelttechnik GmbH (tBU) hat die auf die Geogitter aus Polyester abgestimmten DMS der Fa. HBM - Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH mit einem dünnflüssigen Klebstoff appliziert. Die DMS wurden dabei sowohl auf der Unter- als auch auf der Oberseite des Geogitters platziert und als momenten- und temperaturkompensierte Vollbrücke geschaltet. Durch die monolithische Ausführung der Bewehrungsstäbe des gewählten Geogitters mit homogenem Zugkraft-Dehnungsverlauf über die gesamte Produktlänge wird damit die lokale Dehnung repräsentativ gemessen. Mit bekanntem zeitabhängigen Zugkraft-

Dehnungsverlauf, dargestellt in Form von material- und produktspezifischen Isochronenkurven, kann unmittelbar auf die Spannungszustände rückgeschossen werden. Zum Schutz vor Witterungseinflüssen und zur elektrischen Isolation wurden die Messstellen mit einem weichplastischen Material vergossen (Abb. 8). Des Weiteren wurden sie zum Schutz vor mechanischen Einwirkungen und zur Verhinderung einer Schubspannungsübertragung auf ihrer dem Messobjekt abgewandten Seite mit einem Kitt und einem speziellen Abdeckband aus Aluminiumfolie und Knetmasse umhüllt (Abb. 9). Durch die kleinräumliche Ausbildung der Messstelle bleibt der Einfluss auf die Reibungseigenschaften und das Zugkraft-Dehnungsverhalten des Geogitters vernachlässigbar. Die Messstellen wurden durch das tBU testweise über einen längeren Zeitraum einer stehende Wassersäule und mechanischen Beanspruchungen analog den Einbaubeanspruchungen ausgesetzt, ohne dass Einflüsse auf deren Messergebnisse bei Zugbeanspruchungen zu verzeichnen waren.



Abb. 8: Applikation eines Dehnungsmessstreifens auf einem Secugrid[®]-Gitter (exemplarisch)

Die vier auf demselben Steg des Geogitters der unteren Querbewehrungslage platzierten Dehnungsmessstreifen dienen zur Erfassung der Dehnungsverteilung vom Pfahlkopf bis in Stützenmitte (Abb. 9).



Abb. 9: Lage der vier Dehnungsmessstreifen

Laut Herstellerangaben muss bei auf Kunststoffen applizierten DMS von einer Haltbarkeit von rd. zwei Jahren ausgegangen werden. Die mittlerweile erreichte Einsatzzeit von mehr als vier Jahren zeigt, dass sich durch eine sehr sorgfältige und präzise Montage deren Dauerhaftigkeit deutlich verbessern lässt.

3.2. Inklinometerkanal

Die verbauten Inklinometermessrohre des Typs „ABS 74“ der Fa. Glözl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH mit einem lichten Durchmesser von 74 mm wurden in einer Messlänge von 17,0 m inklusive Setzungsplatten auf der unteren Geogitterlage verlegt. Aufgrund einer nicht auszuschließenden Beeinflussung der Geogitterdehnungen und deren Messung durch den darüber liegenden Inklinometerkanal, erfolgte dessen Installation auf einer benachbarten Säulenreihe (Abb. 10). Die Nutrohre bestehen aus Acrylnitril-Butadien-Styrol und weisen dadurch eine geringe Eigensteifigkeit auf. In Verbindung mit seinem großen Durchmesser ist der Messkanal für die Beobachtung von kleinen Krümmungsradien, infolge großer Setzungsdifferenzen über kurze Distanzen, hervorragend geeignet.



Abb. 10: Lage des Inklinometerkanals auf OK der unteren Querbewehrungslage

Um eine langfristige Zugänglichkeit des Messkanals gewährleisten zu können, musste dieser, aufgrund der örtlichen Gegebenheiten, innerhalb des Sandposters aufsteigend auf eine angrenzende Gründungsplatte aus Stahlbeton verlegt werden. Folglich musste der Kanal auch die Geogitterlagen durchdringen, was sich bei der oberen Querbewehrung problemlos gestalten ließ, indem die lagesichernden Stege durchtrennt wurden (Abb. 11). Bei der Passage der Längsbewehrungslage, welche nicht durchörtert werden konnte, zeigte sich, dass der Kanal die starke Belastung nicht aufnehmen konnte. Er versagte deshalb noch während der Bauphase des Damms durch stumpfes Abscheren (Abb. 11).

Zur Reparatur wurde der entsprechende Teil ersetzt, indem ein etwa ein Meter langes Stück herausgetrennt, zwei Steckmuffen auf beide Enden des Ersatzstückes aufgeschoben und diese nach dem Einsetzen über die Fügstellen gezogen und vernietet wurden.

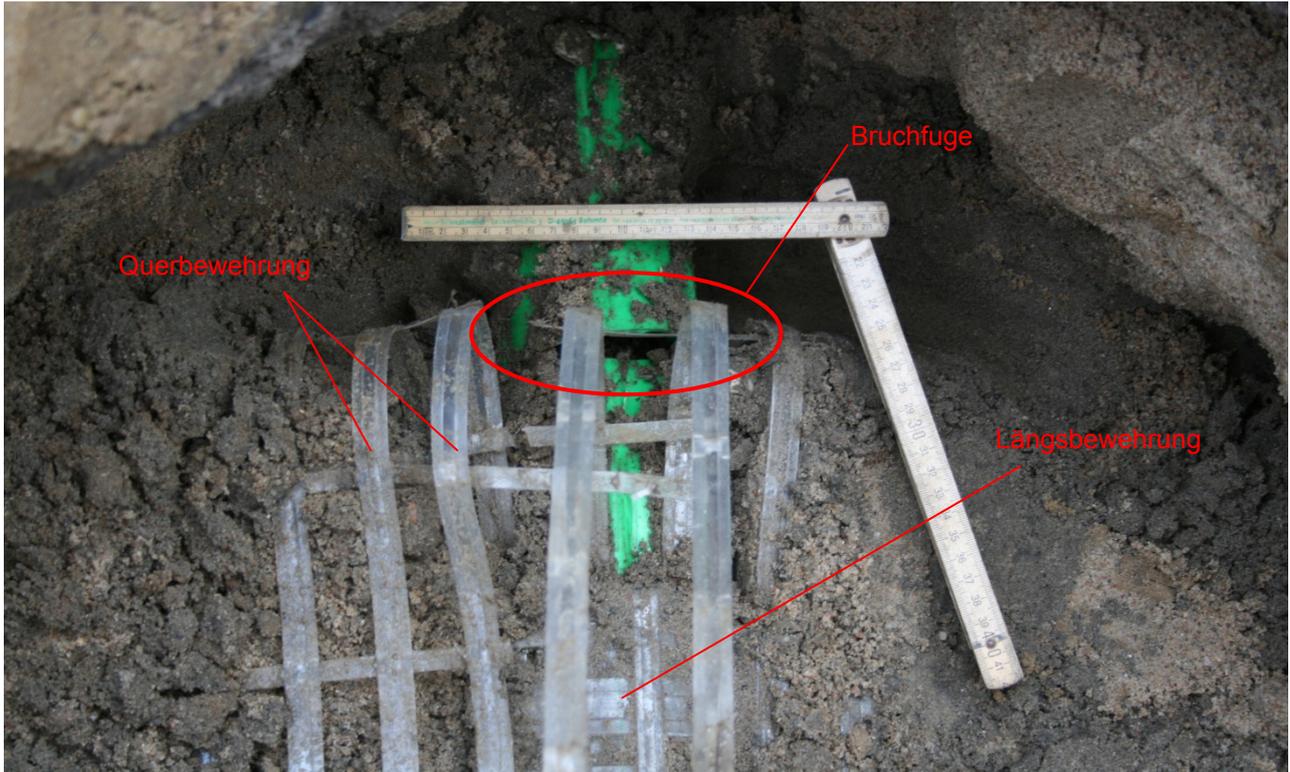


Abb. 11: Beschädigter Inklinometerkanal nach Aufgrabung

Ein zuvor aufgefädelttes Stahlrohr mit deutlich größerem Durchmesser schützt den Messkanal, indem er sich innerhalb des Stahlrohrs frei verformen kann (Abb. 12).



Abb. 12: Verdämmtes Schutzrohr vor Neuverfüllung

3.3. Erddruckgeber

Es wurden je zwei Erddruckgeber des Typs „EEKE 40/40 K20 A“ und „EEKE 20/30 K2 A“ der Fa. Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH eingebracht. Zur Messung der vertikalen Erddrücke, welche in einer Pfahlachse 15 cm oberhalb und direkt auf dem Pfahlkopf auftreten, sind zwei ölgefüllte piezoresistive Erddruckgeber mit einer quadratischen Belastungsfläche von 40 cm x 40 cm und einem Nennwert von 2000 kN/m² verbaut. Darüber hinaus kommen zwei weitere Erddruckgeber mit einer kleineren Messfläche von 20 cm x 30 cm und einer maximalen Belastbarkeit von 200 kN/m² zum Einsatz, welche in Feldmitte die aus dem Straßendamm resultierenden Spannungen oberhalb des Sandpolsters sowie die an den wenig tragfähigen Untergrund abgegebenen Spannungen erfassen (Abb. 13).



Abb. 13: Einbau des unteren Erddruckgebers in Feldmitte

Alle Erddruckgeber wurden auf ein dünnes Feinplanum aus Sand aufgelegt, mit rd. 15 cm Sand überdeckt und dieser dann mit einer Vibrationsplatte analog zum gesamten Erdbauwerk verdichtet.

4. Durchführung und Ergebnisse der Messungen

Die Messungen des Querschnitts erfolgten in nach zu erwartenden Veränderungen angepassten Intervallen. Während und einige Zeit nach der Herstellungsphase des Erddammes wurden die Messungen zunächst wöchentlich, dann monatlich und später quartalsweise vorgenommen. Zur Bauphase der benachbarten Baugrube ist der Messzyklus erneut auf eine monatliche Erfassung verkürzt worden, um nach Abklingen der Veränderungen abermals quartalsweise zu erfolgen. Im Zuge eines Hochwasserereignisses wurde eine auf die Erddruck- und Dehnungsgeber beschränkte Dauermessung vorgenommen.

4.1. Dehnungsmessungen der Geogitter

Die größten Dehnungen des Geogitters treten im Übergangsbereich am Pfahlkopfrand (DMS 3) auf. Der Dehnungsabfall rund vier Wochen nach Fertigstellung des Straßendamms ist vermutlich durch Kornumlagerungen in diesem Bereich verursacht worden. Etwa acht weitere Wochen später zeigte sich, dass diese Dehnungen wieder auf ein zu erwartendes Maß zurückkehrten.

Auf dem Pfahlkopf (DMS 4) sowie im Viertelpunkt der Stützweite (DMS 2) fallen die Dehnungen nachvollziehbar kleiner aus als die in Stützenmitte (DMS 1) und am Pfahlkopfrand (DMS 3).

Im weiteren Verlauf nehmen die Dehnungen infolge von Setzungen des Untergrunds gleichmäßig zu bis im September 2011 mit der Herstellung der benachbarten Baugrube begonnen wurde. Hierfür wurde zum Straßendamm eine zweifach rückverankerte Schlitzwand mit aufgesetztem Berliner Verbau erstellt. Für das Geogitter ist in diesem Zeitraum an allen Positionen eine Dehnungszunahme zu verzeichnen. Auffällig hierbei ist, dass die Dehnungen zur Stützenmitte hin stärker zunehmen als in Pfahlnähe. Dies kann durch Schubspannungsabtragung an den Pfahlmantel begründet werden (Abb. 14). Als ursächlich für die Spannungsumlagerungen können hypothetisch baubedingte Veränderungen des unterlagernden Kleis, Verschiebungen der Verbauwand und Störungen durch die Bohrarbeiten angenommen werden.

Gemäß der Bemessung des Gründungspolsters nach EBGEO wurden Dehnungen des Geogitters von rd. 2 % ermittelt. Die gemessenen Dehnungen sind deutlich kleiner als

erwartet und weisen darauf hin, dass das verwendete Bemessungskonzept für den vorliegenden Fall sehr konservativ ist.

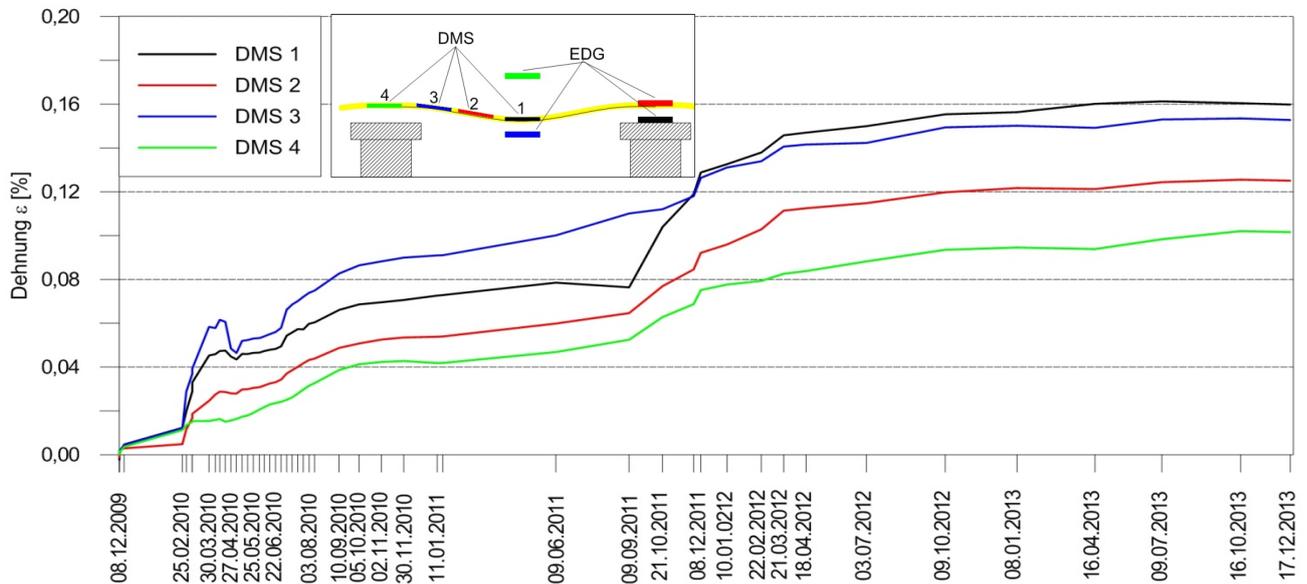


Abb. 14: Veränderung der Dehnungsverteilung des Geogitters über die Zeit

4.2. Inklinometermessungen

Die Ursprungslage des Inklinometerkanals wurde mit einer doppelten Umschlagmessung ermittelt. Umschlagmessungen kompensieren systematische Fehler, wie bspw. des Servo-Accelerometers, indem die Neigung nochmals in umgekehrter Richtung gemessen und der Mittelwert der Beträge berechnet wird. Der dadurch ebenfalls erfasste mittlere Messfehler gibt Aufschluss über die Qualität der Messung und dient der Entscheidung zu einer etwaigen Korrekturmessung.

Als Festpunkt, um die einzelnen Polygonzüge miteinander vergleichen zu können, wird der auf der Stahlbeton-Sohlplatte befestigte Zugangspunkt des Kanals herangezogen (Abb. 15). Auf eine geodätische Einmessung des Festpunktes wurde verzichtet, da die auf Stahlbetonpfählen gegründete Sohlplatte als ausreichend setzungsunempfindlich angenommen werden kann.



Abb. 15: Zugängliches Ende des Inclinometerkanals

Zur Veranschaulichung der realen Lage des Inclinometerkanals im Baugrund können die aus der Summation der Einzelverschiebungen je Messabstand berechneten Polygonzüge mit ihren absoluten Werten grafisch dargestellt werden. Die Ursprungslage des Kanals vor der Schüttung des Damms ist hier als durchgezogene schwarze Linie mit Kreis-Symbolen aufgetragen (Abb. 16).

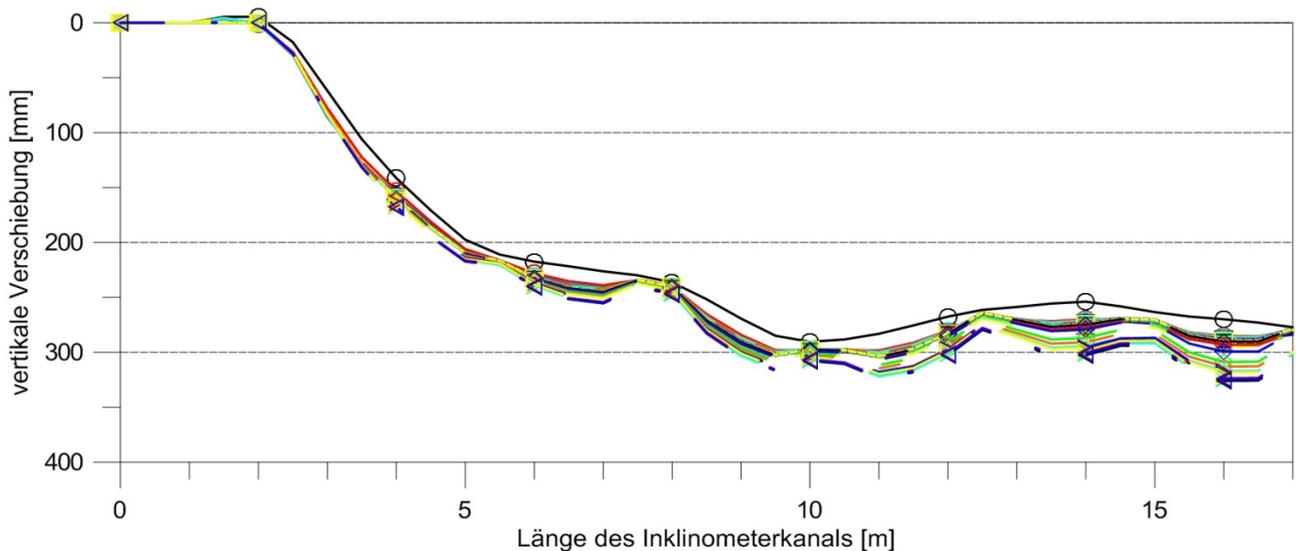


Abb. 16: Absolute Lage des Inclinometerkanals (überhöhte Darstellung)

Aus den jeweiligen Differenzen der mittlerweile 44 Folgemessungen zur Ursprungsmessung werden die Setzungen der Unterkante des Gründungspolsters über die Zeit ermittelt (Abb. 17). An dem wellenförmigen Verlauf kann man die Setzungen des wenig tragfähigen

Untergrunds zwischen 15 und 25 mm gegenüber denen der vertikalen Tragelemente zwischen 5 und 8 mm während der Bauphase des Erddammes erkennen.

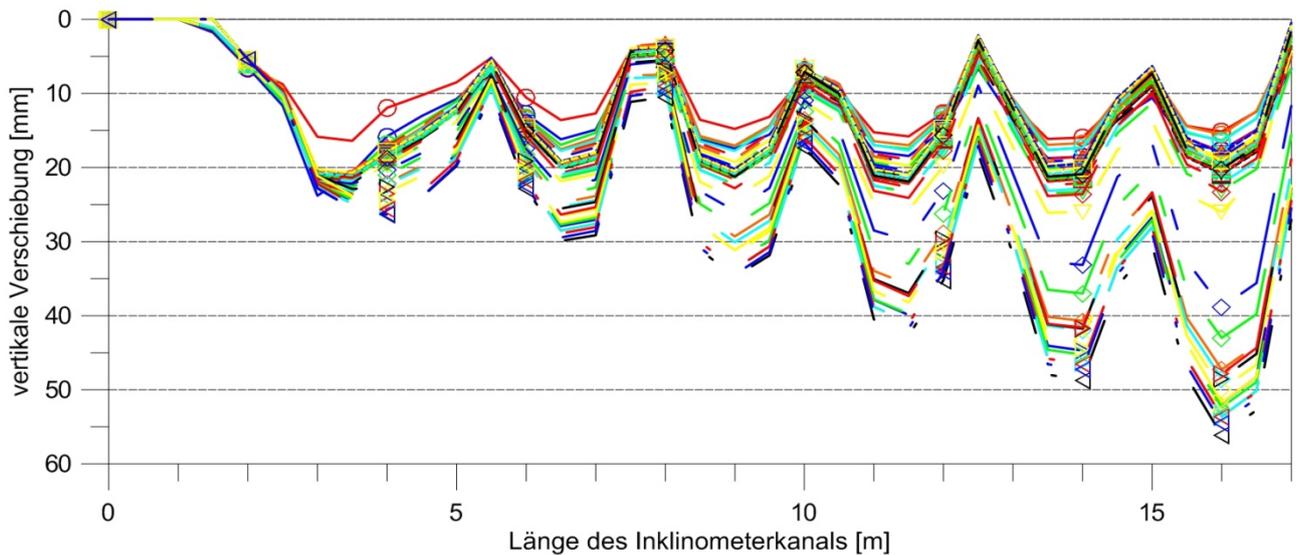


Abb. 17: Setzungen seit Baubeginn (überhöhte Darstellung)

Zur Bauphase der benachbarten Baugrube kam es an der ihr zugewandten Seite wie in Abb. 17 ab ca. 8 m Kanallänge erkennbar, infolge der o.g. Einflüsse zu weiteren Setzungen des Kleis als auch der vertikalen Tragelemente.

Ergänzend können die Differenzen zur vorangegangenen Messung berechnet werden. Dies ist bei der Unterscheidung von tatsächlichen Lageänderungen und Messfehlerstreuungen hilfreich, indem die Messtoleranz, hier in grau hinterlegt, berücksichtigt wird (Abb. 18).

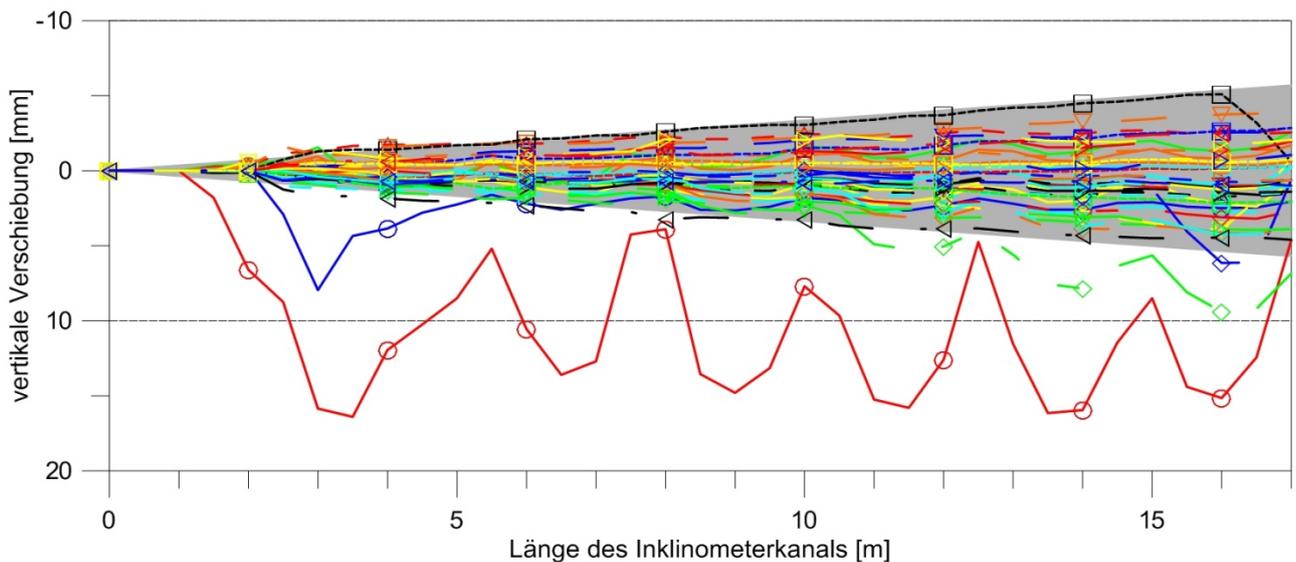


Abb. 18: Lageänderung des Inclinometerkanals bezogen auf die vorherige Messung inklusive Messtoleranz (überhöhte Darstellung)

Die Ergebnisse der Inklinometermessungen konnten mit bauzeitlich durchgeführten Setzungspegelmessungen abgeglichen und bestätigt werden.

4.3. Erddruckmessungen

Eine Spannungskonzentration an den Erddruckgebern aufgrund ihrer größeren Eigensteifigkeit gegenüber dem Baugrund wurde für den Geber auf der Oberkante des Kleis und des Sandpolsters berücksichtigt. Laut PRAGER (1974) ergibt sich für diese Geber (L/B/H 30/20/1 cm) ein relativer Fehler von 2,2 %. Von einer Messwertkorrektur infolge Eigensteifigkeit der Geber (L/B 40/40 cm) auf und über dem Pfahlkopf wird abgesehen, da dieser aufgrund seiner höheren Steifigkeit Spannungskonzentrationen bewirkt.

Anhand der Spannungsänderungen über die Zeit kann man die Wirkungsweise des Gründungspolsters gut erkennen (Abb. 19). Anfänglich zeigt sich, wie die Lasten über den Baufortschritt des Erddamms zunehmen. Der sich durch die Überlagerungshöhe ergebende Erddruck auf das Sandpolster (grün) wurde teilweise durch direkt auf dem Messquerschnitt abgestellte Zementsilos erhöht. Der auf den Untergrund wirkende, deutlich geringere Erddruck (blau) zusammen mit den auf (schwarz) und über (rot) dem Pfahlkopf herrschenden konzentrierten Spannungen veranschaulicht die Wirkungsweise des Bodengewölbes in Verbindung mit dem aufgeständerten, geogitterbewehrten Gründungspolster.

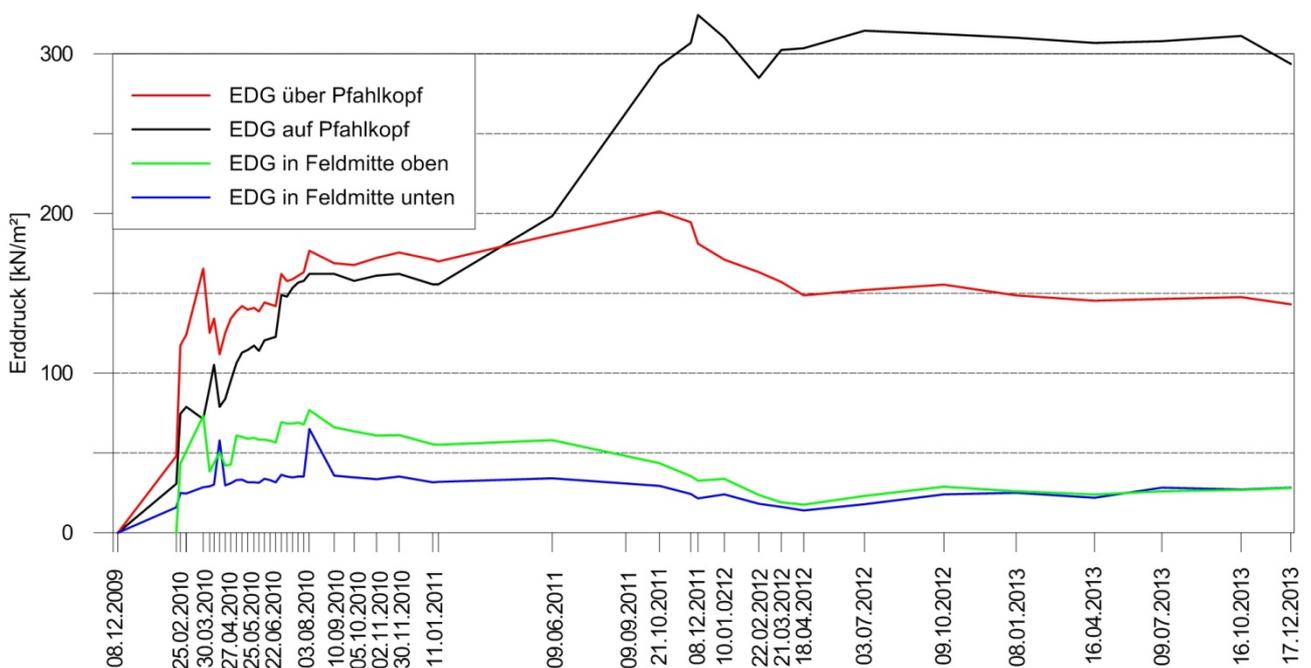


Abb. 19: Umlagerung der Erddruckverteilung über die Zeit

Anfang 2011 wurde mit der Erstellung der Gründung eines direkt angrenzenden Gebäudes begonnen und im Herbst die Baugrube ausgehoben und rückverankert. Infolge der o.g. Einflüsse aus der Herstellung der Baugrube wurden das Geogitter und die vertikalen Tragelemente zusätzlich belastet sowie der Untergrund entlastet.

Die in Abs. 4.1 angenommene Schubspannungsübertragung vom Klei auf den Pfahlmantel kann als eine denkbare Erklärung für die beobachteten Spannungsumlagerungen herangezogen werden. Dies würde eine Vergrößerung der Lasteinleitungsfläche in den Pfahlkopf und somit ein flacheres Bodengewölbe verursachen, womit die Spannungsabnahme an der Oberkante des Sandpolsters sowie auf und über dem Pfahlkopf Anfang 2012 erklärt werden könnte.

Der bisweilen maximal erfasste Erddruck auf den Pfahlkopf von etwa 324 kN/m^2 zeigt im Vergleich mit der aus der Bemessung ermittelten, maximalen, charakteristischen Pfahlkopfspannung von rd. 496 kN/m^2 , dass die Tragfähigkeit der Struktur nicht voll ausgeschöpft wird.

5. Fazit

Das verwendete Messkonzept hat sich für die Überwachung der Baugrundverbesserungsmaßnahme bewährt und liefert einen detaillierten Einblick in die Wirkungsweise sowie das Langzeitverhalten eines aufgeständerten, geogitterbewehrten Gründungspolsters.

Die verbauten Dehnungsmessstreifen weisen eine deutlich längere Einsatzdauer auf als angenommen. Die erfahrenen Beschädigungen und Verunreinigungen zeigen, dass das Prinzip eines mobilen Inklinometers ein sehr robustes Messverfahren darstellt.

Literaturverzeichnis

EBGEO (2010) – EMPFEHLUNGEN FÜR DEN ENTWURF UND DIE BERECHNUNG VON ERDKÖRPERN MIT BEWEHRUNGEN AUS GEOKUNSTSTOFFEN. 2. Auflage 2010, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst und Sohn Verlag, Berlin

KEMPFERT, H.-G., STADEL, M. & ZAESKE, D. (1997) Berechnung geokunststoffbewehrter Tragschichten über Pfahlelementen. Bautechnik 74 (1997), Heft 12, S. 818 - 825, Ernst und Sohn Verlag, Berlin

PRAGER, R. (1974) Le mesure des contraintes dans les sols et la cellule Glözl de pression totale. Dissertation, Universität Grenoble, Übersetzung: GENSICHEN, B., Die Messung von Spannungen in Böden und der Glözlsche Geber zur Erfassung des Gesamtdruckes. Institut für Statik der T.U. Hannover

WEIHRAUCH, S., OEHRLEIN, S. & VOLLMERT, L. (2010) Baugrundverbesserungsmaßnahmen in der HafenCity Hamburg am Beispiel des Stellvertreterprojektes Hongkongstraße. Vortragsband zur 31. Baugrundtagung der DGGT, München, 03. – 06. November 2010

WEIHRAUCH, S., OEHRLEIN, S. & VOLLMERT, L. (2013) Subgrade improvement measures for the main rescue roads in the urban redevelopment area HafenCity in Hamburg. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013

Einsatz kombinierter Spannungs- und Verformungsmesstechniken bei einer mit GEC-Säulen gegründeten Autobahnteilstrecke der A2 in Polen

Kurt Lhotzky Lhotzky + Partner, Braunschweig
Volker Küster Ingenieurbüro für angewandte Geotechnik, Elmshorn

1. Einleitung

Pünktlich für die Fußball-Europameisterschaft 2012 in Polen und der Ukraine wurde im Zeitraum von 2009 bis 2011 ein etwa 100km langes Teilstück der Autobahn A2 von der deutschen Grenze bis Nowy Tomyśl neu gebaut. Die Straßenführung verläuft durch das Feuchtgebiet der Warteschleife. Im Bereich des Ortes Lubrza zwischen den km 60+220 und 60+450 kreuzt die neue Trasse der 4-spurigen Autobahn eine ca. 28 m tiefe nacheiszeitliche Rinne, die mit weichen organischen Bodenschichten gefüllt ist. Die Gradientenplanung sah für diesen Bereich die Führung der Fahrbahn auf einem bis zu 4 m hohen Damm vor.

Zur Gründung des Dammes auf dem gering tragfähigen Untergrund wurde das System „Geokunststoffummantelte Säulen“ im Rahmen dieses Autobahnprojekts 2010 erstmalig qualifiziert in Polen eingesetzt.

Auf Grund der angetroffenen geologischen Situation kamen bei der Baumaßnahme einige herstellungsbedingte Randbedingungen hinzu, die die Anwendungsgrenzen des Systems erweitert haben. Beispielhaft sei eine Säulenlänge von etwa 28m genannt, die bis dahin noch nicht realisiert wurde. Die im Entwurf theoretisch beschriebene Wirkungsweise des Gründungssystems wurde daher aufwendig messtechnisch überprüft.

Der nachfolgende Beitrag gibt einen Überblick über die Erfahrungen bei der Realisierung und messtechnischen Begleitung eines anspruchsvollen Straßenbauprojekts auf extrem gering scherfesten, organischen Böden.

2. Projektbeschreibung

Der Neubau der vierspurigen Autobahn A2 zwischen Frankfurt/Oder und Poznan kreuzt mehrere Bereiche mit gering tragfähigen, organischen Böden. Auf Grund der schwierigen geologischen Randbedingungen wurden für den maximal etwa 4m hohen Straßendamm

im Torfbereich 15.2 zwischen km60+220 und km60+450 mehrere Verfahren zur Baugrundverbesserung bzw. Dammgründung untersucht. Dabei hat sich eine Gründung auf geotextilummantelten Säulen als technisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Lösung herausgestellt. Die besondere Herausforderung in diesem Projekt bestand in der maximal zu realisierenden Gründungstiefe von etwa 30m unter OK Arbeitsebene und den extrem steilen Flanken der geologischen Rinnenbildung.

Eckpunkte GEC-Gründung:

- Säulenanzahl: 3.000
- Säulendurchmesser = 800mm
- Raster: 15% ; Achsabstand im gleichseitigen Dreieck $a = 1,97m$
- Geotextile Ummantelung der Säulen: RINGTRAC100/300 (rundgewebtes PE-Gewebe)
- Säulenfüllung: enggestufter Sand mit Schluffanteil <5 Gew.-%
- Horizontale Bewehrung: Stablenka 800/100 (PE-Gewebe)
- Einbindung in tragfähigen Baugrund mind. $t = 20 \text{ cm}$
- Herstellung im Verdrängungsverfahren

Die Ausführung erfolgte von der Fa. Josef Möbius Bau-AG mit zwei Geräteeinheiten von Mai bis September 2010.

Auf Grund des erstmaligen Einsatzes des Gründungssystems auf dem polnischen Markt bestand auf der Bauherrenseite ein erhöhter Bedarf an planerischem Aufwand und einer baubegleitenden und nachgeschalteten Überwachung des prognostizierten mit dem tatsächlichen Systemverhalten.

3. Baugrundverhältnisse

Die geplante Autobahn A2 quert zwischen km 60+220 und km 60+450 eine nacheiszeitliche Rinnenstruktur. Die maximale Rinnentiefe wurde durch umfangreiche Baugrunderkundungen bei maximal 28m unterhalb des vorhandenen Geländes erkundet. Die Basis der Rinnenverfüllung bildet Gytjtja mit einer Schichtstärke von maximal ca. 23m. Die Gytjtja wird von einer etwa 5m dicken Torfschicht überlagert. Der tragfähige Baugrund besteht aus Schluff und Sand. Der generelle Baugrundaufbau im Bereich der Säulengründung ist in Abbildung 3.1 dargestellt.

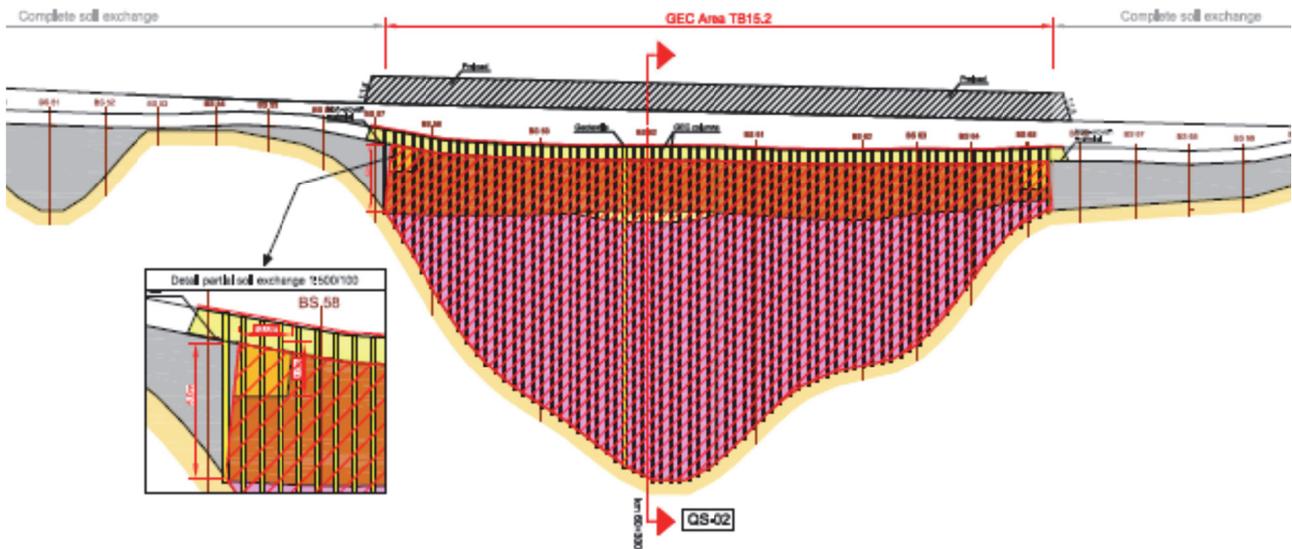


Abb. 3.1: Geologischer Längsschnitt (Quelle: Ausführungsplanung Josef Möbius Bau-AG)

Die undrained Scherfestigkeit beträgt nach den Ergebnissen der Feldflügel-sondierungen im Torf $c_u = 5\text{kPa}$ bis 10kPa und in der Gytija $c_u = 10\text{kPa}$ bis 15kPa .

Das Grundwasser steht in Geländeoberkante an.

4. Gründungssystem „Geokunststoffummantelte Säulen“

Zur Gründung von Erdbauwerken auf gering tragfähigem Untergrund wurde das Gründungssystem „Geokunststoffummantelte Säulen“ entwickelt. Das Gründungssystem besteht aus gleichmäßig angeordneten Säulen aus nichtbindigem Material mit einer Geokunststoffummantelung, die die Bauwerkslasten in den tragfähigen Untergrund ableiten (Abb.4.1 + Abb.4.2).

Durch die Gesamtbelastung und die Spannungskonzentration über den Säulenköpfen wird in den Säulen eine nach außen gerichtete, radiale Horizontalspannung hervorgerufen. Das Spezifische am System ist, dass dieser Spannung nicht nur eine nach innen gerichtete Gegenpressung vom Weichboden entgegenwirkt, sondern auch maßgeblich eine radiale Gegenpressung von der entsprechend dehnsteifen geotextilen Umhüllung. Dabei werden in der Ummantelung signifikante Ringzugkräfte generiert, die die Säule radial zusammenhalten, letztendlich das Gleichgewicht des Systems gewährleisten und die Anwendung auch bei sehr weichen Böden ermöglichen. Es entsteht ein duktiler

Tragsystem, wobei ein Knicken bei den auftretenden Säulenbeanspruchungen nicht auftritt.

Durch den Einsatz von geokunststoffummantelten Säulen werden die Absolutsetzungen und Setzungsunterschiede stark reduziert und die Standsicherheit im Bau- und Endzustand erhöht. Weil die Säulen auch als Vertikaldränagen mit einer filterstabilen Ummantelung funktionieren, werden der Setzungsverlauf und die Konsolidierung beschleunigt. Die z.B. durch Verkehrslasten initiierten Nachsetzungen sind gering und können im Bedarfsfall weitgehend durch temporäre Überschüttungen vorweggenommen werden.

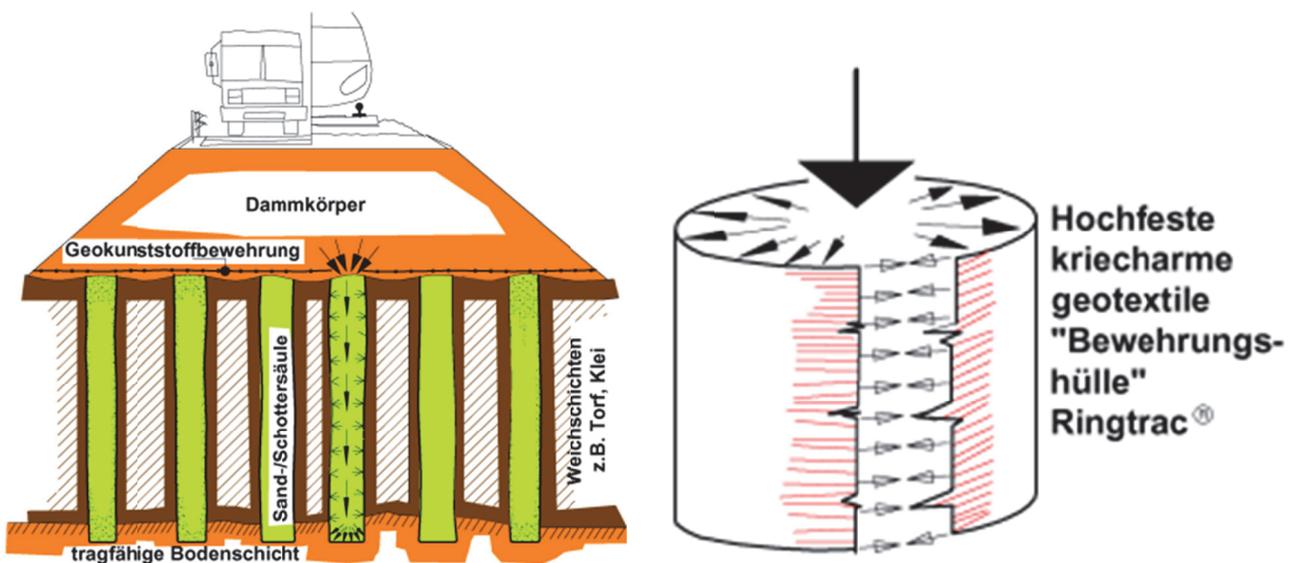


Abb. 4.1: Funktionsprinzip mit dem Verdrängungsverfahren



Abb. 4.2: Herstellung mit dem Verdrängungsverfahren

Die Herstellung erfolgt mit dem Aushub- bzw. Verdrängungsverfahren. In der Praxis wird auf Grund der wirtschaftlichen Vorteile überwiegend das Verdrängungsverfahren angewandt.

Eine ausführliche Beschreibung der wesentlichen theoretischen und ausführungstechnischen Belange des Gründungssystems findet sich in den „Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen“ (EBGEO), 2010 [3].

5. Messprogramm

5.1 Messkonzept

Die Baumaßnahme wurde von einem umfangreichen geotechnischen Messprogramm begleitet, um das in der Ausführungsplanung prognostizierte Systemverhalten zu überprüfen und eine belastbare Prognose der zu erwartenden Restsetzungen aufstellen zu können. Es ist geplant, die Messungen bis fünf Jahre nach Verkehrsübergabe der Autobahn am 01.12.2011 fortzusetzen.

Zur laufenden Kontrolle der Funktion des Gründungssystems der Dammschüttung auf dem sehr gering tragfähigen Boden sind folgende Systeme zur Überwachung und Detektion der Setzungen und der Bodenveränderungen installiert worden:

- **Hydrostatisches Linienmesssystem (System Lhotzky)** zur Erfassung der Setzungsprofile der gesamten Konstruktion auf der Ebene des gewachsenen Bodens
- **Vertikalinklinometer** zur Messung der Horizontalverschiebungen am Dammfuß
- **Erddruckkissen** auf den Säulenköpfen und im Feldbereich zur Überprüfung der Lastumlagerung
- Innovative Kombination aus **Säulenumfangsmessung** und **hydrostatischer Linienvermessung** zur Bewertung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens der geotextilen Ummantelung

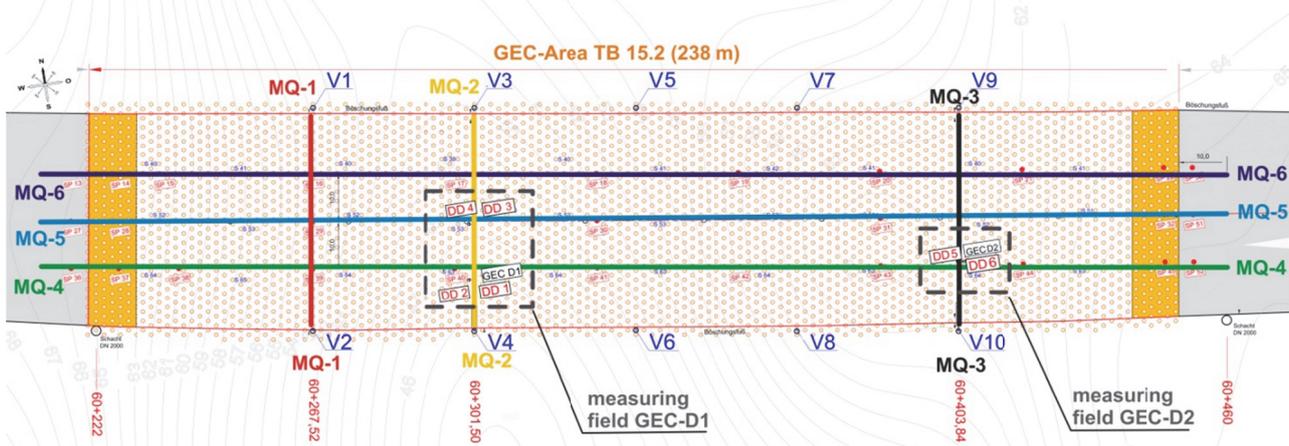


Abb. 5.1: Schematische Darstellung der Messanordnung (Quelle: Ausführungsplanung Josef Möbius Bau-AG)

Setzungsmessungen

An insgesamt sechs Messquerschnitten (Gesamtlänge 882m, 3.528 Messpunkte) wurden mit der speziellen hydrostatischen Linienvermessung (System Lhotzky) **linienförmige Setzungsmessungen** ausgeführt. Das innovative Verfahren basiert auf der diskontinuierlichen Messung der hydrostatischen Druckdifferenz zwischen vordefinierten, äquidistanten Punkten in einem entlang des Profils installierten Messschlauch und einem Referenzniveau [1], [2]. Als Ergebnis erhält man ein Höhenprofil der Messleitung. Durch Bildung der Differenzen zwischen den an den jeweiligen Messterminen ermittelten Profilen werden örtlich (Messpunktabstand typisch 25cm) und in der Höhe (1mm) hoch aufgelöste linienförmige Setzungskurven berechnet.

Die kurzen Messquerschnitte MQ-1 bis MQ-3 verlaufen quer zur Trassenachse von der südlichen zur nördlichen Böschungsschulter. Die Querschnitte MQ-4 bis MQ-6 sind auf bzw. parallel zur Straßenachse angeordnet. Sie beginnen und enden außerhalb des auf geokunststoffummantelten Säulen gegründeten Dammabschnittes, so dass auch die Übergangsbereiche mit erfasst werden.

Entlang der Messquerschnitte MQ-4 bis MQ-6 wurden zusätzlich 29 **Setzungspegel** installiert. Durch die Ergebnisse konnte ein Abgleich beider Verfahren vorgenommen werden.

Horizontalverformungen

Mit 10 **Vertikalinklinometern** (V01 – V10) wurden am nördlichen und südlichen Böschungsfuß die horizontalen Verformungen des Damms erfasst. Die bis zu 30m langen

Inklinometer wurden zwischen den Säulen eingebaut und sind mit einer Einbindung in die tragfähigen Böden am Fußpunkt eingespannt. Die Messstellen wurden an die Querschläge der Linienmessungen angebunden, um eine Korrelation zwischen Setzungen und Horizontalverschiebungen im Dammfußbereich herstellen zu können.

Säulenumfang und Spannungsverteilung

In zwei Messfeldern wurden kontinuierliche Messungen der vertikalen Spannung in der Dammaufstandsfläche (DD1 – DD6) und des Umfangs der geokunststoffummantelten Säulen auf sieben Höhenniveaus (GEC-D1, GEC-D2) ausgeführt.

Zur Messung des Säulenumfangs entwickelte das Ingenieurbüro Lhotzky+Partner ein Messsystem auf Basis eines Seilzugsensors, mit dem auch die Höhenlage und Neigung der Messebene hydrostatisch ermittelt werden kann [2].

Die sechs Erddrucksensoren wurden jeweils paarweise auf den Säulenköpfen und im Feldbereich installiert, um die konsolidationsparallele Lastumlagerung zu erfassen. Weiterhin konnte über die Messung von Spannung auf dem Säulenkopf und der zugehörigen Stauchung der Säule eine Aussage über tatsächlich aufgetretene Dehnungen bzw. Ringzugkräfte erstellt werden.

Messintensität

Die Horizontal- und Vertikalverformungen des Dammes wurden in Intervallen, deren Abstand vom Bau- bzw. Betriebszustand des Autobahndammes abhängig war, gemessen. Die Messung des Erddrucks (DD1 – DD6) und des Umfangs der Säulen (GEC-D1, GEC-D2) wurden kontinuierlich ausgeführt. Die Messwerte der elektrischen Sensoren wurden von einem Datenlogger erfasst, über ein GSM-Modem abgerufen und auf einem Internet-Portal allen Projektbeteiligten zur Verfügung gestellt.

5.2 Messverfahren

Linienförmige Setzungsmessungen

Die Setzungsmessungen wurden an sechs Messquerschnitten mit der hydrostatische Linienvermessung (System Lhotzky) ausgeführt. Das Verfahren ist geeignet, alle Arten von ober- und unterirdischen Profilen und ihre durch Umgebungseinflüsse bedingten zeitlichen Variationen der Höhenlage zu untersuchen. Die hydrostatische Linien-

vermessung basiert auf der diskontinuierlichen Messung des hydrostatischen Drucks zwischen vordefinierten, äquidistanten Punkten (z.B. 25 cm) in einem entlang des Profils installierten Messschlauch und einem Referenzniveau. Die PE-Ummantelung des speziell entwickelten Setzungsmessrohrs dient als Schutz für mehrere innenliegende Messschläuche und ein Signalkabel. Die technische und elektronische Ausrüstung der Messeinrichtung ist in einem kompakten, transportablen Alukoffer untergebracht, der an das Ende der Messstrecke für die Dauer der Messung angeschlossen wird. Das gesamte Messsystem wird zunächst mit entgastem Wasser befüllt. Nach dem Start der Messung wird das Wasser automatisch in vorwählbaren Teilstrecken (typischerweise 25 cm) aus dem Messschlauch wieder herausgepumpt. Ist ein Inkrement geleert, wird mit einem Druckaufnehmer die hydrostatische Druckhöhe zwischen dem momentanen Messpunkt und dem Bezugsniveau gemessen. Die Druckhöhe sowie jeweils weitere, bei der Datenaufbereitung zu berücksichtigende, Parameter (z. B. Temperaturdaten) werden in einem Datenlogger digital gespeichert. Der gesamte Messvorgang wird vollautomatisch weitergeführt (Abb. 5.2). Nach Abschluss der Messung ist der Messschlauch komplett entleert und bereit für den nächsten Messtermin. Das Messsystem wird abgekoppelt und die Daten werden auf einen PC zur Weiterverarbeitung und Auswertung übertragen. Durch Berechnung der Differenzen zwischen den an den jeweiligen Messterminen ermittelten Höhenprofilen erhält man örtlich und in der Höhe hoch aufgelöste linienförmige Setzungskurven (Abb. 6.2 + 6.3).

Die kurzen Messquerschnitte MQ-1, -2 und -3 verlaufen quer zur Trassenachse von der südlichen zur nördlichen Böschungsschulter. Die Querschnitte MQ-4, -5 und -6 sind auf bzw. parallel zur Straßenachse angeordnet. Sie beginnen und enden außerhalb des tiefgegründeten Bereiches, so dass auch die Übergangsbereiche mit erfasst werden (Abb. 5.1).

Um die Anzahl der benötigten Messschächte zu reduzieren, wurden die sechs „logischen“ Messquerschnitte durch geschickte Anordnung von sechs realen Messlinien substituiert. Im Rahmen der Auswertung wurden die logischen Messquerschnitte aus den realen Messungen zusammengesetzt. Damit wurden für die Realisierung der sechs Messquerschnitte lediglich zwei Betonschächte benötigt.

Messprinzip

Messen des hydrostatischen Drucks in einem inkrementell gefüllten Messschlauch

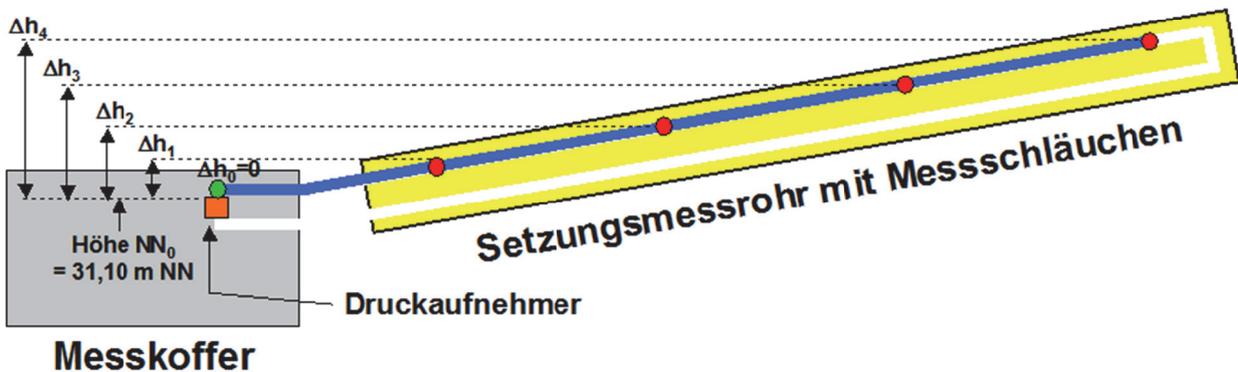
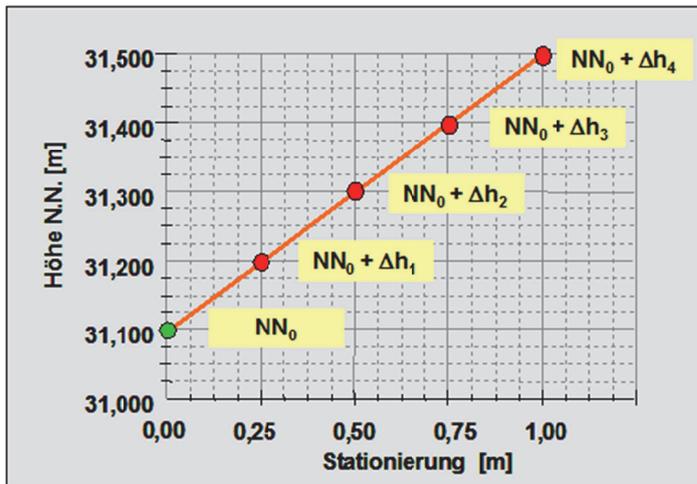
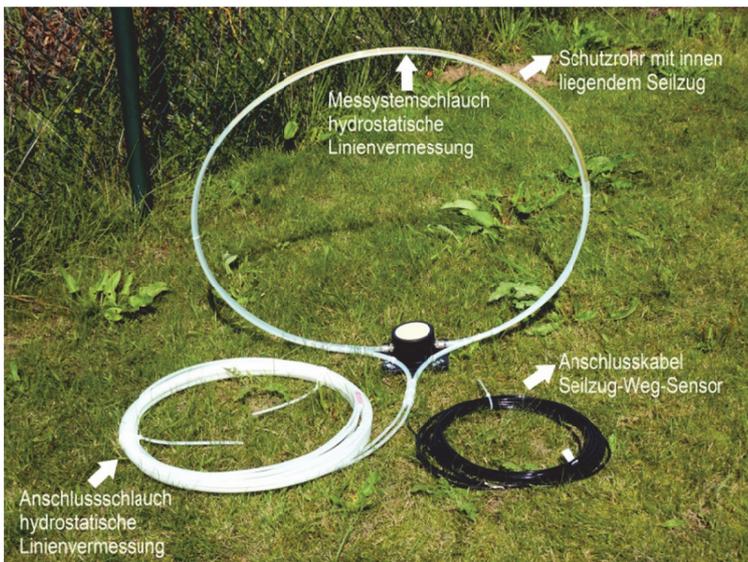


Abb. 5.2: Messprinzip der hydrostatischen Linienvermessung (System Lhotzky)



Sensor Messebene vor dem Einbau

- Das Schutzrohr mit Zugseil und dem Messsystemschlauch der hydrostatischen Linienvermessung sind miteinander verbunden und befinden sich somit später genau auf einer Ebene
- Seilzug-Wegsensor
 - vergossen
 - Messbereich 500 mm
- Auflösung 0,1 mm

Abb. 5.3 Säulumfangsmessvorrichtung kombiniert mit der hydrostatischen Linienvermessung



Abb. 5.4: instrumentierter Messschacht für die hydrostatische Linienvermessung

Zur Messung des Säulenumfangs wurde vom Ingenieurbüro Lhotzky+Partner ein Messsystem auf Basis eines Seilzugsensors entwickelt [2]. Eine besondere Anforderung an diese neuentwickelte Messtechnik war der Einsatz im Bereich des Grundwassers bis zu 30 m Tiefe. Damit musste die Sensortechnik nicht nur vor den mechanischen Einwirkungen des Bodens geschützt werden, sondern zusätzlich musste das Messsystem über viele Jahre absolut wasserdicht bleiben. Es sollte aber gleichzeitig Umfangsänderung in beiden Richtungen millimetergenau erfassen können. Das Zugseil wurde deshalb in einem verschiebbaren Doppelkunststoffrohr ($d = 8/10$ [mm]) geführt, das an der Innenseite des GEC mit Kabelbindern fixiert wurde (Abb. 5.5). Im Umfang variable Stützringe (HDPE $d = 32$ mm) vor und hinter dem Seilzugsensor im Abstand von jeweils 50cm verhindern die Faltenbildung des Gewebes und das Knicken der Mess- und Schutzrohre beim Befüllen des GEC im Stahlrohr (Abb. 5.5).



Abb.5.5: (Bild links) Umfangsmessung mit Seilzugsensoren auf mehreren Ebenen des GEC

Abb. 5.6: (Bild rechts) Einbringen des fertig instrumentierten GEC mit dem Bagger in das Verdrängungsrohr

Parallel zum Seilzugsensor-Schutzrohr wurde ein 6 mm PA-Schlauch installiert, der es ermöglicht die Höhenlage der Messebene durch Vermessung mit der hydrostatischen Linienvermessung zu ermitteln.

5.3 Installation der Messtechnik

Die vorkonfektionierten, geotextilen Ummantelungen der ausgewählten Messsäulen wurden im Labor mit der Messtechnik ausgerüstet und danach konnten die einzelnen Seilzüge mit Hilfe einer Rohrschablone und einer Gummiblase auf die jeweiligen Nenndurchmesser kalibriert werden.

Das Einbringen der instrumentierten Ummantelung in das Verdrängungsrohr erfolgte mit Hilfe eines Langarmbaggers (Abb. 5.6).

Die sechs Erddrucksensoren wurden jeweils paarweise auf den Säulenköpfen und zwischen den Säulen installiert, um den unterschiedlichen Lastabtrag zu erfassen.



Abb. 5.7: Kontinuierliche Erfassung des Säulenumfangs aller Messebenen auch während des Ziehens des Verdrängungsrohres



Abb. 5.8: Hydrostatische Linienvermessung der Messebenen nach dem Ziehen des 30 m langen Verdrängungsrohres

6. Messergebnisse

6.1 Installation der Geokunststoffummantelten Säulen

Bei zwei Messsäulen wurde während des Säuleneinbaus die zeitliche Entwicklung des Umfangs der geotextilen Ummantelung in verschiedenen Messebenen kontinuierlich aufgezeichnet (Abb. 6.1).

Bei Beginn der Sandverfüllung kommt es durch kurzfristigen Zug auf das Gewebe zur Verjüngung des Umfangs. Während des weiteren Verfüllens erreichen dann alle Sensoren den Nennumfang der Ummantelung, entsprechend dem Rohrinnenumfang. Beim Ziehen des Verdrängungsrohrs unter Vibration kommt es durch eine Verdichtung des Sandes, in Abhängigkeit von der seitlichen Bodenstützung, zu unterschiedlichen Längenänderungen am Umfang der Ummantelung. In einigen Höhenbereichen der Säulen konnte nach der Herstellung bereits eine Aktivierung der Ummantelung nachgewiesen werden.

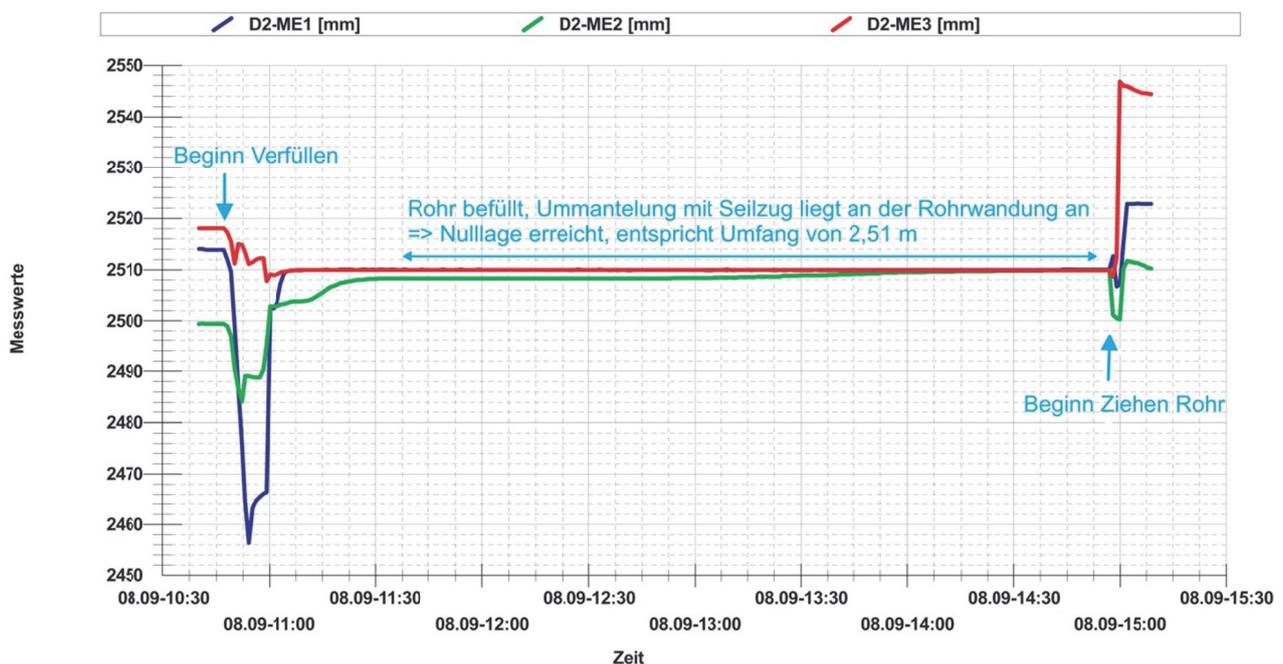


Abb. 6.1: Zeitliche Entwicklung des Säulenumfangs (Herstellungsphase der GEC)

Vor und nach dem Ziehen des Verdrängungsrohres sind die Höhenlagen der einzelnen Messebenen in einem engen Raster (3cm) vermessen worden. Die Messebene (D1-ME 2) wurde praktisch waagrecht eingebaut und hat sich durch die Sandverfüllung in der Höhenlage nicht verändert. Eine wesentliche Abweichung aus der waagerechten Messebene ist auch nach dem Ziehen des Verdrängungsrohres nicht feststellbar (Abb.6.2)

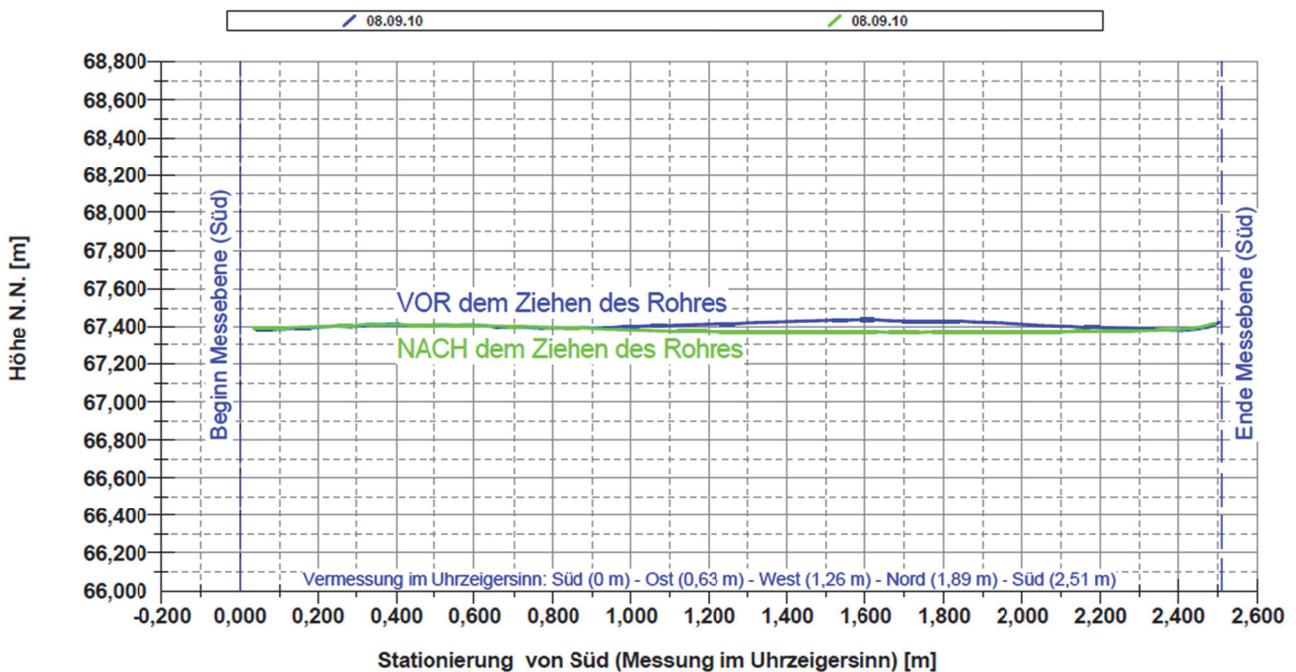


Abb. 6.2: Hydrostatische Linienvermessung einer Messebene (D1 – ME2)

6.2 Lastaufbringung

Setzungen

Die Primärsetzungen wurden in der Genehmigungsplanung mit Maximalwerten für die erste Schüttstufe (4m hoher Damm) von 128cm und für die zweite Schüttstufe (6m hoher Damm einschließlich Vorbelastung) von insgesamt 236cm prognostiziert.

Unter der Belastung der ersten Schüttstufe wurden maximal 62cm und bis zum Rückbau der Vorbelastung wurden maximal 105cm gemessen (Abb.6.3). Damit sind die tatsächlichen Setzungen deutlich geringer als die prognostizierten Verformungen. Ein Grund hierfür ist neben der vorsichtigen Abschätzung der verformungsrelevanten Bodenparameter die Nichterfassung der Setzungen während der Säulenherstellung. Bei einer lokal bis zu 1,5m dicken Arbeitsebene aus Sand beginnt sofort mit dem Einbau der dränierend wirkenden Säulen der beschleunigte Konsolidationsprozess.

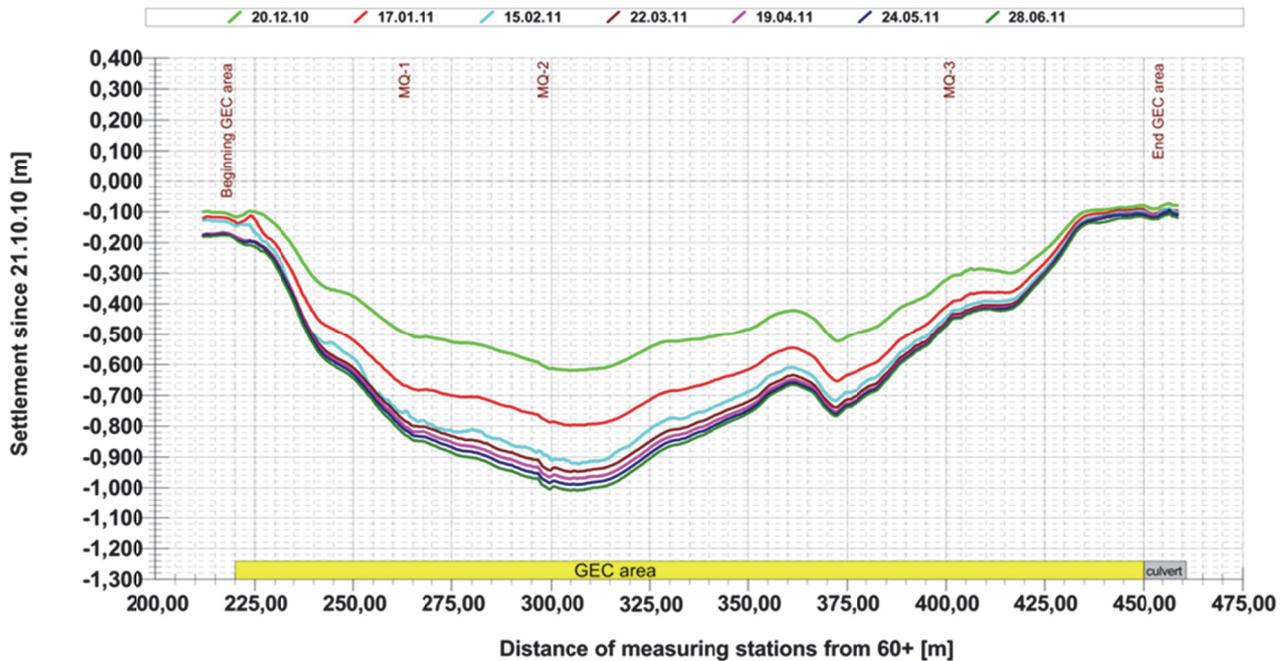


Abb. 6.3: Setzungen unter der südlichen Böschungsschulter (Linienmessung MQ4)

Horizontalverformungen

Als Schwellwert für die Horizontalverformung wurde in der Genehmigungsplanung abhängig vom zu erwartenden Dehnungsverhalten des horizontalen Geotextils über den Säulenköpfen eine Größe von 40cm definiert. Der Grenzwert wurde mit 55cm festgelegt. Im Bild 6.4 ist der Verlauf der horizontalen Verformung der anstehenden Weichschichten im Bereich des Böschungsfußes für den maximalen Wert dargestellt. Danach ist mit maximal 28cm im Bereich der Schichtgrenze zwischen dem Torf und der Gyttja nur ca.70% des Schwellwertes eingetreten.

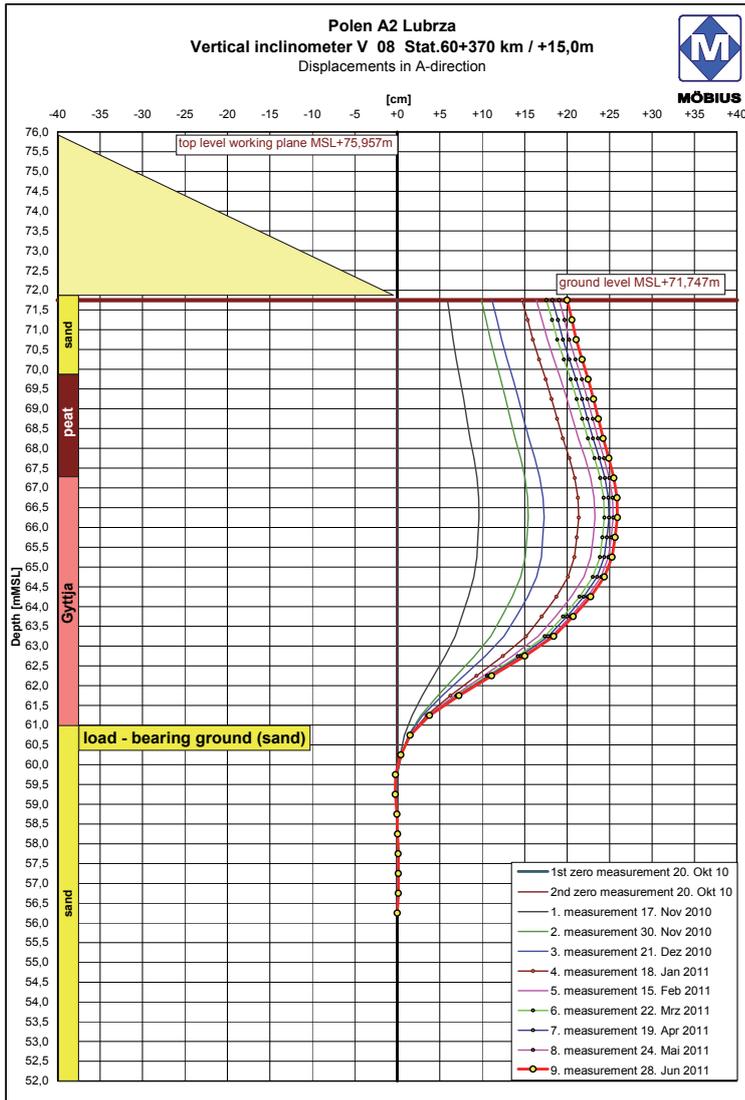


Abb. 6.4: Maximale Horizontalverformungen des Böschungsfußes senkrecht zur Straßenachse (Quelle: Josef Möbius Bau-AG)

Spannungsverteilung und Säulenverformung

Während der Lastaufbringung mit dem Konsolidationsvorgang kommt es zu einer deutlichen Spannungsumlagerung von den Feldbereichen zu den Säulen (Abb. 6.5).

Parallel zur Spannungskonzentration auf den Säulenköpfen ist der Säulenumfang auf allen 4 Messebenen kontinuierlich angewachsen. Deutlich sind in den Kurvenverläufen die Schüttstufen des Damms zu erkennen (Abb. 6.6).

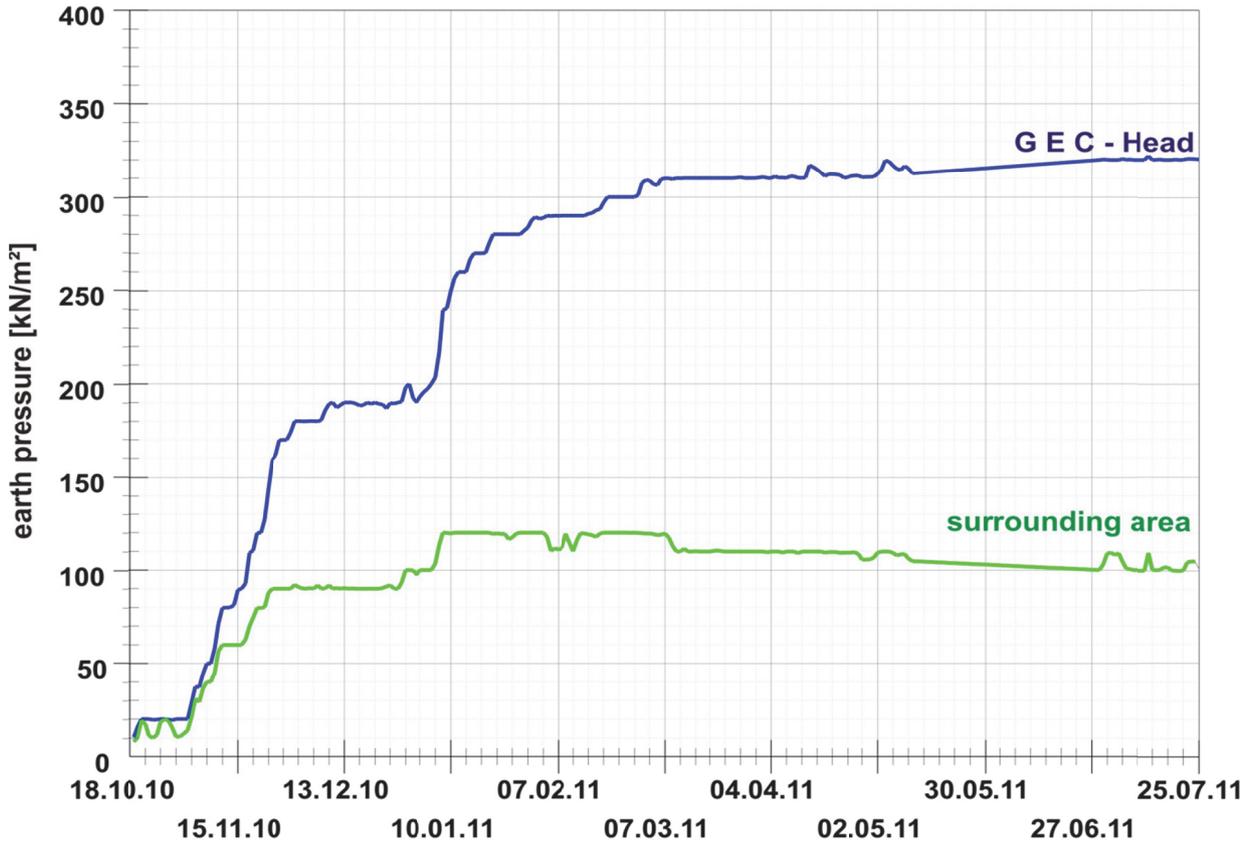


Abb.6.5: Spannungsverteilung GEC (DD5) / Feldbereich (DD6)

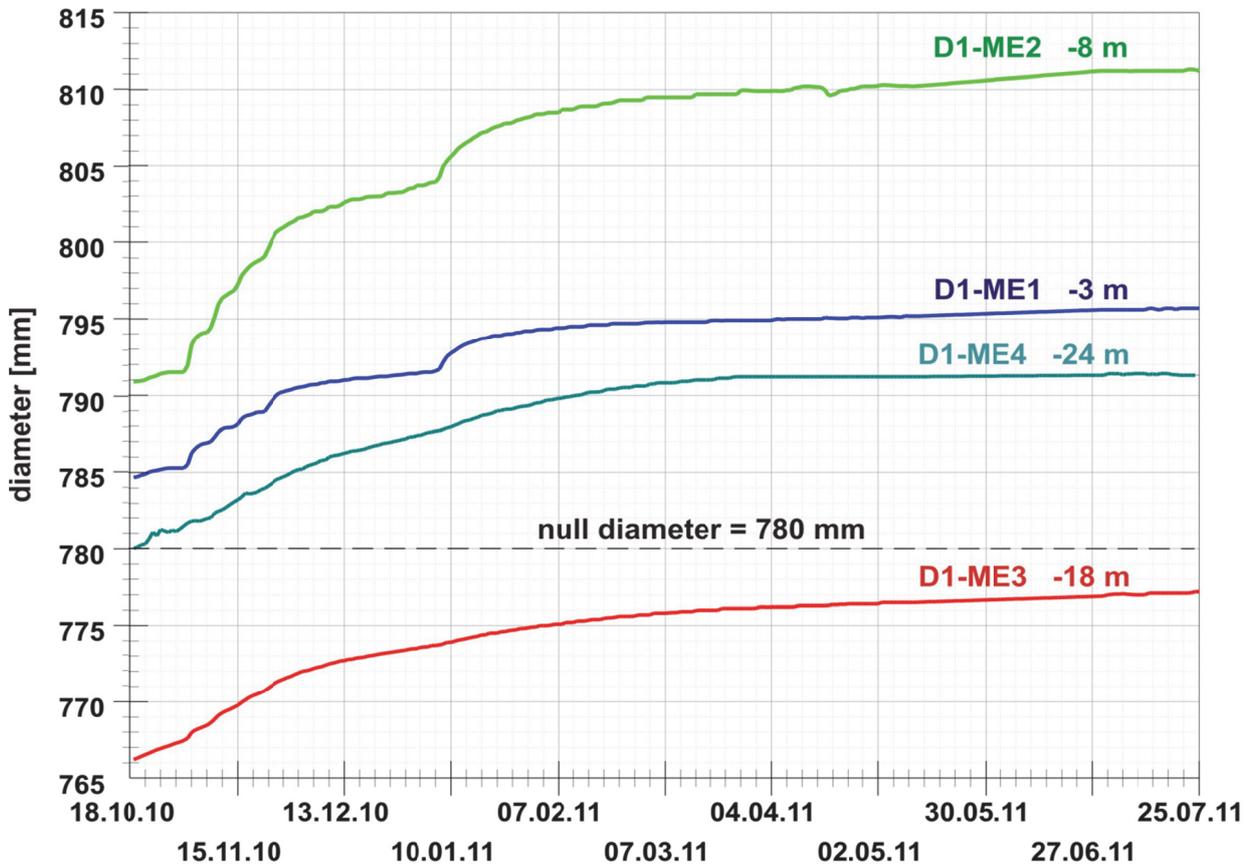


Abb. 6.6 Entwicklung des Säulendurchmessers in vier Messebenen unter Belastung

6.3 Betrieb

Am 01.12.2011 wurde die Autobahn A2 dem Verkehr übergeben. Seitdem wird die Strecke bevorzugt auch vom Fernlastbetrieb genutzt, da sich die Laster jetzt nicht mehr durch die kleinen Ortschaften stauen müssen. Die bis zum letzten aktuellen Messtermin im Oktober 2013 fortgeschriebenen Zeitsetzungskurven zeigen für ausgewählte Stellen mit der maximalen Mächtigkeit der Weichschichten Kriechsetzungen von weniger als 2cm in zwei Jahren (Abb. 6.7). Die gemessenen Werte liegen damit im Bereich der prognostizierten Werte von 4,5cm in 5 Jahren.

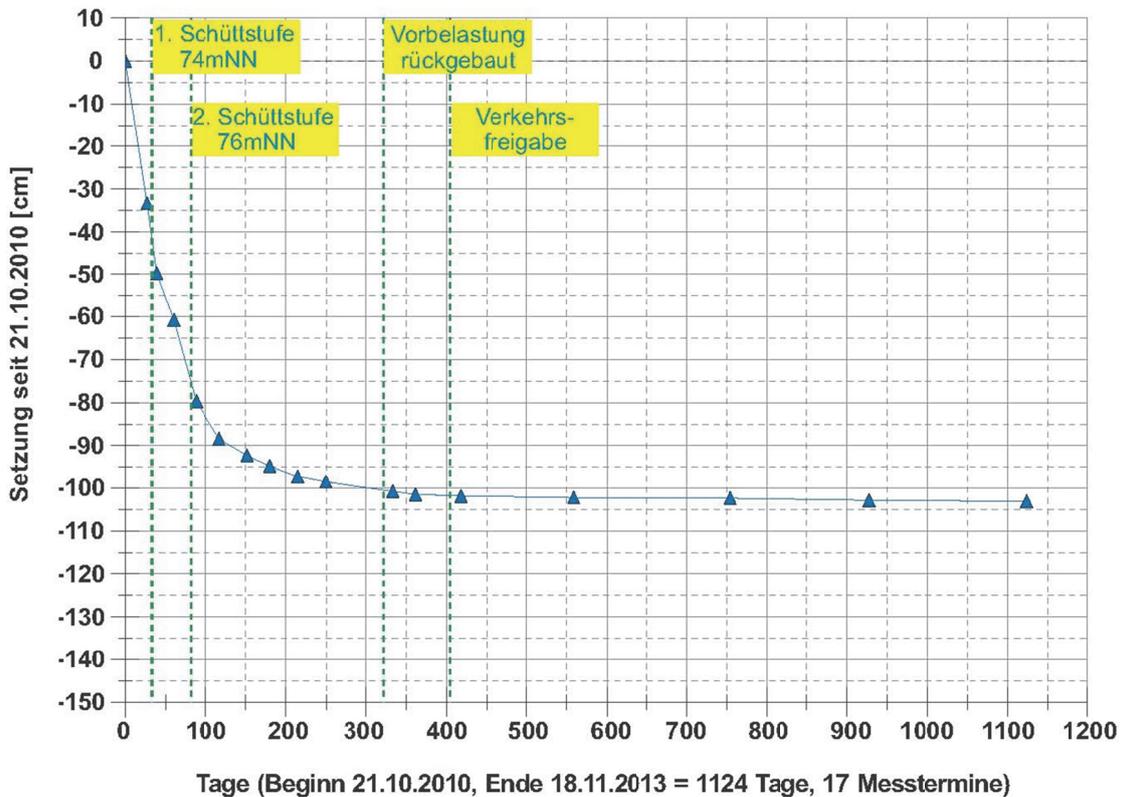


Abb. 6.7: Zeit-Setzungskurve bei +10 m von der Trassenachse im Bereich der südlichen Böschungsschulter (neben SP40, Kreuzung mit MQ4)

7. Zusammenfassung

Für den Neubau der Autobahn A2 zwischen Frankfurt/Oder und Poznan wurde zwischen km 60+220 und km 60+450 das Gründungssystem „Geokunststoffummantelte Säulen“ für einen bis zu 4m hohen Damm auf gering tragfähigen Böden eingesetzt. Als maßgebendes Kriterium für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wurde vom Auftraggeber eine maximale Setzungsdifferenz von 1,5cm zwischen zwei 10m entfernten Punkten in einem Zeitraum von 30 Jahren vorgegeben.

Um den messtechnischen Nachweis zu erbringen, wurde vom Ingenieurbüro Lhotzky+Partner ein umfangreiches Messprogramm mit innovativen Messtechniken installiert. Neben der hochauflösenden Setzungsmessung mit dem hydrostatischen Linienmesssystem (System Lhotzky) kam eine vom Büro neu entwickelte Messtechnik zur hochgenauen, kontinuierlichen Erfassung der zeitlichen Entwicklung des Umfangs der GEC-Säulen unter verschiedenen Lastzuständen zum Einsatz. Gleichzeitig wurde die zeitliche Entwicklung der Spannungsverteilung zwischen Säulenköpfen und den mittragenden Weichschichten erfasst. Ergänzt wurden die Messungen durch die Ermittlung der horizontalen Verformungen entlang der Böschungsbereiche des Damms. Anhand von zeitlich und örtlich hochaufgelösten Messdaten konnte mit den kombinierten Spannungs- und Verformungsmesstechniken nachgewiesen werden, dass das eingesetzte Gründungssystem theoretisch und praktisch vollständig beherrschbar ist. Alle Messwerte lagen zum Teil deutlich unterhalb der prognostizierten Werte, was auf Systemreserven schließen lässt.

Die Einhaltung des vertraglich zulässigen Restsetzungsmaßes konnte auf der Basis der Messergebnisse nachgewiesen werden und wird über das mindestens noch 3 Jahre laufende Messprogramm bestätigt werden.

Abschließend kann die Gründung des Damms auf geokunststoffummantelten Säulen bei schwierigsten Baugrundverhältnissen in Ausführung und Funktion als ein voller Erfolg bezeichnet werden.

8. Literatur

- [1] Lhotzky, K.; Friedl, G.; Lhotzky, S. (2008) Hydrostatische Offshore – Setzungsmessungen beim Bau des JadeWeserPorts, Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen, Weimar 2008

- [2] Lhotzky + Partner (o. J.) Hydrostatische Linienvermessung, innovative Umfangsmessung mit Seilzugsensoren, URL: <http://www.lhotzky-partner.de> (Stand: 04.08.2011)

- [3] EBGEO 2010: Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – DGGT, Ernst & Sohn, Berlin.

Sensortextilien für Monitoring und Verstärkung von Bauteilen

S. Käseberg¹, K. Holschemacher², E. Reuschel³, M. B. Schaller⁴

Zusammenfassung: Faser-Bragg-Gitter-Sensoren werden seit einigen Jahren zur Dehnungsmessung eingesetzt. Die Applikation dieser Sensoren auf Bauteiloberflächen ist jedoch kompliziert, die kleinen Abmessungen und die Bruch- und Knickempfindlichkeit der Fasern sind bei rauen Baustellenbedingungen problematisch. Die innovative Lösung: die optische Faser wird auf technische Textilien, z.B. aus Glas- oder Kohlefaser, aufgestickt und am Bauteil mit Epoxidharzklebern fixiert. Die auf diese Weise entstandenen Sensortextilien wurden in einem Forschungsprojekt umfassend hinsichtlich Leistung und Beständigkeit getestet. Die Einbindung als Komponenten in moderne Monitoringsysteme gelang sehr gut, die Frage der Temperaturkompensation wurde gelöst. In einem Pilotprojekt wurden die Sensortextilien erfolgreich zur Schneelastüberwachung von leichten Hallentragwerken genutzt, das entwickelte Bauwerksmonitoringsystem SENSuTEX® ist somit für Überwachungsaufgaben an Ingenieur- und Hochbauwerken einsatzbereit.

Summary: In recent years, fiber Bragg grating sensors (FBGS) have been deployed as strain measurement devices. Depending on the fiber alignment pattern's complexity, a manual fiber attachment appears sometimes rather difficult. Especially the fiber placing according to a particular design is complex and must be done carefully. In this paper, an optical strain sensor based FRP system will be presented. An embroidery machine using computerized support was modified in order to align and fix the optical fiber accurately to the reinforcement carbon and/or glass fiber matrix. During project, the effectiveness as well as the durability of the FBG based sensor textiles have been tested. It was possible to integrate the FBGS into a modern online monitoring system, and it worked to establish a reliable temperature compensation. Currently, the invented smart sensor textiles are suc-

¹ M. Sc., Institut für Betonbau, HTWK Leipzig

² Prof. Dr.-Ing., Institut für Betonbau, HTWK Leipzig

³ Prof. Dr.-Ing., MFPA Leipzig GmbH

⁴ Dipl.-Ing., GGB mbH, Espenhain

cessfully used at a hall's roof construction deployed as an alert system concerning heavy snowfall incidents.

1 Veranlassung - Inspektionstätigkeiten und Monitoring im Bauwesen

Die Erhaltung der bestehenden Bausubstanz nimmt einen immer größeren Stellenwert im Bauwesen ein. In dieses Tätigkeitsfeld fallen die Überwachung, Überprüfung, Unterhaltung und Umgestaltung von Bauwerken [1]. Ziel ist es, Veränderungen der Einwirkungen und Veränderungen des Zustands der bestehenden Bausubstanz zu erkennen und möglichst frühzeitig darauf zu reagieren [2]. Durch moderne Online-Monitoring-Lösungen können sowohl die Einwirkungen auf ein Bauwerk als auch seine Reaktionen darauf beobachtet und bewertet werden, zusätzlich zu visuellen Kontrollen des Zustandes und eventuell eingetretener Schädigungen. Aufgrund des stetigen Technologiefortschritts im Bereich der Sensor- und Kommunikationsanwendungen steht heute eine Vielzahl von kontinuierlich messenden Sensorlösungen zur Verfügung. Als besonders geeignet haben sich optische Sensorsysteme erwiesen, die einige entscheidende Vorteile gegenüber klassischen Messelementen aufweisen.

2 Sticotechnische Einbindung von optischen Fasern mit Faser-Bragg-Gittern auf technischen Textilien

2.1 Eigenschaften von Faser-Bragg-Gittern

Faser-Bragg-Gitter bewirken periodische Brechzahländerungen im lichtleitenden Kern von Einmodenfasern [3]. Sie werden im Allgemeinen durch seitliche Belichtung der optischen Faser mit intensiver UV-Laserstrahlung unter Nutzung mikrolithografisch strukturierter Phasenmasken oder geeigneter Interferenzmuster erzeugt [4].

Faser-Bragg-Gitter wirken als schmalbandige, spektraloptische Filter, die Licht einer bestimmten Wellenlänge in der Faser reflektieren. Durch das eingebrannte Interferenzmuster erfolgt eine wellenlängenselektive Reflexion des in der Faser geführten Lichts λ [5]. Es wird Licht mit der Bragg-Wellenlänge λ_{Bragg} reflektiert (vgl. Bild 1).

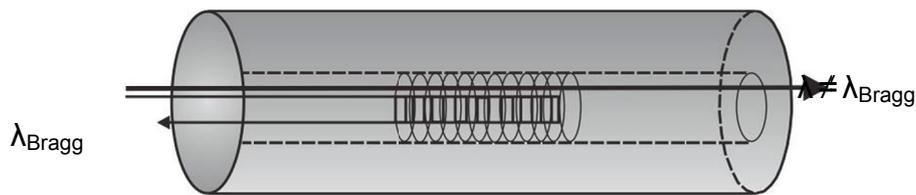


Bild 1: Optische Faser mit einbelichtetem FBG

Figure 1: Optical silica fiber with Bragg grating

Dieser Teil fehlt dann im transmittierten Bereich des Spektrums. Die Eigenschaften von Faser-Bragg-Gittern, die in der Regel eine Länge von ca. einem Millimeter haben, werden von ihrer Gitter-Periode und den optischen Eigenschaften des Lichtwellenleiters bestimmt [3] und sind demzufolge von der mechanischen Dehnung und von der Temperatur des Fasergitters gleichermaßen abhängig. Für eine detaillierte Beschreibung und die formelmäßigen Zusammenhänge sei z.B. auf [8] verwiesen. Insgesamt können FBG wie klassische elektrische Dehnungsmessstreifen (DMS) genutzt werden. Dabei ergeben sich im direkten Vergleich Vorteile, wie die Unempfindlichkeit gegenüber elektromagnetischer Strahlung oder die Möglichkeit der Anordnung mehrerer FBG auf einer optischen Faser. Dies geschieht durch das so genannte Multiplexing [5] (vgl. Bild 2).

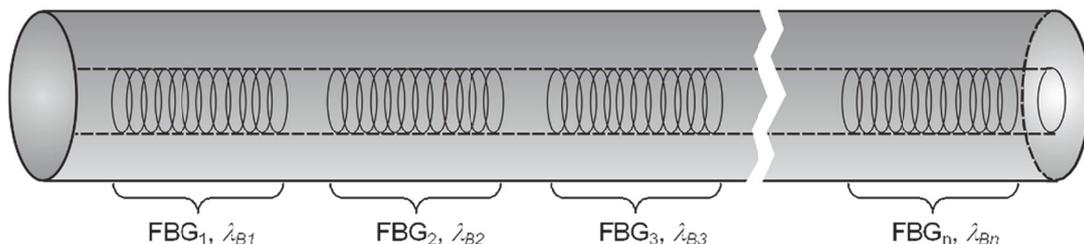


Bild 2: Anordnung mehrerer FBG auf einer optischen Faser

Figure 2: Optical fiber with several Bragg gratings

Um mehrere FBG-Sensoren auslesen zu können, wird breitbandiges Licht in die optische Faser eingekoppelt. Das an den Bragg-Gittern reflektierte Licht wird in der Regel über ein Spektrometer erfasst. Jedes FBG erzeugt dabei im Spektrum einen spezifischen Peak mit der Bragg-Wellenlänge λ_B (siehe Bild 2). Die Wellenlänge des Peaks kann dann nach bekannten physikalischen Zusammenhängen in Dehnungswerte umgerechnet werden. Mittlerweile gibt es eine Reihe von Herstellern für diese Sensoren. In letzter Zeit vollzog sich auch bei Messgeräten und zugehöriger Software eine Entwicklung hin zu mehr Messkom-

fort und Anpassung an Nutzerbedürfnisse im Bauwesen. Im diesem Beitrag zugrundeliegenden Forschungsprojekt gelang darüber hinaus die Einbindung der Messwerte in ein modernes Online-Monitoringsystem.

2.2 Aufbringen von optischen Fasern durch technisches Sticken

Bisher erfolgte das Aufbringen von FBG-Sensorglasfasern meist durch punktuelle Fixierung (z. B. mit Epoxidharz) der Glasfasern auf einem Untergrund. Dabei musste in der Regel das Coating der Faser im Bereich der Fixierung entfernt werden, um die Kraftübertragung auf den Glaskern zu gewährleisten. Das war in der Praxis schwierig und fehleranfällig, die Anordnung einzelner FBG-Sensoren in verschiedenen Raumrichtungen war nur schwer mit der erforderlichen Genauigkeit zu realisieren. Die dauerhafte Applikation am Bauteil stellt somit eine der größten Schwierigkeiten dar. Besonders das Verlegen der Fasern in einem bestimmten Muster ist aufwändig und muss mit sehr viel Vorsicht geschehen.

Eine innovative Möglichkeit der Sensorfaseranordnung in beliebigen Mustern besteht darin, die optischen Fasern direkt auf ein Trägergewebe zu sticken (siehe Bilder 3 und 4). Solche Trägergewebe können z.B. aus Glas- oder Kohlefaser bestehen.

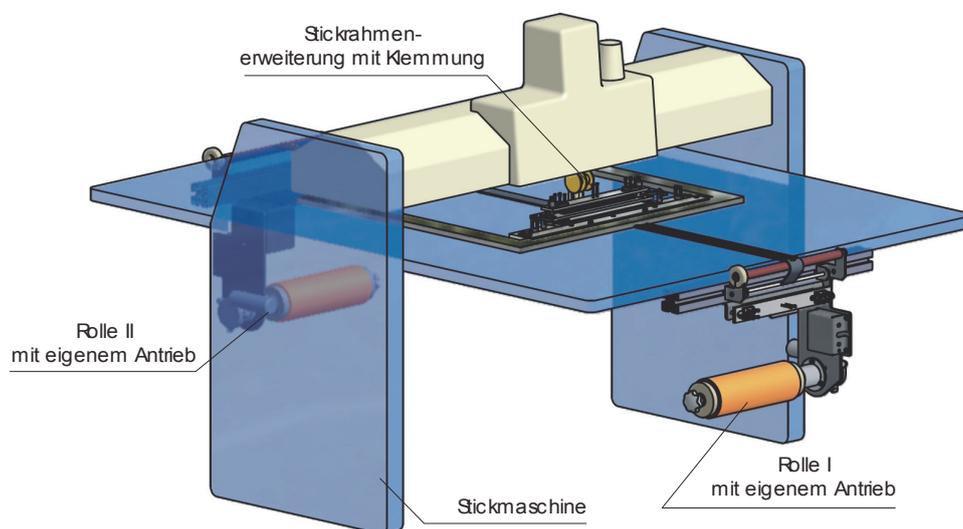


Bild 3: Schematik der verwendeten EDV-gestützten Stickmaschine

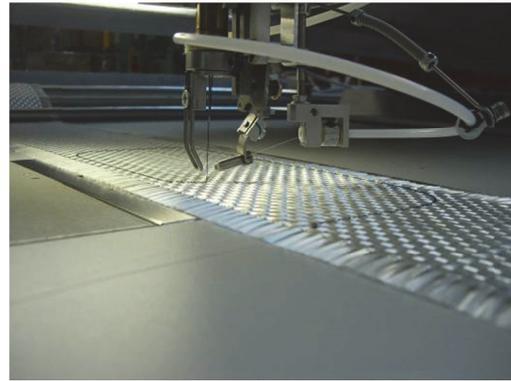
Figure 3: Embroidery machine using computerized support

Wenn das Stickmuster so gepunzt (programmiert) wird, dass die einzelnen FBG-Sensoren jeweils in verschiedene Richtungen auf dem Gewebe ausgerichtet sind, können zweidimensionale Spannungszustände erfasst werden. Ist eine Belastungsrichtung span-

nungsfrei, kann ein in diese Richtung angeordneter FBG-Sensor zur Temperaturkompensation herangezogen werden. Dabei ist beim Punschen des Stickmusters darauf zu achten, dass Mindestbiegeradien eingehalten werden, da durch die Krümmung der Glasfasern die Reflexion des Lichtes in der Glasfaser verringert wird. Bei dem hier vorgestellten Verfahren erfolgt das Aufsticken der optischen Fasern mittels einer Spule, die die Faser zuführt, und eines Stickkopfes (siehe Bild 4), der die Faser in einem Zick-Zack-Muster überstickt. Die ebenfalls integrierbaren Stecker sind mit Schutzhüllen versehen, die ein Abknicken der Glasfasern im Randbereich der sensitiven Textil-Gelege verhindern. Um während des Stickprozesses die Knickbelastung für die optischen Fasern so gering wie möglich zu halten, werden die Trägergelege mittels Fixiereinrichtung in X-Y-Richtung auf dem Sticktisch bewegt (siehe Bild 3). Stickkopf und Spule sind drehbar und passen sich so dem jeweiligen Verlauf auf dem Gelege an. In Bild 4 ist der Verlauf einer optischen Faser auf einem technischen Textil (Kohlefaser-bzw. Glasfasergelege) erkennbar. Bragg-Gitter können mit dem Verfahren an den Stellen positioniert werden, an denen Dehnungs- oder Temperaturmessungen stattfinden sollen. Durch die Bestickung gelingt darüber hinaus die direkte mechanische Verbindung der optischen Faser mit den Gelegefasern. Das sensorbewehrte Textil kann nun vorlaminiert oder direkt auf der Baustelle in Handlamination zu einem Faserverbundwerkstoff weiterverarbeitet werden (siehe Bild 5). Hierzu wird das sensitive Textil in ein Reaktionsharzsystem eingearbeitet. Der Kleber realisiert gleichzeitig die Klebeverbindung des Geleges zum Untergrund. Hierdurch entsteht ein wirksamer Schutz für die optische Faser und gleichzeitig eine große Klebefläche, die einen dauerhaften Verbund zum Bauteil garantiert. Am Bauteil entsteht ein sensitiver Faserverbundwerkstoff, der äußerst flexibel eingesetzt werden kann.



(a) Kohlefasergelege
(a) Carbon fiber clutch



(b) Glasfasergewebe
(b) Glass fiber clutch

Bild 4: Aufgestickte Fasern (z.T. mit Steckern und Schutzschläuchen) auf tech. Textilien

Figure 4: Embroidery of optical fibres on technical textiles



(a) Einarbeiten in Epoxidharz
(a) Including into epoxy resin



(b) Abdecken mit Epoxidharz
(b) Covering with epoxy resin



(c) Arbeit an Binder
(c) Working at a beam

Bild 5: Verarbeitung der Sensortextilien zum Faserverbundwerkstoff am Bauteil [8]

Figure 5: Handling at construction site [8]

3 Nutzung des Datenbankmanagementsystems GKSPRO für komplexe Messobjekte

Das vom Forschungspartner GGB mbH Leipzig entwickelte GKSPRO (Geotechnisches KommunikationsSystem) wird bereits seit 1995 als Daten- und Auswertungsplattform für

komplexe Messprojekte der geotechnischen und Bauwerksüberwachung eingesetzt und weiterentwickelt [7]. Neben Funktionen für die Erfassung, Speicherung, Auswertung, Visualisierung, Dokumentation und Archivierung von Messdaten und assoziierten Informationen bietet GKSpro die Mittel für einen schrittweisen Übergang von heterogenen Daten- und Auswertungsumgebungen hin zu integrierten datenbankbasierten Lösungen. Dabei können Messdaten im Kontext mit dokumentierenden Informationen zum Projekt, zu den Messeinrichtungen etc. gespeichert und ausgewertet werden. Die Anwendung und Handhabung der im Projekt verwendeten Standardsoftware zur Auswertung von FBG hat gezeigt, dass mit zunehmendem Datenvolumen die vorhandenen System-, Datei-, Format- und Projektgrenzen überschritten werden.

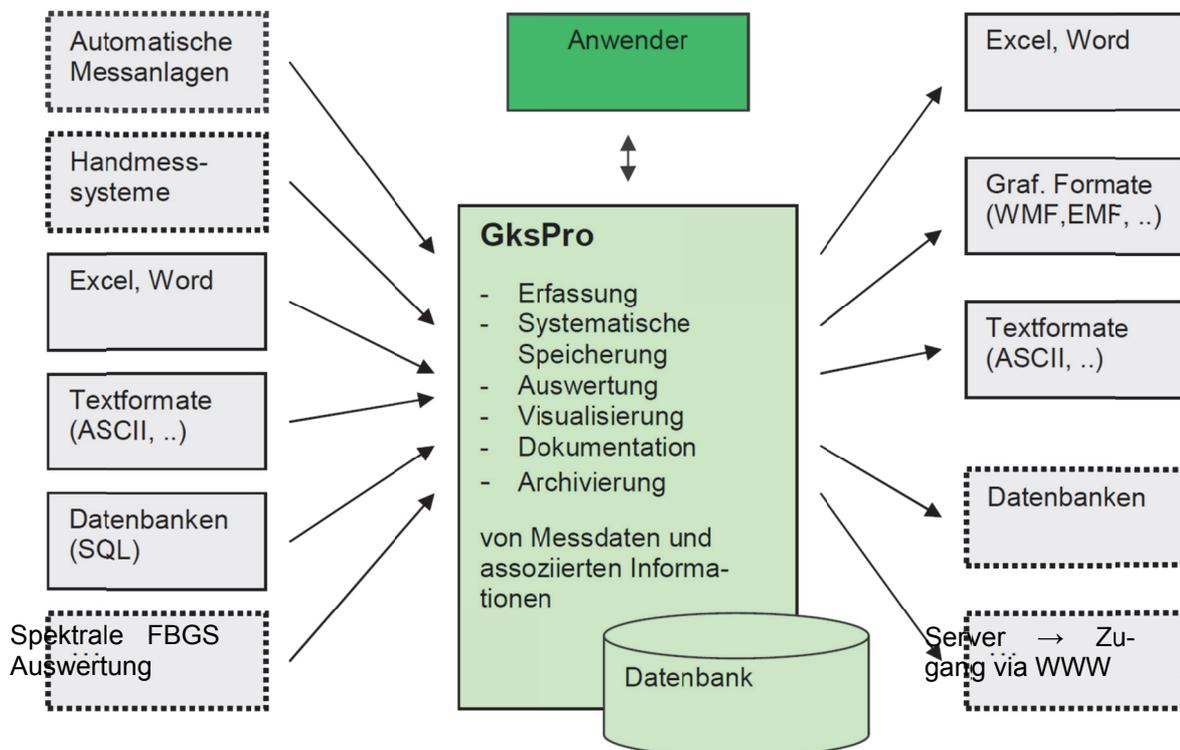


Bild 6: GKSpro - Schnittstellen und Funktionen und Erweiterung auf FBGS [7]

Figure 6: GKSpro – Interfaces, functions and enhancement concerning FBGS [7]

Durch die Einführung des GKSpro wurden positive Effekte sichtbar, die sich in einer verbesserten und beschleunigten Datenauswertung zeigten und nicht zuletzt auch in einer Kostenersparnis münden. Dies wirkt sich unmittelbar auf die Effizienz des Auswertungsgeschehens aus und ermöglicht neue übergreifende Sichtweisen. GKSpro stellt auf der Importseite verschiedene Schnittstellen bereit, die die Integration vorhandener datei- und datenbankorientierter Datenbestände zulassen. Das Spektrum reicht von tabellarisch auf-

gebauten Textdateien bis hin zu ORACLE- oder MS SQL-Server-Datenbanken. Für die Integration von Spezialformaten, die nicht dem Standard entsprechen, kann der Schnittstellenbestand schrittweise erweitert werden. Im Projektverlauf wurde diese Möglichkeit genutzt und eine Schnittstelle entwickelt, die das direkte Einlesen der vom Spektrometer bereitgestellten Rohdaten ermöglicht. Hierbei gelang die sofortige Visualisierung der Daten und die Berechnung der sich aus den Wellenlängenveränderungen ergebenden Dehnungen.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeine Informationen zum Programm und wesentlichen Ergebnissen

In umfangreichen Versuchen wurden die entwickelten Sensortextilien sowie ihre Anwendung, Funktionalität und Langlebigkeit als sensitive Verbundwerkstoffe auf verschiedenen Baustoffen untersucht. Die folgende Aufzählung gewährt einen kurzen Überblick:

- Anordnung und Integration von optischen Fasern auf technischen Textilgelegen und –geweben aus Kohle- und Glasfasern sowie deren Implementierung in einer Epoxidharzmatrix,
- Tests zur Auflösung, Genauigkeit und Nullpunktstabilität der integrierten FBG gegenüber klassischen elektrischen Dehnungsmessstreifen in Kurz- und Langzeitversuchen sowie dynamischen Tests bis zu 100.000 Lastwechseln,
- Tests zur Dauerhaftigkeit und Beständigkeit der entstandenen Sensortextilien unter Bewitterung und im alkalischen Milieu,
- Untersuchungen zur Stabilität des Sensorsignals hinsichtlich Messwertstärke und eventuellem Drift des Messergebnisses bei Bewitterung,
- Test der Sensortextilien auf unterschiedlichen Untergründen wie Beton, Stahl und Holz,
- Tests zur Verstärkungswirkung der bestickten und einlamierten Kohlefasergelege als Biegeverstärkung und Umschnürungsmaterial für Stahlbetonstützen,
- Untersuchungen zur Temperatursensibilität der Sensortextilien im Bereich zwischen -20°C und 80°C,
- Entwicklung einer stabilen Kommunikation zwischen spektraler FBG-Auswerteeinheit und GKSPPro.

Die Ergebnisse der mehrjährigen Untersuchungen sind in den Forschungsberichten [9]-[11] ausführlich dargestellt. Nachfolgend eine Aufzählung der wesentlichen Erkenntnisse und Erfahrungen, die über die Projektlaufzeit gewonnen werden konnten:

- beschädigungsfreies Besticken mit optischen Fasern gelingt, Messwertverluste sind dabei gering (Voraussetzung → ausreichende Biegeradien für optische Faser),
- aufgestickte Fasern behindern nicht den Laminierprozess am Einsatzort → die Installation am Einsatzort ist unkompliziert und schnell realisierbar,
- gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Dehnungswerten von FBG und elektrischen DMS in verschiedensten Versuchsanordnungen bestätigt,
- Messwerte sind auch im dynamischen Belastungsversuch oder unter Dauerlast stabil (kaum Drift),
- Dehnungen können mit den aufgestickten und integrierten FBG bis zum Spröbruch bzw. der Grenzdehnung der CFK-Gelege gemessen werden,
- sensorbasierter Faserverbundwerkstoff auf unterschiedlichen Baumaterialien (auch unter Bewitterung) beständig,
- Einsatz von Glasfasergelegen oder –geweben ist auch im alkalischen Milieu unbedenklich, eine ausreichende Beständigkeit wurde nachgewiesen,
- hohe Verstärkungswirkung im Bereich der Biegeverstärkung und Umschnürung → vergleichbar den Ergebnissen, die mit nicht bestickten technischen Textilien aus Kohlefaser realisiert werden können,
- die Untersuchungen zum Verhalten unter Temperaturänderung zeigten, dass die dabei entstehende Drift nicht vernachlässigt werden darf; die Frage der Temperaturkompensation wurde gelöst,
- Glasfasertextilien sind ein idealer Stickgrund, wenn keine gleichzeitige Verstärkung notwendig ist.

Besonders die letzten beiden Punkte wurden im Forschungsvorhaben intensiv untersucht. Der Problemstellung des starken Temperatureinflusses ließ sich im Projekt mit einer speziellen Anordnung von optischer Faser und FBG begegnen. Dabei wurde ein Aufbau gewählt, bei dem 2 FBG zur redundanten Dehnungsmessung und ein FBG zur Temperaturkompensation Verwendung fanden. Das zur Kompensation genutzte FBG ist dabei in einem ebenfalls mitaufgestickten Schutzschlauch platziert. Nach dem Laminiervorgang können sich die optische Faser und das FBG im Schlauch weiterhin frei bewegen und sind somit mechanisch entkoppelt.

Im Laufe des Projektes rückte die Verstärkungsaufgabe für die entwickelten Sensortextilien zunehmend in den Hintergrund. Aus diesem Grund wurde von der Verwendung von CFK-Material abgesehen und verstärkt Glasfasertextilien als Untergrund zum Aufsticken der mit optischen Fasern genutzt. Neben den deutlich niedrigeren Materialkosten sind diese auch aufgrund ihrer geringeren Eigensteifigkeit für reine Messaufgaben zu präferieren.

4.2 Durchgeführte In-situ-Untersuchungen an einem Hallentragwerk

Als Pilotprojekt für den ersten Praxiseinsatz der Sensortextilien wurde ein Industriedach in Plauen ausgewählt. Das Hallendach über einer Verladestraße besteht aus Spannbetonbindern als Primärtragwerk, auf den Bindern sind Stahltrapezprofile als Sekundärtragwerk verlegt (siehe Bild 7 a). An den Trapezprofilen traten im Winter 2010/2011 Schäden durch starken Schneefall auf. An einer Attika (siehe Bild 7 b) am Dachrand entstanden durch Schneekeilbildung über die Lastannahmen in der Bemessung hinausgehende Beanspruchungsszenarien durch Verwehungen. Wegen fehlender Möglichkeiten zur Überwachung wurde das Hallendach zu spät geräumt, einige der Trapezprofile wurden geschädigt.

Für das Objekt wurden vom Forschungspartner MFPA Leipzig GmbH zunächst die maßgebenden Stellen für die Montage der Sensoren des Überwachungssystems aus der Statik des Objektes und der Exposition gegenüber den Schneeverwehungen herausgearbeitet. Anschließend wurden Belastungsversuche mit Totlasten im Gebrauchslastbereich konzipiert. Hierfür wurde ein Versuchsaufbau mit Sandsäcken erarbeitet, bei dem diese entsprechend der möglichen ungünstigen Beanspruchung durch Schnee einschließlich Schneekeilbildung auf der Dachfläche zu verteilen waren. Die Last sollte schrittweise bis zu einer Grenzlasterhöhung werden, die als Alarmschwelle für das spätere Monitoring definiert wurde. Eine anschließende Dauerüberwachung mit dem entwickelten Online-Monitoringsystem der GGB mbH sollte eine permanente Beobachtung der Trapezprofile mit den entwickelten Sensortextilien ermöglichen. Parallel dazu richtete die MFPA Leipzig GmbH ein erprobtes Monitoringsystem mit DMS als Sensoren ein. So war jederzeit ein Vergleich zwischen den beiden Messsystemen möglich.



(a) Innenansicht Hallentragwerk
(a) Interior view of the hall



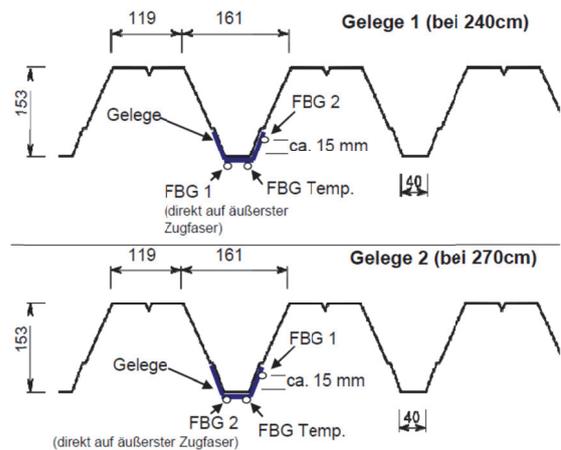
(b) Belastungsversuch auf Hallendach
(b) Load test at hall's roof construction

Bild 7: In-situ-Untersuchungen mit Belastungstest

Figure 7: Deployed load tests



(a) Auflaminierte Sensortextilien sowie temporäre / stationäre DMS
(a) Laminated GFRP sensors and electrical strain gauges



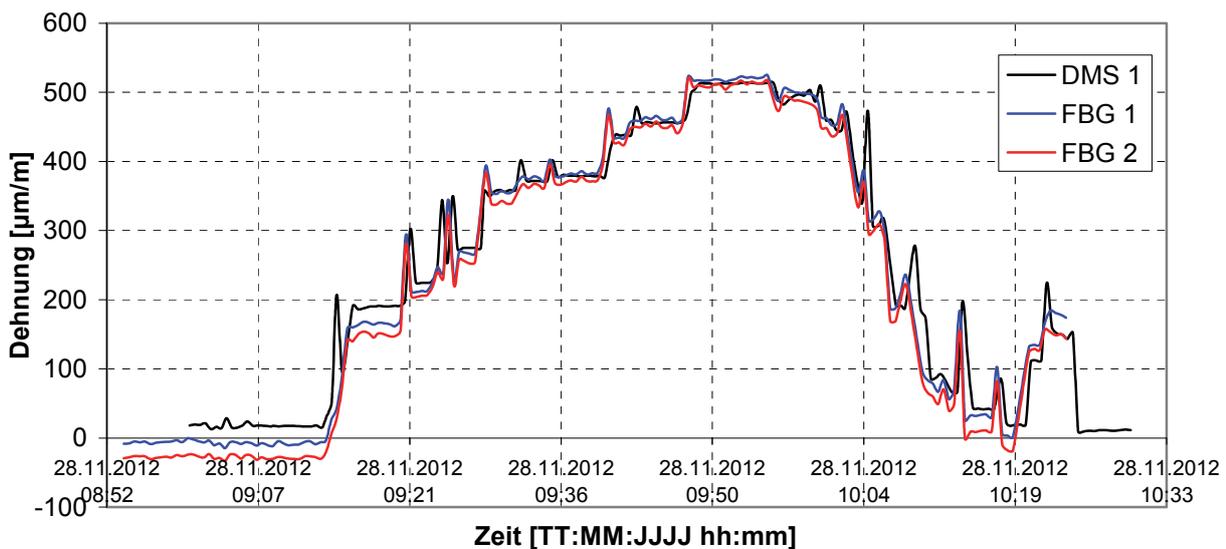
(b) Lage der FBG im Querschnitt der untersuchten Trapezprofile
(b) Position of FBG in cross section of equipped trapezoidal sheets

Bild 8: Installierte faseroptische und elektrische Messtechnik

Figure 8: Deployed fiber optic measurement devices and accompanying strain gauges

Die Sensortextilien wurden an zwei verschiedenen Hallenabschnitten im ersten Trapezblechfeld nahe der den Schneekeil verursachenden Attika installiert. Für eine schnelle und praktikable Überprüfung der erwarteten Dehnungen während eines Belastungsversuches

wurden zunächst Strain-Checker auf elektrischer Basis vorgesehen, die an den Trapezblechen von der Unterseite her mit Hilfe von Magneten appliziert wurden. Somit war ein schnelles Versetzen und Austesten an unterschiedlichen Applikationsorten möglich. Dies war erforderlich, da Trapezblechprofile in ihrer Anwendung nicht statisch bemessen, sondern nach bauaufsichtlicher Zulassung eingesetzt werden. An den ermittelten maßgebenden Stellen der Trapezbleche wurden neben den Sensortextilien-Pads ebenfalls DMS angebracht (siehe Bild 8). An jeder Messstelle wurden im Weiteren Thermoelemente zur Messung der Stahltemperatur appliziert. Die Sensortextilien waren in jedem Pad jeweils durch zwei die Dehnung messende FBG und ein FBG zur Temperaturkompensation (siehe Bild 8 b) charakterisiert. Während der Belastungsuntersuchungen kamen zusätzlich potentiometrische Seilwegsensoren zum Einsatz. Damit konnte die maximale Durchbiegung der Trapezbleche als weiteres Entscheidungskriterium für die Festlegung der Alarmschwellen des Monitoringsystems überwacht und verwendet werden.



Bild

9: Vergleich der Ergebnisse DMS/FBG während Belastungsversuch

Figure 9: FBG strain versus electrical strain gauge during loading test

Bild 9 zeigt die Ergebnisse der beiden Dehnungsmesssysteme während des Belastungsversuchs mit Sandsäcken. Die Belastung wurde schrittweise bis zum Erreichen der Alarmierungsschwellen gesteigert und anschließend wieder entfernt; die Messwerte der applizierten DMS und der Sensortextilien wurden kontinuierlich aufgezeichnet und ausgewertet. Die Übereinstimmung der Ergebnisse der klassischen Dehnungsmessstreifen und der auflaminierten Sensortextilien mit FBG wurde als sehr gut eingeschätzt.

Mit Beginn des Winters 2012, d.h. November 2012 startete die Überwachungsmessung zum Schneelastmonitoring am zu überwachenden Objekt. Die Messwerte wurden im Intervall von 10 Minuten erfasst und dargestellt. Das von der GGB mbH entwickelte Online-Monitoringverfahren (siehe auch Abschnitt 3) gewährleistete dabei die Auswertung der Ergebnisse der faseroptischen Messungen sowie eines DMS aus dem redundanten Messsystem der MFPA Leipzig GmbH. Das Schneelastmonitoring wurde über den gesamten Winter bis Ende März 2013 fortgesetzt. Ziel war es, die neu entwickelte Messtechnik über einen kompletten Winterzyklus zu testen. Die Überwachungsergebnisse bis Mitte März 2013 sind in Bild 10 zusammengestellt, in dem deutlich die Schneefälle, konstante Wetterverhältnisse, das Beräumen des Daches und die Schneeschmelze zu erkennen sind.

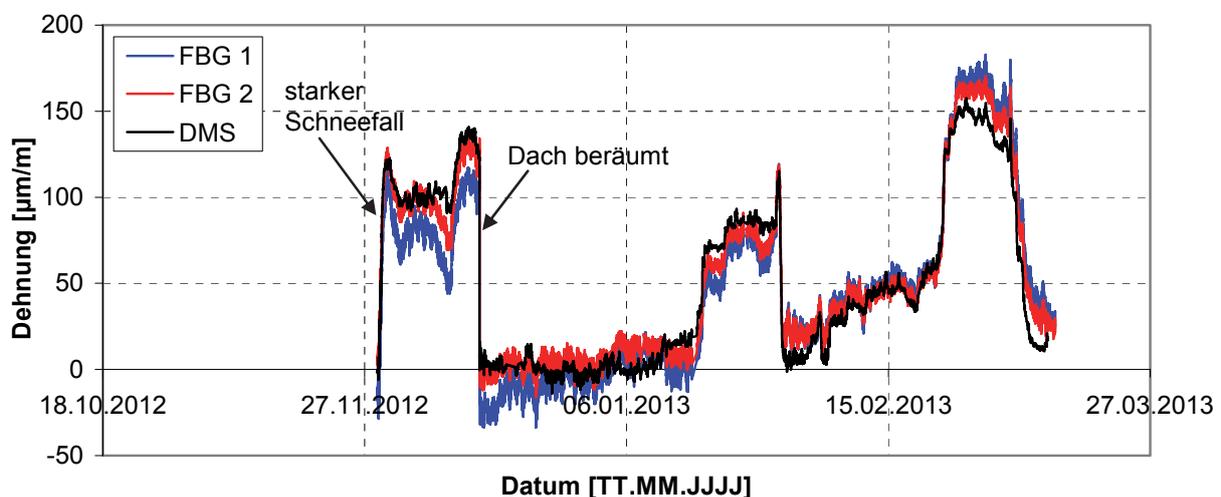


Bild 10: Vergleich der Dehnungen DMS/FBG über Winter 2012/13

Figure 10: Comparison of strain developments measured by FBG's and strain gauges

5 Fazit und Ausblick

In diesem Beitrag wurde ein innovatives Verfahren gezeigt, mit dem sich optische Fasern direkt auf technische Textilien, z. B. aus Glas- oder Kohlefasern, aufsticken lassen. Der Verlauf der optischen Faser auf dem Textil kann dabei frei gewählt werden. Die Fixierung am Bauteil geschieht mittels Epoxidharzklebern, die das technische Textil durchdringen und gleichzeitig den Klebeverbund zum Bauteil herstellen. Am Bauteil entstehen sensitive Faserverbundwerkstoffe mit integrierten FBGS, deren Auflösung, Genauigkeit und Nullpunktstabilität in umfangreichen Versuchen nachgewiesen wurde.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Forschungsarbeiten wurde ein Messsystem für den praktischen Baustelleneinsatz zur Onlineüberwachung entwickelt und in einem Praxisversuch getestet. Mögliche Fehlereinflüsse aus Anordnung der Sensoren im Textilgelege, der Applikation an die Bauteiloberflächen und der Dauerhaftigkeit des Sensortextils inkl. des Klebers wurden in Versuchen verifiziert; die Datenübergabe vom Spektrometer zu einer Datenbank wurde durch Einbindung in das System GKSpro gelöst. Ebenso gelang die Temperaturkompensation der Messwerte zuverlässig und automatisiert.

Das entwickelte Messsystem wird nunmehr mit der Markenbezeichnung SENSuTEX® durch die GGB mbH und die MFPA Leipzig GmbH vertrieben.

6 Dank

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsprojekt mit dem Titel „Entwicklung und Anwendung von Sensortextilien zur Onlineüberwachung von Tragwerken und Konstruktionen“ wurde im Rahmen des Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand (ZIM) mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie gefördert.

7 Literatur

- [1] SANTA, U.; BERGMEISTER, K.: Zustandsüberwachung und Bewertung von Betontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau Spezial (2005), S. 82-88
- [2] GEIER, R.; DEIX, S.: On-Line Überwachung der Wiener Reichsbrücke. In: Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), S. 997-1002
- [3] KURTARAN, S.; KILIÇKAYA, M. S.: The modelling of Fiber Bragg Grating. Opt Quant Electron 39 (2007), S. 643-650
- [4] PEUPELMANN, J.: Experimentelle Untersuchungen zur Realisierung eines Inline-Faser-Polarimeters basierend auf UV-induzierten Strukturen. TU Dresden : Shaker, 2004 - Dissertation
- [5] HERING, E.; MARTIN, R.: Photonik. Berlin : Springer Verlag, 2006
- [6] FRANK, A.: Dehnungs- und Temperaturmessung in Verbundwerkstoffen mit eingebetteten faseroptischen Bragg-Gitter-Sensoren. Dübendorf EMPA : Eigenverlag, 2001 - Dissertation

- [7] STOLP, T.; PÖNITZ, S.: Eine modulare Daten- und Auswertungsplattform für komplexe Messobjekte. Mittweida : Talsperrentag, 2004 – Konferenzbeitrag [s. a. <http://www.gid.de/DownloadObjects/GksPro/GksProVortragMittweida.pdf> (download am 11.07.2013)]
- [8] KÄSEBERG, S.; HOLSCHEMACHER, K.; SCHALLER, M. B.: Sticktechnische Einbindung von optischen Fasern mit Faser-Bragg-Gittern auf technischen Textilien zur Verbesserung der Applikation an Tragstrukturen im Bauwesen. Dresden : 6. SEUB, 2011 – Konferenzbeitrag
- [9] HOLSCHEMACHER, K.; KÄSEBERG, S.: Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsgrenzen von Sensortextilien zur Applikation auf Bauteiloberflächen. Abschlussbericht Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen: KF2587702WM0, 2013
- [10] DEHN, F.; REUSCHEL, E.: Verwendung optischer Messtextilien an Tragwerken und Konstruktionen des Hoch- und Ingenieurbaus. Abschlussbericht Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen: KF2642902WM0, 2013
- [11] SCHALLER, M. B.: Einsatz optischer Messtextilien als Online-Monitoringsystem im Bauwesen. Abschlussbericht Forschungsvorhaben, Förderkennzeichen: KF2699001WM0, 2013

Zur Erfassung von Erddruckkräften auf Wand- und Pfahlstrukturen im Modellversuch

Jakob Vogelsang, Gerhard Huber, Theodoros Triantafyllidis

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik (IBF),

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

1 Einleitung

Die Erfassung von Erddrücken auf Bauwerke beschäftigt Bauingenieure schon seit jeher. Bereits im 19. Jahrhundert wurden auch Modellversuche eingesetzt, um die Entwicklung und Verteilung von Erddrücken zu untersuchen. Berühmte Beispiele hierfür sind in *Darwin 1883* und *Janssen 1895* zu finden. Geotechnische Modellversuche werden in der Regel durchgeführt, um das Verhalten realer Strukturen qualitativ abzuschätzen bzw. zu prognostizieren. Oft werden anhand der Versuche auch Berechnungsansätze abgeleitet oder theoretische Grundlagen überprüft. Inwiefern geotechnische Modellversuche hierfür geeignet sind und welche Probleme hierbei auftreten, wird an dieser Stelle nicht diskutiert. Es sei auf die entsprechende Literatur verwiesen (z.B. *Walz 2006*). Eine andere gerade in jüngerer Vergangenheit sehr wichtige Funktion geotechnischer Modellversuche ist das Liefern von Versuchsdaten für eine Nachrechnung von Benchmark-Problemen mit FE-Modellen. Die erfolgreiche Nachrechnung von geeigneten Modellversuchen kann eine wichtige Validierungsstufe von theoretischen Modellen sein, da umfassende und ausreichend genaue Messdaten aus realen Bauprojekten häufig nicht zur Verfügung stehen. In fast allen Fällen ist die Kenntnis bzw. Messung von Erddrücken von entscheidender Bedeutung, um quantitative Schlussfolgerungen aus dem Versuch ziehen zu können.

In diesem Beitrag werden zunächst kurz unterschiedliche Messkonzepte zur Erfassung von Erddrücken in Modellversuchen vorgestellt und deren Vor- und Nachteile diskutiert. Anschließend wird ein exemplarischer Versuchsstand vorgestellt, wobei das Hauptaugenmerk auf der Messung der Horizontalkomponente des Erddrucks liegt. Das entwickelte Messsystem wird im Detail präsentiert und anhand von verschiedenen Versuchstypen das Anwendungsspektrum des Versuchsstands dargestellt.

2 Methoden der Erddruckmessung in nichtbindigem Boden

Allgemein ist die Messung von Erddrücken in nichtbindigen Böden schwierig, ohne den Spannungszustand infolge der Messung stark zu beeinflussen. Generell lassen sich drei verschiedene Herangehensweisen unterscheiden:

- Methode I: Einbetten von Druckaufnehmern in den Bodenkörper (z.B. *Thomas und Kempfert 2013*)
- Methode II: Integrieren von Druckaufnehmern am Interface Baugrund-Bauwerk, bzw. Befestigung an Bauteilen oder Seitenwänden des Versuchsstands (z.B. *Lehane und White 2005*)
- Methode III: Messung der Auflagerreaktionen von Erddruck-belasteten Teilen des Versuchsstands (z.B. *Arnold et al. 2003, Darwin 1883, Janssen 1895, Vogelsang et al. 2013*)

Abb. 1 illustriert diese drei unterschiedlichen Messkonzepte anhand eines exemplarischen Versuchsstands mit einer senkrecht stehenden instrumentierten Wand, welche durch Erddruck belastet wird. Jede der drei Methoden hat Vor- und Nachteile, die an dieser Stelle kurz angesprochen werden sollen.

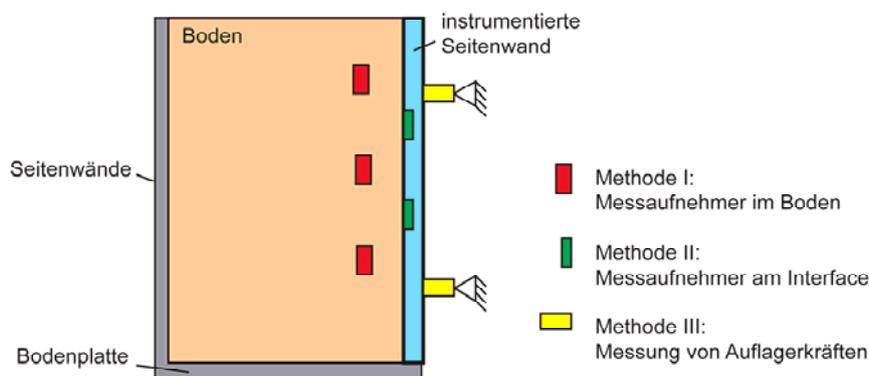


Abbildung 1: Schematische Erläuterung der unterschiedlichen Messmethoden

Methode I, also das Einbauen von Druckaufnehmern in den Boden, erscheint zunächst viel versprechend, da theoretisch die Spannungen an beliebigen Stellen lokal gemessen werden können. Durch unterschiedlich geneigt angeordnete Aufnehmer kann prinzipiell sogar der komplette Spannungstensor an der jeweiligen Stelle ermittelt werden. Aufgrund der üblicherweise relativ kleinen Abmessungen von Versuchsständen sind dem allerdings praktisch Grenzen gesetzt. Das Hauptproblem dieses Messkonzepts liegt allerdings darin,

dass es aufgrund des unvermeidlichen Steifigkeitsunterschieds zwischen Aufnehmer und Boden zu Spannungsumlagerungen bzw. Gewölbebildungen kommt. Damit wird der ursprüngliche Spannungszustand im Boden verfälscht. Zudem kann der Aufnehmer stark die Bildung etwaiger Scherfugen beeinflussen.

In die Seiten des Versuchsstands integrierte Messaufnehmer (Methode II), können nur lokale Aussagen über den Spannungszustand auf den Begrenzungen des Bodenkörpers liefern. Sofern die Membranfläche plan mit der mit Boden in Kontakt stehenden Oberfläche abschließt und eine ausreichend hohe Steifigkeit besitzt, können auf diese Weise aussagekräftige Messungen erzielt werden. Allerdings können aus Platzgründen oft an den entscheidenden Bauteilen nicht beliebig Druckaufnehmer platziert werden. An Modellfundamenten oder -pfählen können daher aufgrund ihrer geringen Abmessungen mit dieser Methode nur schwer Erddrücke gemessen werden.

Das Messen von Auflagerkräften auf vom Rest des Versuchsstands möglichst entkoppelten Bereichen (Methode III) kann eine elegante Lösung sein, die Erddruckresultierende auf diesem Bereich zu erfassen. Im Gegensatz zu Druckaufnehmern besteht hierbei z.T. sogar die Möglichkeit, sowohl die tangential als auch die normale Erddruckkomponente auf eine Oberfläche zu erfassen (z.B. in Arnold et al. 2003 oder dem hier vorgestellten System). Auch hier bestehen sehr hohe Anforderungen an die Steifigkeit der Kraftmeselemente. Der Vorteil liegt darin, dass über die großflächige Messung der Einfluss von lokalen Gewölbebildungen auf die Messung minimiert wird. Nachteilig ist zu sehen, dass nur die Resultierende des Erddrucks erfasst wird und keine Erddruckverteilung. Ein Rückschluss auf die Erddruckverteilung ist z.T. nur bedingt möglich. Das im Folgenden beschriebene Messsystem basiert hauptsächlich auf der Messung von Auflagerkräften und ist vom Grundprinzip auch auf andere Versuchsstände übertragbar. Es sei allerdings an dieser Stelle erwähnt, dass die Entwicklung eines hochwertigen Erddruckmesssystems für einen Modellversuchsstand i.d.R. einen erheblichen Zeit- und Kostenaufwand bedeutet. Ob dieser Aufwand gerechtfertigt ist, muss jeweils im Einzelfall entschieden werden.

3 Allgemeines zum Versuchsstand

Der so genannte Interface-Versuchsstand wird für großmaßstäbliche 1g-Modellversuche zur Boden-Bauwerk-Interaktion verwendet. Das Grundkonzept des Versuchsstands ist in Abb. 2 schematisch dargestellt.

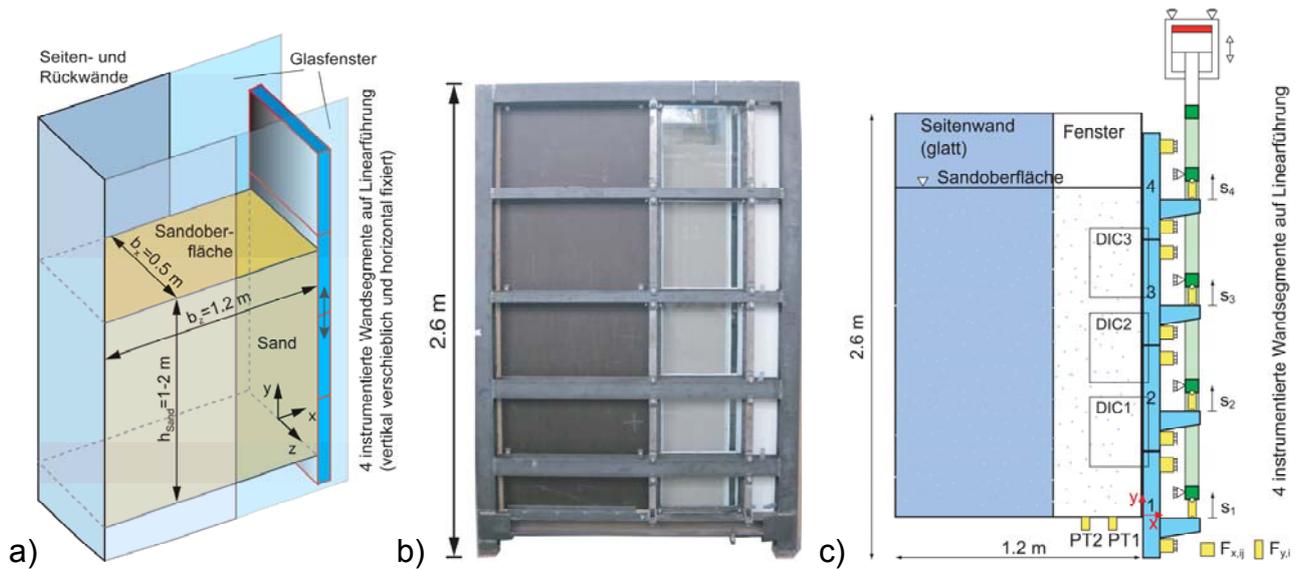


Abbildung 2: a) Schematisierte 3D-Ansicht des Interface-Versuchsstands, b) Seitenansicht und c) detailliertere schematische Seitenansicht

Im Detail vorgestellt wurde er erstmals von *Rebstock 2011*. Eine modifizierte Version des Versuchsstands wurde zudem in *Vogelsang et al. 2013* für die Untersuchung verschiedener Aspekte der Boden-Bauwerk-Interaktion verwendet. Die innere Grundfläche beträgt $1,2\text{ m} \times 0,5\text{ m}$ ($b_x \times b_z$). Die Höhe innen ist $2,4\text{ m}$, wobei effektiv bis ca. $2,1\text{ m}$ Höhe Boden (Sand) eingefüllt werden kann. Typische Sandhöhen in den bisher durchgeführten Versuchen liegen zwischen $1,5$ und $2,0\text{ m}$. Die Seitenwände sind außen durch eine robuste Stahlrahmenkonstruktion ausgesteift.

Herzstück des Versuchsstands sind vier instrumentierte Wandsegmente, welche auf einer der schmalen Seiten des Versuchsstands übereinander angeordnet sind. Im Versuch können diese Segmente durch einen Hydraulikantrieb vertikal bewegt werden und die Reaktionskräfte zwischen Sand und den Segmenten gemessen werden. In der ursprünglichen Version des Versuchsstands war lediglich die Messung der Schubkräfte auf der Segmentoberfläche möglich. Die Messung der Normalkräfte, die in diesem Beitrag im Vordergrund steht, wurde später integriert und bereits von *Vogelsang et al. 2013* vorgestellt.

Die Seitenflächen des im Bereich der instrumentierten Wand liegenden Teils des Bodenkörpers sind durch vorne und hinten angeordnete Glasscheiben sichtbar. Die Verschiebungen und Deformationen in diesem Bereich können so mit Digitaler Bildkorrelation (DIC) erfasst werden. In Kombination mit der Messung von Erddrücken entsteht so eine umfas-

sende Datenbasis für die Auswertung des Versuchs und einen etwaigen Abgleich mit (FE-)Simulationen des Experiments. Die indirekte Messung von Deformationen mit DIC steht in diesem Beitrag nicht im Vordergrund, hierfür sei auf *Rebstock 2011* und *Vogelsang et al. 2013* verwiesen.

Als Versuchsmaterial wird ein enggestufter trockener Mittelsand verwendet.

3.1 Nomenklatur Interface Versuchsstand

In Tab. 1 sind Bezeichnungen bzw. Abkürzungen wichtiger geometrischer Größen, Messgrößen und Bodenparametern zusammengestellt. Die vertikale Koordinate wird mit y bezeichnet und die horizontale senkrecht zur Oberfläche der instrumentierten Wandsegmente gerichtete Koordinate mit x . Der Ursprung liegt im Schnittpunkt der Oberfläche des untersten Wandsegments und der Bodenplatte. Kraftgrößen werden mit F und Spannungsgrößen mit σ bezeichnet. Druck ist negativ definiert (mechanische Vorzeichenkonvention). Die Indices x bzw. y beschreiben die Richtung einer Messgröße.

Tabelle 1: Nomenklatur Interface-Versuchsstand

b_z	kleinere innere Breite des Versuchsstands (z-Richtung)
b_x	größere innere Breite des Versuchsstands (x-Richtung)
h_{Sand}	Füllhöhe
γ	gemittelte Trockenwichte des Sands
PT1 und PT2	Druckaufnehmer in Bodenplatte 0,15 und 0,3 m vor der Wand
σ_y	Vertikalspannung
σ_x	Horizontalspannung in x-Richtung
$\sigma_{o,i}$	Erddruck an der Oberkante von Wandsegment i
$\sigma_{u,i}$	Erddruck an der Unterkante von Wandsegment i
$F_{x,i,j}$	Horizontale Auflagerkraft j in x-Richtung auf Wandsegment i
$F_{y,i}$	Vertikale Auflagerkraft auf Wandsegment i
$\delta_{\text{mob},i}$	Mobilisierter Kontaktreibungswinkel zwischen Sand und Wandsegment i

3.2 Instrumentierung und Datenakquisition

Eine gute Beobachtbarkeit der Versuche wird im Interface-Versuchsstand durch eine umfassende Instrumentierung erreicht. Erddruckkräfte werden hauptsächlich in Form von

Auflagerkräften auf den seitlichen Begrenzungen des Bodenkörpers erfasst. Hierfür sind die vier verschieblichen Wandsegmente mit Tangential- und Normalkraftmesselementen ausgestattet, welche jeweils in den Auflagern angeordnet sind. Die Tangentialkraftmesselemente stellen die Verbindung zwischen den Wandsegmenten und einem Koppelrahmen dar. Ein oben auf dem Versuchsstand montierter Hydraulikzylinder bewegt diesen Koppelrahmen und damit die Wandsegmente vertikal auf und ab. Neben den Messelementen an den Wandsegmenten sind zwei Relativdruckaufnehmer in die Bodenplatte integriert. Diese erfassen die Entwicklung der Vertikalspannung in zwei Punkten (PT1 0.15 m und PT2 0.3 m mittig vor den Wandsegmenten), s. Abb. 2c.

An dieser Stelle wird ausführlich auf die Normalkraftmesselemente eingegangen. Für die anderen Messungen wurden kommerzielle Produkte verwendet, daher werden sie hier nur knapp zusammengefasst. Detailliertere Informationen sind in *Vogelsang et al. 2013* zu finden.

Die Messgrößen werden mit einem Multikanalsystem mit simulatener Abtastung und digitaler Filterung aufgezeichnet (HBM MGCplus, Auflösung 20 bit). Die Aufzeichnung erfolgt mit einer Messrate von 100 Hz und 10 Hz Filter. In Tab. 2 sind die Komponenten der Instrumentierung tabellarisch aufgeführt:

Tabelle 2: Instrumentierung und Messtechnik des Interface-Versuchsstands

Datenakquisition	HBM MGCplus	
4 Wegaufnehmer	Novotechnik TLM 300	300 mm Messweg und 5µm Auflösung
4 Tangentialkraftmesselemente	HBM RSCA	10 kN maximale Druckkraft
16 Normalkraftmesselemente	Eigenbau	4.5 kN maximale Druckkraft
2 Druckaufnehmer	Vegabar 52	bis 1 bar Relativdruck

4 Normalkraftmessung

In der ursprünglichen Version des Versuchsstands (vorgestellt von *Rebstock 2011*) war noch keine Messung der Normalkräfte auf die Wandsegmente möglich. Ein zunächst entwickeltes Konzept mit einem ins Wandsegment integrierten Messfeld (*Rebstock 2011*) wurde verworfen, da keine befriedigende Lösung für die Fugenausbildung gefunden werden konnte. Vorversuche mit Folienmessaufnehmern lieferten keine reproduzierbaren

Ergebnisse, dieser Lösungsansatz wurde daher ebenso nicht weiter verfolgt. Aus diesem Grund wurden eigens für diesen Versuchsstand Kraftmesselemente entwickelt, welche an den Auflagern der Wandsegmente anschließbar sind.

4.1 Anforderungen an das Messsystem

Bei der Integration der Normalkraftmessung handelte es sich um eine Art von "Bauen im Bestand". Infolgedessen bestanden viele geometrische und konstruktive Zwangsbedingungen und Anforderungen. Aus den angesprochenen Gründen war der Einsatz erhältlicher kommerzieller Produkte ausgeschlossen und es wurden daher eigene Kraftmesselemente entwickelt. Hierfür wurden folgende zwingende Hauptanforderungen formuliert:

- geringe Bauhöhe (max. 50÷60 mm)
- auch im zusammengebauten Zustand zugängliche geschraubte Anschlüsse an Rahmen des Wandsegments und an Führungswagen
- vernachlässigbare Zeitabhängigkeit (zwischen Sandeinbau und Versuch vergehen z.T. einige Tage)
- Hohe Steifigkeit (Stauchung bei Nennlast < 0.05 mm)

4.2 Messkonzept

An die Stahlrahmen der Wandsegmente waren im ursprünglichen Aufbau jeweils direkt vier Führungswagen angeschraubt, welche das Wandsegment auf zwei vertikalen Schienen führten. Später wurden dann zwischen Stahlrahmen und Führungswagen Kraftmesselemente integriert. Jedes Wandsegment ist daher mit vier Normalkraftmesselementen ausgestattet. Ein Vorläufermodell bestehend aus einem rohrförmigen Druckstab mit vier DMS lieferte keine ausreichende Messgenauigkeit. Dieser Prototyp ist in Abb. 3a) dargestellt. Um eine ausreichende Messgenauigkeit auch im Bereich kleiner Kräfte zu ermöglichen wurden auf Scherung basierende Messaufnehmer entwickelt, welche die Anordnung von Doppel-DMS ermöglichten, s. Abb. 3b) und c).

4.3 Design der Kraftmesselemente

Die Kraftmesselemente bestehen aus einem Grundkörper aus Stahl mit Schraubanschlüssen an beiden Seiten. Als Messquerschnitt sind zwei symmetrische Scherbalken vorgese-

hen, welche auf der Vorder- und Rückseite mit Dehnungsmessstreifen bestückt sind. Der Messbalken ist relativ schubweich und biegesteif, da seine Länge etwa der Höhe entspricht. Scherung ist im vorliegenden Fall vorteilhafter als Biegung, da die Stauchung des Kraftmeselements klein gehalten werden kann und dennoch eine ausreichende Dehnung gemessen werden kann.

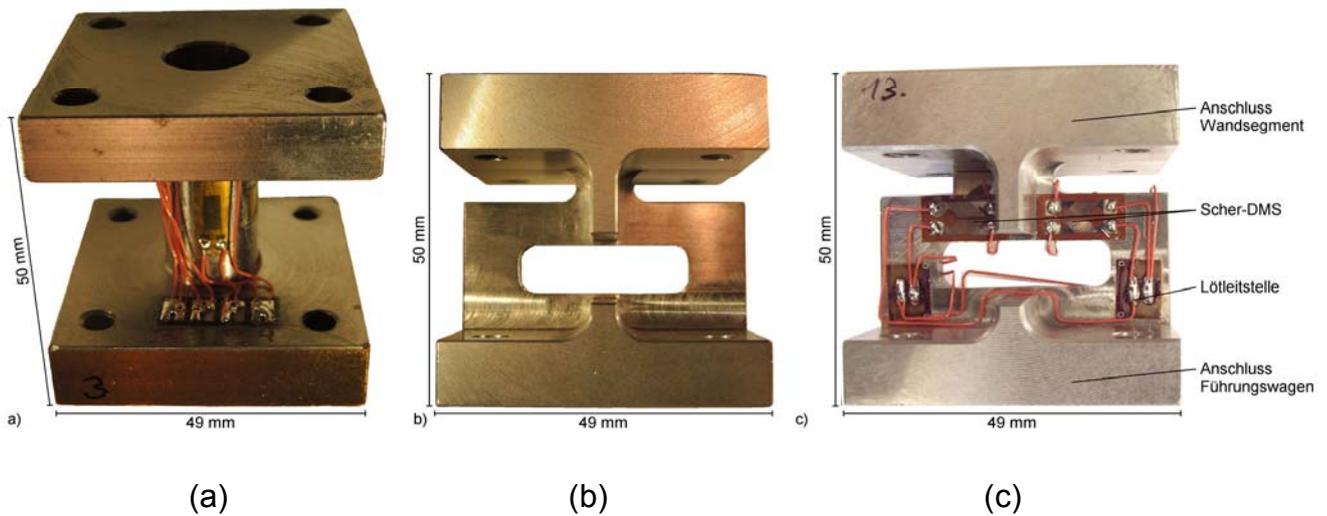


Abbildung 3: a) Vorläufer-Prototyp, b) Messkörper und c) Kraftmeselement nach DMS-Applizierung und Verdrahtung (ohne Anschlusskabel)

Die Kraftmeselemente wurden mit FE-Simulation bemessen und optimiert. Hierfür wurde das FE-Programm *Abaqus* eingesetzt, wobei die Erstellung des FE-Modells mit *Abaqus-Python* erfolgte. Dies ermöglichte eine Parametrisierung des Modells und einen schnellen Vergleich verschiedener Geometrien des Messkörpers.

4.3.1 Fertigung des Messkörpers und DMS-Applizierung

Der Messkörper wurde aus einem Stahlwürfel mit 49 mm bzw. 50 mm Kantenlänge gefräst. Die Messbereiche wurden anschließend noch von Hand geglättet und anschließend leicht aufgeraut, um einen guten Verbund zum DMS zu erzeugen.

Die DMS wurden mit einem scharnierartigen Streifen Kaptonband provisorisch befestigt, ausgerichtet und mit einem dünnen Film Klebstoff bestrichen (HBM EP 310 S). Anschließend wurden sie mit einer eigens angefertigten Klemmvorrichtung fixiert. Diese ist in

Abb. 4 als Prinzipskizze dargestellt. Zwei Alubacken wurden mit zwei Schrauben zusammengespant, wobei die Kraft mit zwei Federn kontrolliert wurde. Zwischen die Alubacken und den DMS wurden Gummistreifen eingelegt, um einen möglichst gleichmäßigen Anpressdruck zu erzeugen. Das Aushärten des Klebstoffs erfolgte in einem Trockenofen.

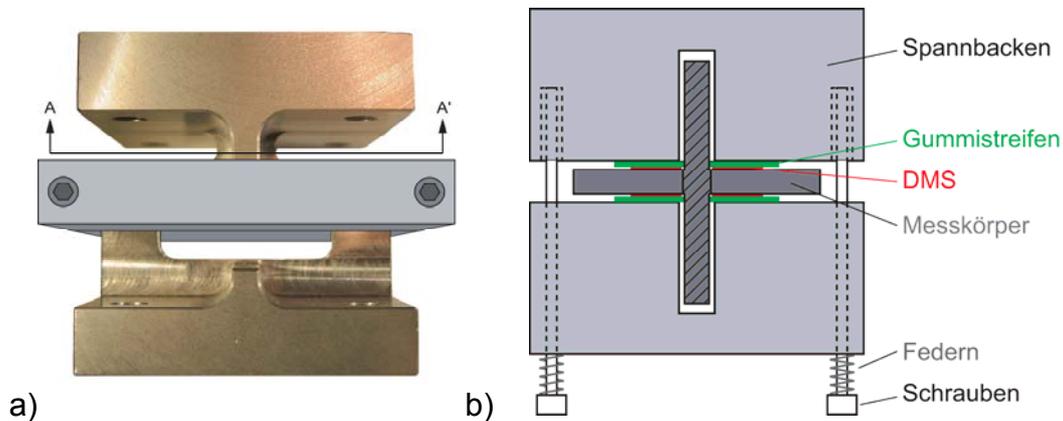


Abbildung 4: Fixierung der DMS während des Aushärtens: a) Ansicht der Klemmvorrichtung am Messkörper und b) schematischer Schnitt A-A'

4.3.2 DMS-Schaltung/Anschlüsse/Verstärker

Die DMS sind in einer Wheatstone-Vollbrücke geschaltet. Die Schaltung der DMS ist in Abb. 5a) schematisch dargestellt. Abb. 5b) zeigt Vorder- und Rückseite eines Kraftmeselements mit der Lage der DMS. Ein Scher-DMS besitzt zwei Messgitter. Die Messgitter auf der Vorderseite sind von 1-4 durchnummeriert. Die genau gegenüberliegenden Messgitter auf der Rückseite sind dementsprechend mit 1'-4' bezeichnet. Die Paare 1-1', 2-2' usw. sind jeweils in Reihe geschaltet.

Das Anschlusskabel ist durch eine Zugsicherung fixiert, um ein Herausreißen der Lötstellen bzw. der DMS durch unvorhergesehene Zugbelastung des Kabels auszuschließen. Hierfür wird das Kabel durch einen kleinen, an das Kraftmeselement angeklebten Metallblock geführt. Eine Kunststoffschraube fixiert das Kabel. Aus Gründen der Fertigung konnte diese Zugsicherung nicht direkt in den Messkörper integriert werden. Das gesamte Kraftmeselement wurde noch mit einer Schicht Schutzlack überzogen.

Nachdem die Kraftmeselemente an Wandsegment und Führungswagen angeschraubt sind, werden sie mit einer Schutzfolie umgeklebt. Dies verhindert eine Verschmutzung der Kraftmeselemente und bietet einen mechanischen Schutz, ohne dabei das Verhalten des Kraftmeselement zu beeinflussen. Für jedes der Kraftmeselemente wurde ein Verstär-

kerenschub angefertigt. Die Versorgungsspannung ist 5 V und der Verstärkungsfaktor beträgt 1000.

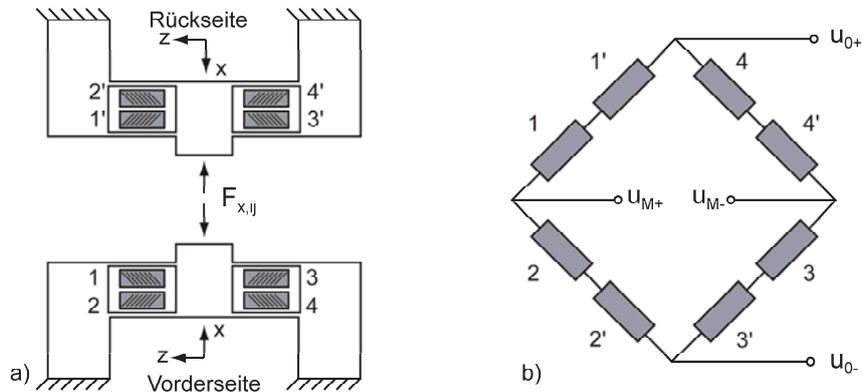


Abbildung 5: a) Anordnung der DMS auf dem Messkörper und b) Schaltung zu Vollbrücke (u_0 : Versorgungsspannung / u_M : Messspannung)

4.3.3 Technische Daten

Tabelle. 3 listet die wichtigsten technischen Daten der Normalkraftmeselemente auf.

Tabelle 3: Technische Daten der Normalkraftmeselemente

Werkstoff Messkörper	C45+C (Werkzeugstahl)
Federkonstante	142 kN/mm
Messbereich	-4.3/+4.3 kN
Nennkraft	~ 4.5 kN
Linearität	<0.1 %

4.4 Kalibrierung

Jedes Kraftmeselement wurde einzeln in einem Ödometersuchsstand getestet und kalibriert. Die Kalibrierung bestand aus mehrfacher Belastung bis zur Nennkraft und anschließender kompletter Entlastung, um den Kalibrierfaktor festzulegen und die Hysterese zu untersuchen. Außerdem wurde die Nennkraft bei ausgewählten Kraftmeselementen mehrere Stunden gehalten, um etwaige zeitabhängige Effekte zu erfassen. Es konnten keine Kriechverformungen gemessen werden. Die Übereinstimmung zwischen FE-

Modellierung und Kalibrierung der Messelemente war hervorragend. Abb. 6 zeigt ein exemplarisches Kalibrierprotokoll eines Kraftmesselements.

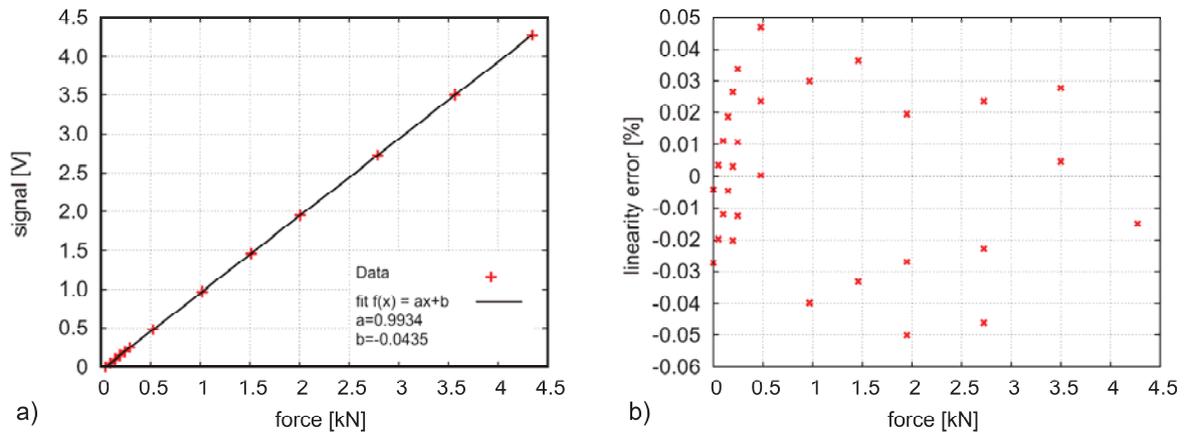


Abbildung 6: Exemplarisches Kalibrierprotokoll: a) Outputsignal vs. Belastung und b) Linearitätsabweichung vs. Belastung (Vogelsang et al. 2013)

4.5 Auswertung und Veranschaulichung der Messgrößen

Die direkten Messergebnisse der Kraftmessungen sind ohne eine genaue Kenntnis des Versuchsstands nur schwer einzuordnen. Aus diesem Grund werden sie in anschaulichere einfacher zu interpretierende Größen umgerechnet.

4.5.1 Mobilisierter Kontaktreibungswinkel

Auf jedem der vier Wandsegmente wird sowohl die Schubkraft auf der Wandoberfläche $F_{y,i}$ als auch die resultierende Normalkraft $F_{x,i} = \sum_{j=1}^4 F_{x,i,j}$ gemessen (Summe der 4 Kraftmess-elemente pro Wandsegment). Das Verhältnis dieser beiden Kräfte entspricht dem mobilisierten Reibungskoeffizienten auf der Wandoberfläche. Der mobilisierte Kontaktreibungswinkel $\delta_{mob,i}$ auf Wandsegment i berechnet sich damit entsprechend Gl. 1.

$$\delta_{mob,i} = \text{Arc tan} \frac{F_{y,i}}{F_{x,i}} = \text{Arc tan} \frac{F_{y,i}}{\sum_{j=1}^4 F_{x,i,j}} \quad (\text{Gl. 1})$$

4.5.2 Abschätzung der Erddruckverteilung

Die Erddruckverteilung ist ingenieurmäßig anschaulicher als die Darstellung der Kraftmessgrößen. Erddrücke können schnell mit einfachen Verläufen wie $\gamma \cdot h$ oder $K_0 \cdot \gamma \cdot h$ vergli-

chen und so eingeordnet werden (h : Überlagerungshöhe über dem betrachteten Punkt). Ziel war es daher, aus der Normal- und Tangentialkraftmessung die Erddruckverteilung auf die Wandsegmente abzuschätzen. Dies gelingt nur mit Einschränkungen, da eine Annahme über die qualitative Erddruckverteilung auf jedem Segment getroffen werden muss. Nimmt man an, dass der Erddruck auf jedem Segment trapezförmig verteilt ist, erhält man ein statisch bestimmtes System, s. Abb. 7. Über das Kräfte- und Momentengleichgewicht können dann die Erddruckordinaten an der Ober- und Unterkante des Segments abgeschätzt werden.

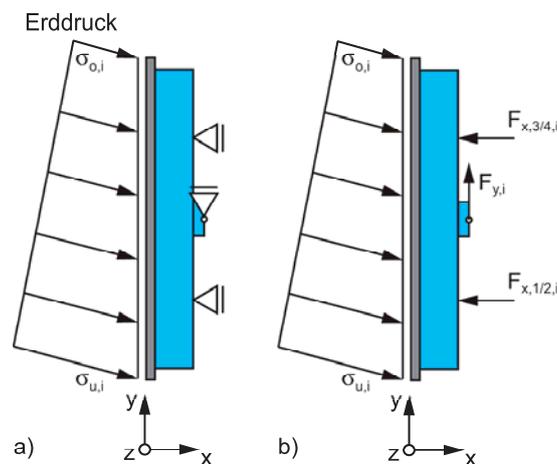


Abbildung 7: a) Statisches System eines Wandsegments i mit angenommener trapezförmiger Erddruckverteilung und b) gemessene Auflagerreaktionen

4.6 Beurteilung der Systemgenauigkeit und Fehlerquellen

Neben den Eigenschaften des jeweiligen Kraftmesselements (Genauigkeit und Hysterese) bestimmt auch noch das Systemverhalten die Qualität der Messungen. Die Wandsegmente sind zwischen zwei Glasscheiben angeordnet. Teflondichtleisten sollen für einen möglichst reibungsarmen Kontakt sorgen. Eine genaue Beschreibung des Dichtungskonzepts findet sich in *Rebstock 2011* und *Vogelsang et al. 2013 (2)*. Die Normalkraftmessung wird deutlich weniger von Systemreibung beeinflusst als die Tangentialkraftmessung. Dies konnte im Vergleich mit einer kommerziellen Kraftmessdose gezeigt werden. Diese wurde an verschiedenen Punkten gegen die Wandsegmente gedrückt und den Messergebnissen gegenüber gestellt. Der Systemfehler (inkl. Messgenauigkeit der Kraftmesselemente) liegt demnach unter einem Prozent der Nennkraft. Dies ist für eine Erddruckmessung in einem derartigen Versuchsstand als sehr zufrieden stellend anzusehen.

Eine systematische Ungenauigkeit in der Auswertung besteht in der Abschätzung der Erddruckverteilung. Die oben beschriebene Auswertung beruht auf der Annahme von zwei Momenten-freien Horizontalauflagern. Allerdings sind die Kraftmesselemente nicht gelenkig angeschlossen, sondern es treten tatsächlich geringe Momente auf, die nicht erfasst werden und daher nicht in die Auswertung einfließen können. Da es sich dabei ohnehin eine eher qualitative, eher veranschaulichende Auswertung handelt, ist dieser Fehler akzeptabel. Ein Abgleich von Mess- und Simulationsergebnissen muss hingegen zwingend über den Vergleich von Auflagerkräften geführt werden.

5 Ausgewählte Versuchsergebnisse

Anhand von einigen ausgewählten Versuchsergebnissen sollen die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen des Versuchsstands und seiner Instrumentierung deutlich gemacht werden. Der Fokus liegt dabei auf Versuchsergebnissen, die nur aufgrund der Normalkraftmessung möglich sind. Für Versuchsergebnisse basierend auf Digitaler Bildkorrelation sei auf *Vogelsang et al. 2013* (1 u. 2) verwiesen. Das erste hier gezeigte Beispiel befasst sich mit der Beobachtung des Einbauvorgangs im Versuchsstand und der Quantifizierung des Anfangsspannungszustands vor dem Versuch. Anschließend werden zwei verschiedene Versuchstypen vorgestellt: ein zyklischer Versuch mit einer rauen Wandoberfläche und ein Herausziehversuch an einem Geokunststoff.

5.1 Beobachtung von Siloeffekten beim Sandeinbau

Die schmalere Breite $b_z=0.5$ m des Versuchsstands ist relativ klein im Vergleich zu eingebauten Sandhöhe $h_{\text{sand}}=1.5 \div 2.0$ m $\approx 3 \div 4 \cdot b_z$. Aus diesem Grund ist ein Auftreten sogenannter Siloeffekte im Versuch zu erwarten. Diese sind auf die Mobilisierung von Schubspannungen auf den Seitenwänden und den Wandsegmenten zurückzuführen und resultieren in einer unterlinearen Zunahme der Spannungen mit der Tiefe. Dies kann im Versuchsstand sowohl über die beiden in der Bodenplatte integrierten Druckaufnehmer als auch anhand der Horizontalkräfte auf die Wandsegmente nachvollzogen werden. Dies ist im Hinblick auf eine Nachrechnung der Versuche wertvoll, da der Anfangsspannungszustand im Boden dadurch relativ gut bekannt ist. Abb. 8a) zeigt für einen exemplarischen Versuch die Entwicklung der Vertikalspannungen auf den Druckaufnehmern PT1 und PT2 in Abhängigkeit der Füllhöhe h_{sand} . Auf der oberen x-Achse ist h_{sand} mit b_z normiert darge-

stellt. Zur Orientierung ist zusätzlich zu den Messkurven auch noch die $\gamma \cdot h$ -Gerade eingezeichnet.

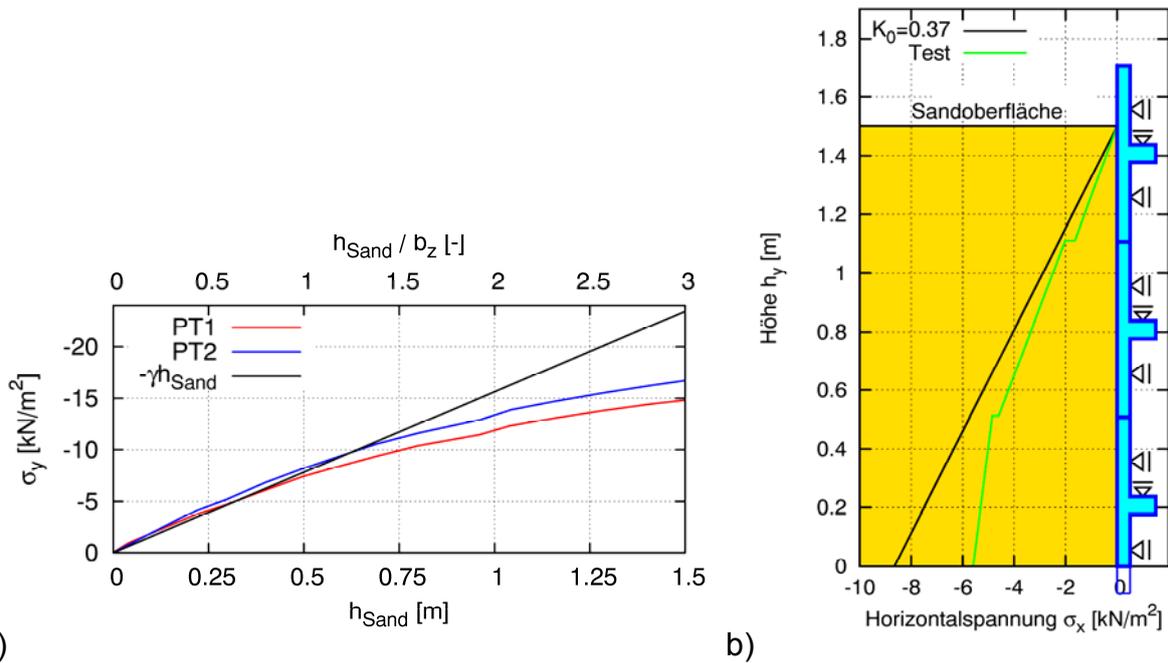


Abbildung 8: a) Gemessene Vertikalspannung auf den Druckaufnehmern PT1 und PT2 in mitteldichtem Sand und b) anhand der Auflagerkräfte abgeschätzte Erddruckverteilung im Vergleich zu K_0 -Verteilung in mitteldichtem Sand ($I_D=70\%$)

Bis zu einer Füllhöhe von ca. 0.5 m, bzw. einem Höhe-Breite-Verhältnis von 1, steigt die Spannung noch etwa wie die $\gamma \cdot h$ -Gerade an. Bei größeren Füllhöhen ist allerdings nur noch ein deutlich unterlinearer Zuwachs der Spannungen zu erkennen. Dies ist auf ein Auftreten eines sog. Siloeffekts zurückzuführen. Erwartungsgemäß ist dieser stärker ausgeprägt auf PT1 zu beobachten, da dieser näher an den Wandsegmenten liegt. Dementsprechend liegt die Kurve von PT1 auch etwas unterhalb der von PT2.

Abb. 8b) zeigt für denselben Versuch die abgeschätzte Erddruckverteilung, ermittelt wie in Abschnitt 4.5.2 beschrieben. Sie ist dargestellt als Erddruckfigur auf die Wandsegmente bei Endfüllhöhe. Auch hier ist zusätzlich die $K_0 \cdot \gamma \cdot h$ -Gerade eingezeichnet. K_0 wurde hier mit dem Peakreibungswinkel des Bodens nach JAKY berechnet ($K_0 = 1 - \sin \varphi_p$ mit $\varphi_p = 39^\circ$). Der aus den Messergebnissen ermittelte Erddruck liegt überall unterhalb der K_0 -Verteilung. Bis zu einer Tiefe unterhalb der Sandoberfläche von ca. 0.5 m sind beide Erddruckverteilungen noch ähnlich. Dies deckt sich mit der Entwicklung der Vertikalspannung auf PT1 und PT2, s. Abb. 8a). Darunter ist eine ähnliche unterlineare Zunahme der Span-

nungen mit der Tiefe zu beobachten. Die Messung der Horizontalkräfte und die daraus folgende Abschätzung der Erddruckverteilung bestätigen hier also die direkten Spannungsmessungen. Im Vergleich zur Abschätzung nach JAKY ergibt sich im Experiment ein etwas kleinerer K_0 -Wert. Dies ist unter anderem auf die vorhandenen Schubspannungen auf der Wandoberfläche zurückzuführen, welche von einem tatsächlichen K_0 -Zustand abweichen.

Für die Nachrechnung eines Versuchs, beispielsweise eines Herausziehversuchs der Wand, können diese Messungen und deren Interpretation sehr wertvoll sein, da der Spannungszustand im Boden nach dem Sandeinbau den Anfangszustand für die Nachrechnung darstellt. Für eine quantitative Nachrechnung der Versuche muss demnach der Einbauvorgang berücksichtigt werden und bestenfalls auch simuliert werden. Ein verlässlicher Vergleich von Versuch und Nachrechnung ist hierbei vor allem aufgrund der Normalkraftmessung möglich.

5.2 Boden-Wand Interaktion bei zyklischer Beanspruchung

Im Interface-Versuchsstand kann das Kontaktverhalten zwischen verschiedenen rauen Wandoberflächen und Sand beobachtet werden. Die Tangential- und Normalkraftmessung ermöglicht dabei die Darstellung von mittleren Spannungspfaden bei monotoner und zyklischer Wandverschiebung. In den Abb. 9 a)-f) ist die mittlere Scherspannung über die mittlere Normalspannung auf einem Wandsegment mit sehr rauer Oberfläche für einen Versuch mit einer Verschiebungsamplitude von 0.5 mm getrennt für ausgewählte Zyklen zu sehen. Links unten in jedem Diagramm ist schematisch die Wandbewegung dargestellt, wobei der aktuelle Zyklus rot hervorgehoben ist. Auch der gemessene Spannungspfad ist im aktuellen Zyklus rot kenntlich gemacht. Zur einfacheren Orientierung sind die zwei Grenzgeraden (CSL mit $\varphi_c=33^\circ$) dargestellt sowie kleine Pfeile, die den Richtungssinn der Kurve verdeutlichen. Vor Beginn der zyklischen Wandbewegung wurde die Wand monoton nach unten eingedrückt. Die letzte Phase dieses Eindrückvorgangs ist in Abb. 9a) zu sehen. Der Versuchsablauf soll die Einrammung und anschließende zyklische Belastung eines Wand- oder Pfahlelements imitieren. Ein Wandsegment im Versuchsstand entspricht dabei einem Ausschnitt aus dem Pfahlmantel bzw. der Wandoberfläche.

Infolge des Eindrückvorgangs hat sich der Sand vor dem Wandsegment stark verspannt. Die Spannungen liegen am Ende dieser Phase deutlich im Druckbereich, Abb. 9a). Vor

allein in den ersten Zyklen der anschließenden zyklischen Bewegung der Wand kommt es zu einer starken Relaxation der Spannungen, Abb. 9 b) und c).

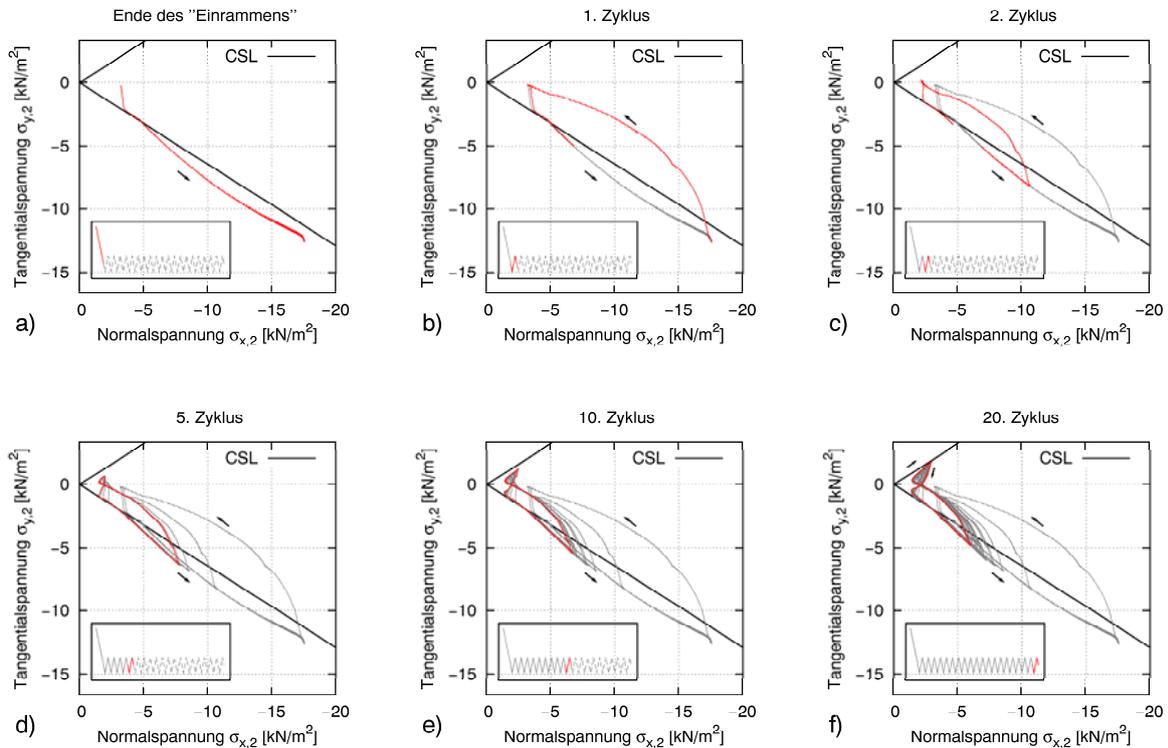


Abbildung 9: Entwicklung von Normalspannung und Tangentialspannung auf einem Wandsegment mit rauer Oberfläche bei zyklischer Verschiebung mit 0.5 mm Amplitude in mitteldichtem Sand ($I_D=70\%$)

Die Normalspannung baut sich stark ab und die Tangentialspannung verschwindet bei der Aufwärtsbewegung fast. Die Bewegungsamplitude reicht zunächst allerdings nicht aus, um eine Umkehr der Schubspannung infolge der Änderung der Bewegungsrichtung zu bewirken. Nach 5 Zyklen ist eine leichte Umkehr der Schubspannungen bei der Aufwärtsbewegung zu erkennen, Abb. 9 d). Es beginnt sich eine Schmetterlingsform des Spannungspfads auszubilden, wie sie für zyklische Triaxialversuche an Sand typisch ist. Die Spannungen nähern sich einem Schmetterlingsförmigen Attraktor, einem Spannungspfad, der sich auch mit zunehmender Zyklenzahl kaum noch ändert, Abb. 9 e) und f). Die Vorgeschichte des Eindrückens der Wand ist noch zu erkennen, da die Schmetterlingsform eine deutliche Asymmetrie aufweist. Der Flügel im Druckbereich ist stärker ausgeprägt als im Zugbereich.

Derartige Versuche können herangezogen werden, um als Randwertprobleme für die Validierung von Kontaktbeschreibungen und -elementen zu dienen. Es ist zu erkennen,

dass bei sehr rauen Oberflächen das Kontaktverhalten zum Sand vom Sandverhalten bestimmt wird. Geeignete Kontaktmodelle müssen das Sandverhalten daher ebenso reproduzieren.

5.3 Herausziehversuche an Geokunststoffen

Es wurden nicht nur das Kontaktverhalten zwischen rauen Wandoberflächen und Sand untersucht, sondern auch die Interaktion von Geokunststoffen und Sand. Hierfür wurden Geokunststoffbahnen wie ein Vorhang vor die Wandsegmente gehängt und am Kopf fest mit dem obersten Wandsegment verbunden. Die Breite der Geokunststoffbahn entsprach genau der Breite b_z des Versuchsstands, sodass der Geokunststoff auf der einen Seite nur mit Boden und auf der anderen nur mit den Wandsegmenten in Kontakt stand. Der Sand wurde bis zur Unterkante des obersten Segments eingefüllt und anschließend die Wandsegmente mitsamt Geokunststoff herausgezogen. Dieser Versuchsaufbau ist schematisch in Abb. 10a) dargestellt. Abb. 10b) zeigt einen Freischnitt der am Geokunststoff angreifenden Kräfte.

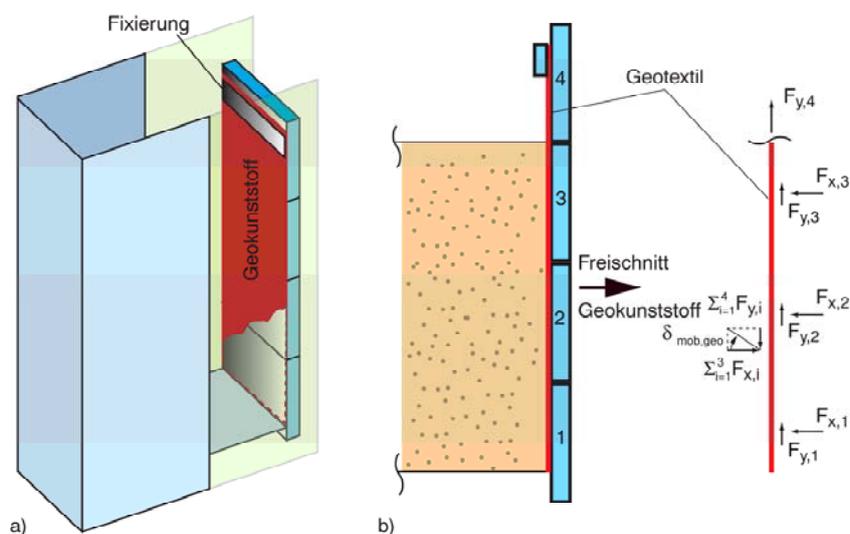


Abbildung 10: a) Schematische 3D-Ansicht und b) Freischnitt des Geokunststoffs

Die Kräfte, die zwischen den Wandsegmenten $1 \div 3$ und dem Geokunststoff wirken, werden über deren Normal- und Tangentialkraftmessung erfasst. Die Schnittkraft im Geokunststoff auf Höhe der Wandoberfläche entspricht der Tangentialkraft des vierten Segments. Über das vertikale und horizontale Kräftegleichgewicht kann auf die Summe der zwischen Sand und Geokunststoff wirkenden Kräfte rückgeschlossen werden. Bildet man das Verhältnis der Summe der Tangentialkräfte ($1 \div 4$) und Summe der Normalkräfte

(1 ÷ 3) erhält man den mittleren mobilisierten Reibungskoeffizienten zwischen Geokunststoff und Sand. Der mobilisierte Reibungswinkel kann daraus folgend mit Gleichung 2 berechnet werden.

$$\delta_{mob,geo} = \text{Arc tan} \frac{\sum_{i=1}^4 F_{y,i}}{\sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^4 F_{x,i,j}} \quad (\text{Gl. 2})$$

Abb. 11 zeigt die nach Gl. 2 ermittelten Reibungswinkel zwischen Sand und Geokunststoff für drei Herausziehversuche an unterschiedlichen Geokunststoffen: einem Geovlies (GV), einem Geogewebe (GG) und einem 3D-Geogitter (3D-GG). Der mobilisierte Reibungswinkel ist dargestellt über die Verschiebung des Befestigungspunkts. Da sich die Geokunststoffbahn dehnt, ist die Verschiebung nicht repräsentativ über die ganze Länge.

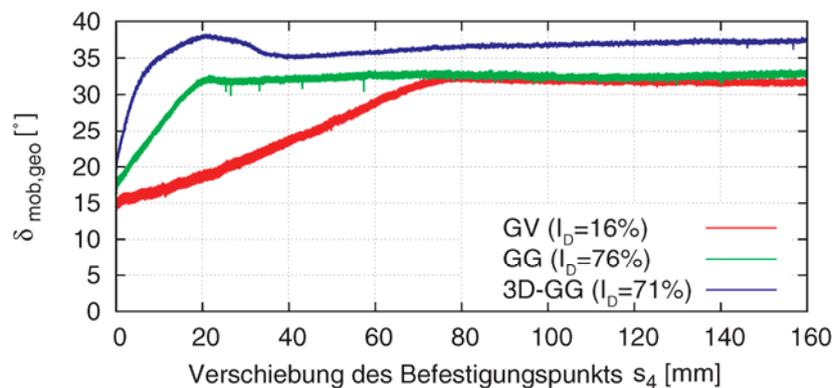


Abbildung 11: Ermittelte mittlere mobilisierte Reibungswinkel über den Herausziehweg für verschiedene Geokunststoffe

Der Verlauf des mobilisierten Reibungswinkels zwischen Geokunststoff und Boden ähnelt dem Verlauf des mobilisierten Reibungswinkels in einem Rahmenscherversuch. Nach großen Verschiebungen wird in allen drei Fällen ein residueller Reibungswinkel erreicht, der fast konstant bleibt. Bei den Versuchen GV und GG ist dieser Reibungswinkel ca. 32°, was im Bereich des kritischen Reibungswinkels des Bodens liegt ($\varphi_c = 33^\circ$). Beim dritten Versuch 3D-GG liegt der residuelle mobilisierte Reibungswinkel mit ca. 35° etwas höher. Im Gegensatz zu den anderen beiden Versuchen zeigt der Reibungswinkel des Geogitters auch einen Peak, der bei ca. 39° liegt. Hier kann, wie beim zuvor beschriebenen zyklischen Versuch mit rauer Wandoberfläche, beobachtet werden, dass bei sehr rauen Kontaktflächen das Kontaktverhalten stark dem Bodenverhalten ähnelt.

Über die Bestimmung des Reibungskoeffizienten zwischen Geokunststoff und Sand hinaus können auch diese Versuche herangezogen werden, um die FE-Modellierung derarti-

ger Interaktionsprobleme zu überprüfen. Die Versuche stellen zwar ein "synthetisches" Problem dar, dessen Randbedingungen bei keinem realen Problem herrschen, sie können aber dennoch als Randwertprobleme genutzt werden, da die Randbedingungen bekannt sind bzw. gemessen werden. Der Vorteil ist, dass entlang der Geokunststofflage Kräfte gemessen werden und zudem mit DIC die Bodenverformungen diesem Bereich ausgewertet werden können.

6 Zusammenfassung

Es wurde ein auf Dehnungsmessung basierendes Messsystem zur Erfassung von Erddruckkomponenten auf eine instrumentierte vertikale Wand entwickelt. Die Wand ist in vertikaler Richtung verschieblich. Der Erddruck wird in Form von Auflagerkräften auf instrumentierte Wandsegmente gemessen. Hieraus kann zudem die Erddruckverteilung. Die Kraftmesselemente wurden eigens für diesen Versuchsstand entworfen und gefertigt.

In diesem Beitrag wurde das Messkonzept und das Design der Kraftmesselemente detailliert dargestellt und auch Anwendungsgrenzen sowie Messungenauigkeiten diskutiert. Anhand von ausgewählten Versuchsergebnissen wurde gezeigt, dass in dem Versuchsstand verschiedene geotechnische Probleme untersuchbar sind. Die Versuche liefern plausible und reproduzierbare Ergebnisse im Vergleich zu analytischen Ansätzen bzw. bodenmechanischen Laborversuchen. Es wurde gezeigt, dass die Versuchsergebnisse besonders im Hinblick auf eine Validierung von FE-Methoden wertvolles Datenmaterial für Randwertprobleme darstellen. Dies ist vor allem auf die Möglichkeit der Messung der Komponenten des Erddrucks und die darauf basierenden Auswertungsmöglichkeiten zurückzuführen.

7 Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse sind im Rahmen des Zentralprojekts der von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschergruppe FOR1136 entstanden. Die Autoren sind der DFG für die finanzielle Unterstützung des Forschungsvorhabens zu großem Dank verpflichtet.

Der Firma Hüsker sei an dieser Stelle für die schnelle und unkomplizierte Bereitstellung von Geokunststoffproben für die Herausziehversuche gedankt.

Literatur

- M. Arnold, D. Franke, U. Bartl**, A solution to concurrent measurement of the normal and tangential earth pressure in model tests, *Geotechnical Measurements and Modelling*, 2003.
- G. H. Darwin**, On the horizontal thrust of a mass of sand, *Proc. of Inst. of civil engineers*, Vol. 71, I. 1883, S. 350-378.
- H.A. Janssen**, Versuche über Getreidedruck in Silozellen, *Zeitschrift Verein deutscher Ingenieure*, Band XXXIX., S. 1045-1049, 1895.
- B. M. Lehane, D. J. White**, Lateral stress changes and shaft friction for model displacement piles in sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (2005), pp. 1039-1052.
- D. Rebstock**, 2011, Verspannung und Entspannung von Sand entlang von Baukörpern, *Diss.*, <http://digbib.ubka.uni-karlsruhe.de/volltexte/1000023891>
- S. Thomas, H.-G. Kempfert**, Experimentelle Erkenntnisse zum zyklisch axialen Pfahltragverhalten, *Geotechnik* 36 (2013), Heft 3.
- J. Vogelsang, G. Huber, Th. Triantafyllidis, U. Schindler**, Pfahlpenetration in nichtbindigem Boden: Großmaßstäbliche Modellversuche und Nachrechnungen, *Pfahlsymposium 2013, Braunschweig*, 2013.
- J. Vogelsang, G. Huber, Th. Triantafyllidis**, A large scale soil-structure interface testing device, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, No. 5, 2013, pp. 613-625, doi:10.1520/GTJ20120213. ISSN 0149-6115.
- B. Walz**, Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung, *Vortrag zum 2. Hans Lorenz Symposium am 12.10.06, Veröffentlichung des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin*, Heft 40, S. 13-26.

Autoren

Dipl.-Ing. Jakob Vogelsang

jakob.vogelsang@kit.edu

Dr.-Ing. Gerhard Huber (Akad. Oberrat)

gerhard.huber@kit.edu

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Theodoros Triantafyllidis

theodoros.triantafyllidis@kit.edu

Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik

Technische Universität Karlsruhe

www.ibf.uni-karlsruhe.de

Engler-Bunte-Ring 14, 76131 Karlsruhe

Tel.: 0721 -696096

*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 / Schadstoffbindung durch Verfestigung von Abfällen**
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**
- Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998
- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998

- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Pläßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000**
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Pläßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs, T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs, T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71 Stahlmann, J.
Fritsch, M.
Kirsch, F.; Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2003**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003

- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**
Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.
Rosenberg, M.
Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**
Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2004**
Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
- Nr. 79 Scholz, C. **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**
Dissertation, 2004
- Nr. 80 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2005**
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**
Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2006**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
- Nr. 83 Stahlmann, J.
Rosenberg, M. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006
- Nr. 84 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fritsch, M., Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2007**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85 Kluge, K. **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007

- Nr. 86 Fritsch, M. **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
- Nr. 87 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2008**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2009**
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89 Schmitt, J. **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild**
Dissertation, 2009
- Nr. 90 Stahlmann, J.
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2009**
Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91 Kimme, N. **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas – Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**
Dissertation, 2009
- Nr. 92 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2010**
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
- Nr. 93 Schallert, M. **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen**, Dissertation, 2010
- Nr. 94 Stahlmann, J.
Fischer, J.
Zahlmann, J. **Pfahlsymposium 2011**
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
- Nr. 95 Stahlmann, J.
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2011**
Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J.
Zahlmann, J.
Sychla, H. **Pfahlsymposium 2013**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
- Nr. 97 Stahlmann, J.
Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2013**
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013
- Nr. 98 Stahlmann, J.
Gattermann, J.
Bruns, B.; Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2014**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014

Petroscope

Petroscope (PS) ist ein automatisiert arbeitendes Analysegerät zur schnellen, genauen und berührungslosen Erfassung von geometrischen Eigenschaften von Gesteinskörnungen mit 4 bis 63 mm Durchmesser mittels Kamerascan (PS_3D_SIZE&SHAPE). Das Zusatzmodul PS_COMPOSITION erlaubt die Erfassung der Lithologie.



Petroscope misst und berechnet für jedes Einzelkorn: •Siebweite •Volumen •Kornoberfläche •Rundungsgrad •Hauptachsen •Plattigkeit •Stengeligkeit •Formklasse •Gesteinsart

Petroscope berechnet für die ganze Probe: •Korngrößenverteilung •Verteilung Rundungsgrad und Formklasse •Plattigkeitszahl •Kornformkennzahl •Gesteinsarten

Anwendungsbeispiele: •Qualitäts- und Prozesskontrolle: Petroscope als "Alternatives Testverfahren" im Sinne der EN 16236; die errechneten geometrischen und lithologischen Kenndaten erlauben eine Trenderkennung •Recycling: Klassifizierung von Tunnelausbruchsmaterial in Hinblick auf die Nachnutzung •F&E: Petroscope-Ergebnisse liegen unmittelbar nach Ende der Messung in digitaler Form zur direkten Weiterverarbeitung vor, z.B. zur Erzeugung von 3D-Daten für numerische Partikelmodelle (wie PFC^{3D}™).



Petromodel ehf/GmbH

- www.petromodel.is
- Reykjavik, Island: thorgeir.helgason@petromodel.is
- Graz, Österreich: holger.bach@petromodel.is

Petroscope ist weltweit patentrechtlich geschützt.

Petroscope Einheiten:

- PS_3D-SIZE&SHAPE
- PS_COMPOSITION

