

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr. 87



IGB·TUBS

Messen in der Geotechnik 2008

Fachseminar: 23./24. Oktober 2008

Zusammengestellt von:

Dr. J. Gattermann
B. Bruns

Braunschweig 2008

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

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum achten 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 2007 angekündigten Umbaumaßnahmen des traditionellen Tagungsortes für das Frühjahr 2008 nahmen wir zum Anlass, die Tagung in den Herbst 2008 zu verschieben. Leider haben sich die Bauarbeiten sehr verzögert, so dass wir auf den Campus Nord ausweichen mussten. Im Jahr 2010 werden wir wieder die Tagung an alter Stelle und zum traditionellen Termin Ende Februar durchführen.

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 Spezialtiebaus sowie der Untersuchung von Naturgefahren haben wir aus aktuellem Anlass einen Block von Vorträgen über die vielfältigen Fragestellungen aus dem Bereich des Bergbaus zur Erkundung für mögliche Endlagerstätten.

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 bedanke ich mich bei meinen Mitarbeitern, Herrn AOR Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Herrn Dipl.-Ing. Benedikt Bruns. Nicht zuletzt möchten wir auch der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig für die hervorragende Arbeit während der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums unseren Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung sind Sie herzlich eingeladen, neben der Tagung *Messen in der Geotechnik* auch an den anderen Veranstaltungen unseres Institutes, sei es das *Geotechnische Aspekte im Umweltschutz* oder dem *Pfahl-Symposium*, teilzunehmen.

Braunschweig, im Oktober 2008



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|-----|
| Innovative Messtechnik für Off-Shore-Bauwerke - Hydrostatische Setzungsmessungen beim Bau des JadeWeserPorts K. Lhotzky, G. Friedl, S. Lhotzky | 1 |
| Datenmanagement und Dataming als Anwendungsvoraussetzung für Verfahren des Spezialtiefbau H. Knitsch, R. Wieland, P. Pandrea | 17 |
| Monitoringsystem zur Überwachung der Bodenvereisung beim Bau des City Tunnels in Leipzig Chr. Kuhn, B. Bruns, Chr. Perl | 35 |
| Monitoring der Kraffteinleitung und der Korrosionsschutzhülle von Zuggliedern durch integrierte faseroptische Sensoren K. Dietz, W. Habel, D. Hofmann, R. Hüttl, R. Röben, M. Kuczejda, S. Yilmaz | 51 |
| Eingebetteter faseroptischer Verformungs-sensor: Statische und dynamische Messungen F.K. Brunner, H. Woschitz | 61 |
| Seismische Vorauserkundung im maschinellen Tunnelbau B. Bruns, A. Kassel, M. Gehrig, T. Edelmann, J. Gattermann, J. Stahlmann | 81 |
| Spannungsmessung in der Umgebung von Versatzbauen W. Fischle, F. Manthee, C. Rohr, R. Mauke | 101 |
| Spannungsmessung im Schachtausbau nach dem Flat-Jack-Verfahren F. Manthee, W. Fischle, M. Boege, F. Keßler | 113 |
| Labortechnische Ermittlung von Scherfestigkeitsparametern an Trennflächen mittels MTS-Schertestsystem des IfG Leipzig – Methodik und Beispiele T. Popp, D. Naumann | 127 |
| Einfluss der Bewetterungstemperatur auf das mechanische Verhalten des Schachtes 1 im Erkundungsbergwerk Gorleben S. Heusermann, R. Eickemeier | 145 |
| Die messtechnische Instrumentierung bei der Erweiterung des Füllortes 2. Sohle am Schacht Konrad 2 Th. Schröpfer, W. Fischle | 163 |
| Geotechnische Messungen an einer Pilotströmungsbarriere T. Meyer, L. Teichmann, M. Heydorn | 173 |
| Verformungsmessungen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern S. Szczyrba, W. Kudla | 191 |

| | |
|--|-----|
| Kontinuierliche vortriebsbegleitende Deformationsüberwachung der Inntalautobahn A12 und der Eisenbahnstrecke Innsbruck – Kufstein während der Auffahrung des Tunnel Jenbach M. Jakobs, F. Siebers, F. Vorthmann..... | 211 |
| Digitales Gleitmikrometer, Gleitdeformeter und Trivec D. Naterop | 229 |
| Kontinuierliche Verformungsmessung vor der Tunnelbrust mit dem RH-Extensometer (RHX) und dem Modularen RH-Extensometer (M-RHX) P. Steiner..... | 243 |
| Anforderungen an die Messtechnik bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen U. Hartwig, M. Dobrowolsky | 255 |
| Erfolgreicher Einsatz der GEMSOGS bei der Rammung des Monopiles von FINO³ U. Berndt, B. Bruns, J. Gattermann, J. Stahlmann | 273 |
| Messung, Ausbreitung und Minderung von Hydroschall beim Bau von OWEA K.-H. Elmer..... | 293 |
| Geotechnische Messungen zur Optimierung von großflächigen Plattengründung T. Vittinghoff, D. Placzek, H. Schneider | 315 |
| Kabellose Sensornetzwerke – ein neues Instrument für die Überwachung und Frühwarnung bei Naturgefahren P. Sollberger, Z. Stössel, J. Janek, M. Klaper, B. Kister, D. Naterop, H. Wörsching..... | 331 |
| NEMR-Meßverfahren zur Prognose bergbauinduzierter Erdbeben? H. Obermeyer..... | 363 |
| Mitteilungshefte des IGB-TUBS | 369 |

Innovative Messtechnik für Offshore-Bauwerke
Hydrostatische Setzungsmessungen beim Bau des JadeWeserPorts

Kurt Lhotzky, Georg Friedl, Stefan Lhotzky

1. **Aufgabenstellung**
2. **Messtechnische Lösung**
 - 2.1 **kombiniertes hydrostatisches Setzungsmesssystem**
 - 2.2 **Messanordnung**
 - 2.3 **Installation**
 - 2.4 **Qualitätsmanagement**
3. **Messablauf und erste Ergebnisse**
4. **Zusammenfassung und Ausblick**
5. **Literatur**

1. Aufgabenstellung

Vor der Küste von Wilhelmshaven entsteht in den nächsten Jahren Deutschlands einziger Tiefwasserhafen für künftige Großcontainerschiffe mit Längen bis zu 430 m und Tiefgängen bis zu 16,50 m. Der Containerhafen ist für diese Schiffe im Gegensatz zu den Häfen Hamburg, Bremen und Bremerhaven tideunabhängig zu erreichen.

In Abbildung 1-1 ist der geplante Bereich für den Containerterminal mit seiner 1,7 km langen Kaje dargestellt. Die Hafen- und Logistikfläche von 290 ha soll nördlich der vorhandenen Niedersachsenbrücke in der Jade vor Wilhelmshaven aufgespült werden. Der Süddamm der Fläche wird im Bereich der vorhandenen 1,2 Kilometer langen Niedersachsenbrücke errichtet.



Abb. 1-1: Planungsansicht des Tiefwasserhafens JadeWeserPort

Die bestehende Brücke dient in erster Linie zur Anlandung von Kohle zur Verstromung im nahe gelegenen Kohlekraftwerk. Zurzeit wird mit dem Bau eines weiteren Kraftwerks begonnen, dessen Kohlebedarf ebenfalls über die Brücke umgeschlagen werden soll. Während der Bauphase des Tiefwasserhafens werden auf und im Nahbereich der Niedersachsenbrücke gleichzeitig Bauarbeiten für verschiedene andere Projekte durchgeführt.

Das Jade-Revier vor Wilhelmshaven weist mit ca. 3,5 m den höchsten Tidenhub an der deutschen Nordseeküste auf. Mit jeder Tide strömen ca. 450 Millionen Kubikmeter Meerwasser in den bzw. aus dem Jadebusen. Die dadurch bedingten großen Strömungsgeschwindigkeiten von bis zu 1 m/s führen an den Dalben der Niedersachsenbrücke zu starken Verwirbelungen und damit zu ständigen Veränderungen am Meeresboden.

Für die Bauphase des Hafens wurde ein geotechnisches Messprogramm benötigt, das zum einen die Setzungen des Meeresbodens durch die Errichtung des Süddammes erfasst und gleichzeitig eine Beweissicherungsfunktion für die bestehende Brücke übernimmt.

2. Messtechnische Lösung

2.1 Kombiniertes hydrostatisches Setzungsmesssystem

Im Rahmen der Planung zum Bau des Tiefwassercontainerhafens in Wilhelmshaven hat das Ingenieurbüro Lhotzky + Partner ein kombiniertes hydrostatisches Messsystem zur Erfassung des Setzungsverhaltens unter dem Süddamm des neuen Hafengeländes vorgeschlagen und realisiert.

Das Setzungsmesssystem sieht die Online-Erfassung der zeitlichen Setzungsverläufe an 20 hydrostatischen Setzungspegeln vor und kombiniert diese mit einer ereignisorientierten linienförmigen Ermittlung des Setzungsverhaltens des Meeresbodens entlang der insgesamt ca. 3000 m langen Anschlussleitungen.

Zur Adaption der vorhandenen hydrostatischen Linienmesstechnik an die besonderen Standortbedingungen bei dieser Wasserbaustelle musste erhebliche Entwicklungsarbeit geleistet werden.

Unter anderem mussten die Anschlussleitungen zu den hydrostatischen Setzungspegeln besonderen Anforderungen gerecht werden. So wird im Bereich des Böschungsfußes ein Steinwall direkt auf die Linien verklappt (s. auch Abb. 2.3-2) und anschließend profiliert. Des Weiteren war das Auftreiben des installierten Messsystemschlauches zu verhindern und schließlich musste das elektrische Signal des Druckaufnehmers zum Datenlogger übertragen werden.

Dieses Anforderungsprofil wurde mit der Weiterentwicklung des Systemschlauch-Typs „Standard“ zum Typ „Offshore-Heavy Duty“ umgesetzt. Der Standard-Systemschlauch wurde im Kern mit einem zweiadrigen Kabel zur Übertragung der Messsignale ausgestattet. In einem weiteren Produktionsschritt erfolgten die Bewehrung dieses erweiterten Standard-Typs mit Stahldraht und anschließend die Ummantelung mit einer weiteren schützenden PE-Schicht. Der neue Systemschlauch-Typ ist extrem belastbar, überträgt das Signal des Druckaufnehmers und schwimmt nicht auf.



Abb. 2.1-1: Systemschlauch Hydrostatische Linienvermessung - Typ Offshore-Heavy-Duty

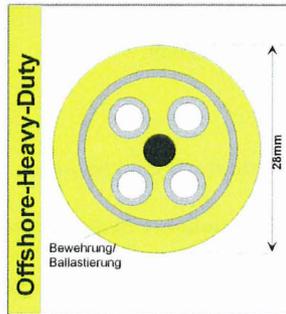
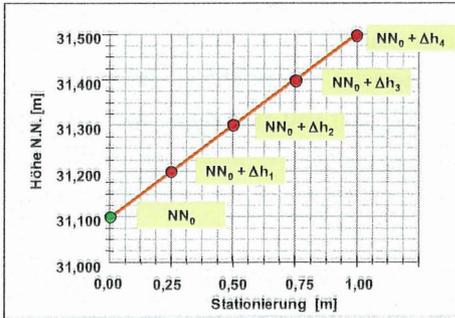


Abb. 2.1-2: Systemschlauch Offshore-Heavy-Duty - Schnitt

Der Höhenunterschied vom Anschlusspunkt auf der Brücke zur Messebene auf dem Meeresboden beträgt teilweise über 18 m, so dass entsprechend große hängende Wassersäulen auftreten. Um die linienförmigen Messungen jenseits der physikalischen Grenze von 10 m hängender Säule ausführen zu können, waren umfangreiche Anpassungen des Linienmessverfahrens (System Lhotzky) notwendig.

2.2 Messprinzip der hydrostatischen Linienvermessung

Die technische und elektronische Ausrüstung der Messeinrichtung ist in einem kompakten, transportablen Alukoffer untergebracht, der an das Ende der Messstrecke angeschlossen wird.



Messprinzip

Messen des hydrostatischen Drucks in einem inkrementell gefüllten Messschlauch

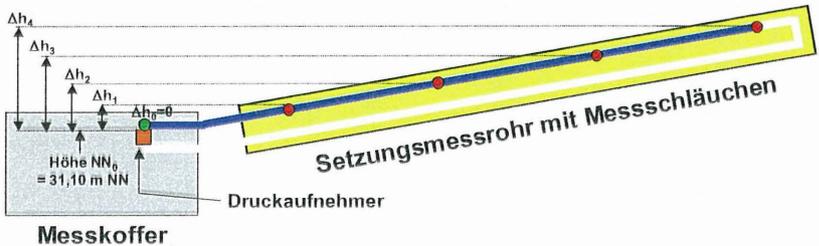


Abb. 2.2-1: Messprinzip der hydrostatischen Linienvermessung (System Lhotzky)

Nach dem Start der Messung wird das Wasser automatisch in vorwählbaren Teilstrecken (typischerweise 25 cm) in den Messschlauch gepumpt. Ist ein Inkrement gefüllt, wird mit einem Druckaufnehmer die hydrostatische Druckhöhe zwischen dem momentanen Messpunkt (Position des Meniskus am Ende der Wassersäule) und dem Bezugsniveau im Messkoffer erfasst. Die Druckhöhe sowie die jeweils aktuellen Werte an den Temperatur-Messsonden werden in einem Datenlogger digital gespeichert. Der gesamte Messvorgang wird vollautomatisch weitergeführt. Nach Abschluss der Messung wird der Messschlauch komplett entleert und ist bereit für den nächsten Messtermin. Das Messsystem wird abgekoppelt, die Daten auf einen PC übertragen und dort aufbereitet.

2.3 Messanordnung

Die in der Aufsicht dargestellte Messanordnung (Abb. 2.3-1) sieht eine linienförmige Überwachung des Verformungsverhaltens des Meeresbodens entlang beider Seiten der Brücke im Abstand von ca. 50 Metern vor. Zusätzlich wird an 6 Querprofilen von je ca. 100 m das Setzungsverhalten unter der Brücke erfasst (Abb. 2.3-2). Insgesamt sind ungefähr 3000 m Messlinien installiert worden. Die Endpunkte der 20 Messlinien sind als hydrostatische Setzungspegel ausgeführt, mit denen das zeitliche Setzungsverhalten online erfasst wird. Die Niveaubehälter und die zugehörige Datentechnik für die hydrostatischen Setzungspegel sowie die Messanfangspunkte der hydrostatischen Linienvermessung sind im Bereich eines Laufgangs direkt unter der Fahrbahn der Brücke angeordnet (Abb. 2.3-4).

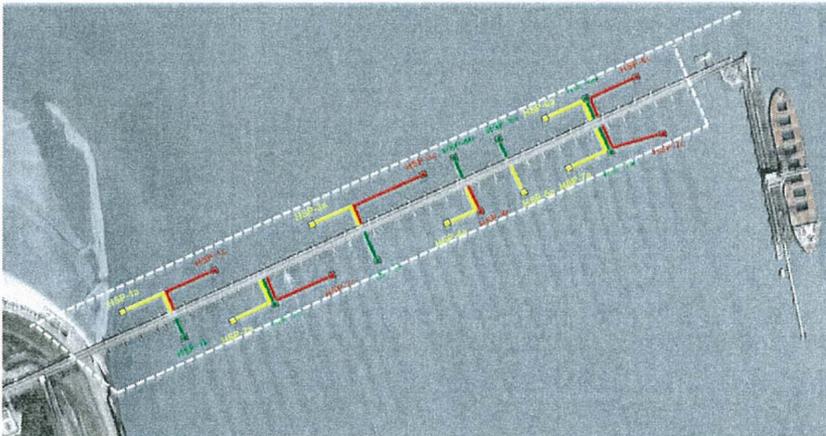


Abb. 2.3-1: Anordnung der Messlinien und hydrostatischen Setzungspegel auf dem Meeresboden

Die vorhandene Niedersachsenbrücke steht nach Abschluss der Baumaßnahme in der Mitte des neu errichteten Süddammes. Unter der Brücke wird Sand bis kurz unter die Jochbalken aufgespült und nördlich wird eine Böschung bis auf die geplante Höhe der Hafен- und Logistikfläche führen. Auf den ersten ca. 600 m ist parallel zur Brücke der Verlauf einer Autobahnanbindung vorgesehen (Abb. 1-1).

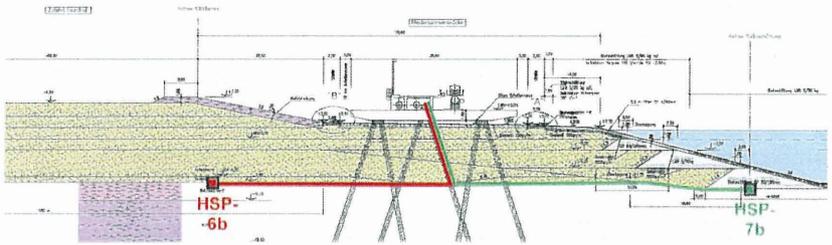


Abb. 2.3-2: Schnitt durch den geplanten Süddamm mit Anordnung des kombinierten hydrostatischen Setzungsmesssystems

Die hydrostatischen Setzungspegel sind als Betonplatten mit den Abmessungen 2 m x 2 m und einer Stärke von 12 cm ausgeführt. Im Zentrum der Betonplatte befindet sich der Drucksensor, der die Höhenlage der Setzungsplatte für die Online-Messung erfasst. Die Anschlussleitung verläuft entlang der Außenkanten der Platte (Abb. 2.3-3) und ermöglicht im Rahmen der hydrostatischen Linienvermessung ein Kippen der Platte festzustellen.

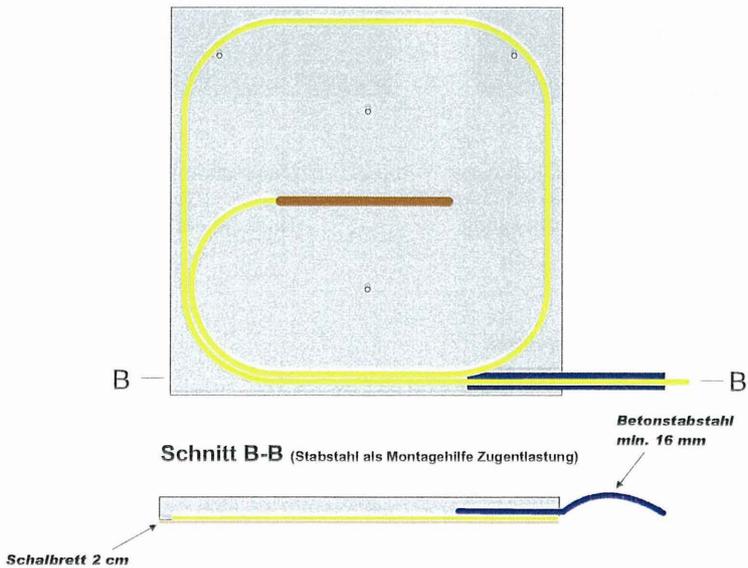


Abb. 2.3-3: Setzungsplatte mit integriertem hydrostatischen Setzungspegel

Die 20 Messsysteme sind in 7 Messfelder gruppiert. Die zugehörigen Systemschläuche enden dort in einem Messschrank (Abb. 2.3-4 u. -5), der sich auf einem Niveau von ca. 6,5 m ü. NN und damit noch ungefähr 5 m über dem Wasserstand des mittleren Tidehochwassers von +1,63 m NN befindet. Damit besteht nur bei einem extremen Sturmflutereignis eine mögliche Gefährdung für die Messelektronik.



Abb. 2.3-4: Laufgang unter der Brücke mit Messschrank und Messaufbau Linienvermessung



Abb. 2.3-5: Messschrank mit Datenlogger, GSM-Modem und Niveaugefäß

2.4 Installation des Messsystems

Die Lieferung der Messsysteme erfolgte komplett vormontiert inkl. Betonplatte, so dass die Installation ohne weitere Vorarbeiten erfolgen konnte. Um eine lagegerechte Verlegung zu gewährleisten, mussten die Eckpunkte zunächst mit Grundgewichten und Bojen markiert und dazwischen Laufleinen für den Taucher gespannt werden. Von einer Arbeitsplattform (24 m x 12 m) aus wurde dann jeweils eine Setzungsplatte mit einem Kran und Taucherunterstützung auf dem Meeresboden abgesetzt (Abb. 2.4-1). Anschließend konnte die Verlegung und Fixierung des Messsystemschlauches auf dem Meeresboden durch den Taucher erfolgen. Die Tauchergruppe

operierte dabei von einem kleinen Arbeitsponton aus, von dem auch der Systemschlauch zugeführt wurde (Abb. 2.4-2). Um den Anschlusschlauch vor Beschädigungen zu schützen, wurde schon vor Beginn der Installationsarbeiten in jedem Messfeld ein Stahlrohr an einen Dalben der Niedersachsenbrücke befestigt, in dem die Schläuche vom Meeresboden bis zum Jochbalken sicher geführt werden.



Abb. 2.4-1: Stelzenponton 12 * 24 m mit Schlepper und Kran

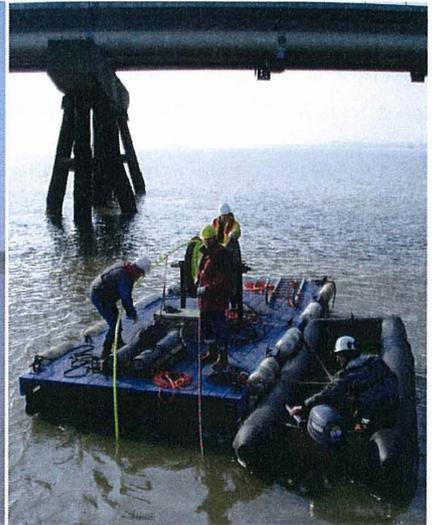


Abb. 2.4-2: Arbeitsponton zur Zuführung des Messsystemschlauchs an den Taucher

Unter der Niedersachsenbrücke befindet sich auf der kompletten Länge ein Laufgang (Abb. 2.3-4), über den die Jochbalken oberhalb der jeweiligen Messfelder zugänglich sind. Hier wurden die Messschränke (Abb. 2.3-5) installiert, in denen die Anschlusschläuche enden und alle technischen Komponenten installiert sind:

- Niveaugefäß
- Datenlogger
- GSM-Modem
- Luftfeuchte-gesteuerte Schrankheizung
- Blitzschutzelemente
- Anschlüsse für die periodisch durchzuführende Linienvermessung

2.5 Qualitätsmanagement

Die messtechnische Überwachung des Süddamms des JadeWeserPorts stellte besonders hohe Anforderungen an die Qualität und Zuverlässigkeit des Messsystems. Die Komponenten werden teilweise in Beton vergossen, auf dem Meeresboden verlegt und anschließend komplett überbaut. Das Rückholen eines Messsystems oder die Reparatur ist damit nur unter hohem Aufwand oder gar nicht möglich. Um dem daraus resultierenden hohen Qualitätsanspruch gerecht zu werden, wurde nach jedem Produktionsschritt eine umfangreiche Funktionsprüfung aller Systemkomponenten durchgeführt.

Diesen Anforderungen unterliegt natürlich auch die Durchführung der hydrostatischen Linienvermessung. Insbesondere soll trotz der großen Höhenunterschiede zwischen Messebene und Messkoffer eine hohe Messgenauigkeit erreicht werden. Hier ist eine ständige Überprüfung aller Komponenten des Messsystems notwendig. So werden in regelmäßigen Zeitabständen unter anderem folgende Prüf- und Wartungsarbeiten durchgeführt:

- Kalibrierung und Überprüfung der Drucksensoren in engem Druckstufenraster mit Hilfe eines Vergleichsnormals
- Ermittlung und Überprüfung der temperaturabhängigen Signalveränderung der gesamten Mess- und Steuertechnik der Messkoffer in einem prozessgesteuerten Klimaschrank
- Überprüfung und Wartung der Mikrodosierpumpen (HPLC-Pumpentechnik)
- Überprüfung und Wartung der Druckeinheiten
- Dichtigkeitstest von allen Verschraubungen, Reglern, Ventilen etc.
- Leistungsüberprüfung der internen akkugestützten Stromversorgungen
- Überprüfung des Entgasungsgrades des Wassers im 1000 l Vorratsbehälter der kontinuierlich betriebenen Wasserentgasungsanlage
- Geräteeinsatzpläne und Checklisten zu jedem Messeinsatz

3. Messablauf und erste Ergebnisse

Die Messdaten der 20 hydrostatischen Setzungspegel werden im Raster von fünf Minuten mit einem Datenlogger aufgezeichnet, der über das Mobilfunknetz ausgelesen und parametrisiert werden kann. Folgende Messgrößen werden erfasst:

- 5 x Druck (hydrostatische Setzungspegel bzw. Referenzpegel und Pegelmessung im Niveaugefäß)
- 5 x Temperatur, verteilt entlang der Messstrecke
- Luftdruck und Lufttemperatur
- Spannung (Überwachung der Stromversorgung)

Die gespeicherten Daten von den hydrostatischen Setzungspegeln werden zweimal wöchentlich fernausgelesen, ausgewertet und die Ergebnisse in einem Messbericht zusammengefasst. Der elektronisch versandte Bericht ermöglicht den Entscheidungsträgern des Auftraggebers anhand übersichtlicher grafischer Darstellungen schnell auf das aktuelle Setzungsgeschehens zu reagieren.

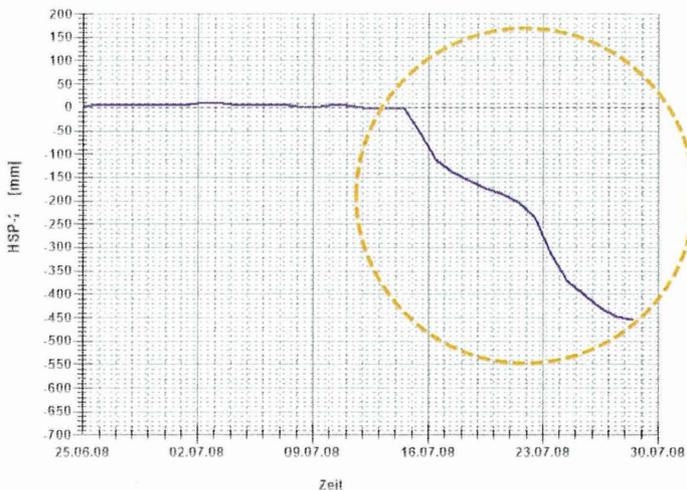


Abb. 3.1-1: Deutliche Reaktion der Setzungsplatte durch erste Steinschüttungen

In den Diagrammen (Abb. 3.1-1 und 3.1-2) ist beispielhaft der zeitliche Setzungsverlauf von zwei Setzungspegeln dargestellt. Im ersten Beispiel erkennt man die mehrfache Spontansetzung aufgrund des Schüttens und anschließenden Profilierens der Steindämme. Im zweiten Beispiel kommt es nach einer Sofortsetzung durch eine Sandaufspülung zu einem schnellen Abklingen der Vertikalverformung des Untergrundes.

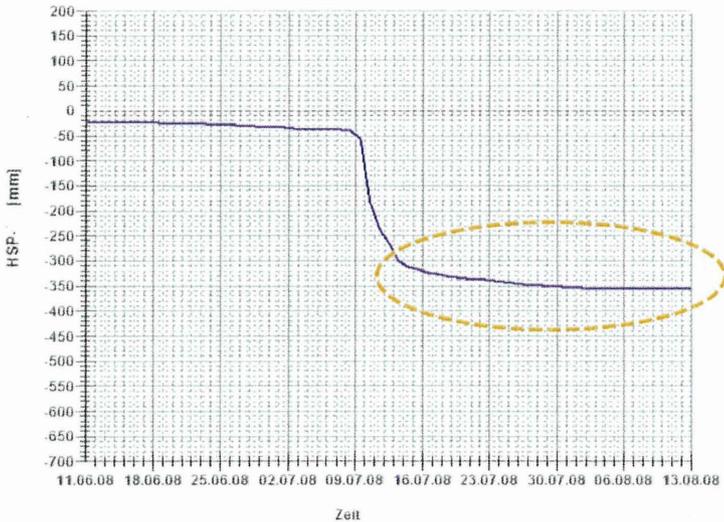


Abb. 3.1-2: Schnelles Abklingen der Setzung nach einer Sandverrieselung über der Setzungsplatte

Der Baufortschritt sowie die zeitliche Entwicklung der Setzungen an den Setzungsplatten sind ausschlaggebend für die Durchführung der Linienvermessung in den Messleitungen. Im Rahmen der Herstellung des Süddammes werden zurzeit im wöchentlichen Rhythmus ausgewählte Messlinien vermessen. In den Abb. 3.1-3 bis 3.1-5 sind typische erste Ergebnisse der Linienvermessung dargestellt. Die großen Höhenunterschiede zwischen Messanfangspunkt und der momentanen Höhenlage der Messlinie (Abb. 3.1-3) erfordern neben dem Einsatz einer besonderen Messtechnik auch einen deutlichen rechentechnischen Aufwand, um unter anderem die temperaturbedingten Dichteunterschiede der Messflüssigkeit bei der Auswertung zu berücksichtigen. Eine datenbankbasierte Verwaltung und Weiterverarbeitung aller

Mess-, Kalibrier- und Metadaten ist unumgänglich, um eine zügige Auswertung der Messergebnisse zu gewährleisten und diese zeitnah zu kompakten, aussagekräftigen Messberichten aufzubereiten.

Bei der Linienvermessung wird die aktuelle Höhenlage der Messlinien (Abb.3.1-3) im Raster von 25 cm und mit einer Höhenauflösung von 1 mm erfasst. Kurz bevor der Meniskus der Wassersäule im Messschlauch die Platte des hydrostatischen Setzungspegels erreicht wird automatisch das Raster auf 6 cm verkürzt. Die höhere örtliche Auflösung ermöglicht eine genauere Erfassung der Verkippung der Setzungsplatte (Abb. 3.1-5). Die Abbildung 3.1-3 zeigt die vermessene Höhenlage einer Messleitung und verdeutlicht nochmals anschaulich den großen Höhenunterschied zwischen Messanfangspunkt und Lage der Messlinie auf dem Meeresgrund. Gleichzeitig erkennt man die engräumigen Höhenvariationen des Meeresbodens und die Kolkstruktur im Nahbereich der Dalben.

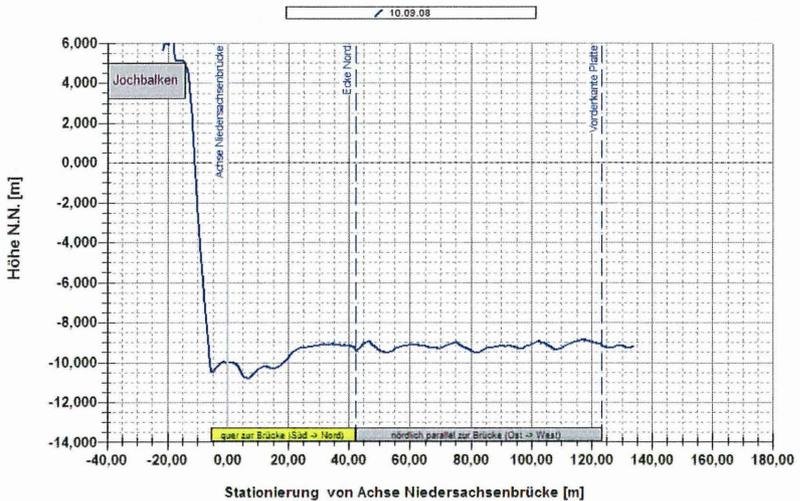


Abb. 3.1-3: Höhenlage einer Messlinie vom Jochbalken der Brücke bis zur Setzungsplatte auf dem Meeresboden

Aus der berechneten Differenz zur Nullmessung ergeben sich dann die auflastbedingten Setzungen entlang der Messlinie. Anhand des in Abbildung 3.1-4 dargestellten Setzungsverlaufs lässt sich der großräumige Setzungsverlauf auf dem parallel zur Brücke geführten Teil der Messlinie nach den ersten Überschüttungen mit Stei-

nen und Sand nachvollziehen. Gleichzeitig ist deutlich zuerkennen, dass auch die kleinräumigen Ungleichmäßigkeiten der Setzung gut erfasst werden.

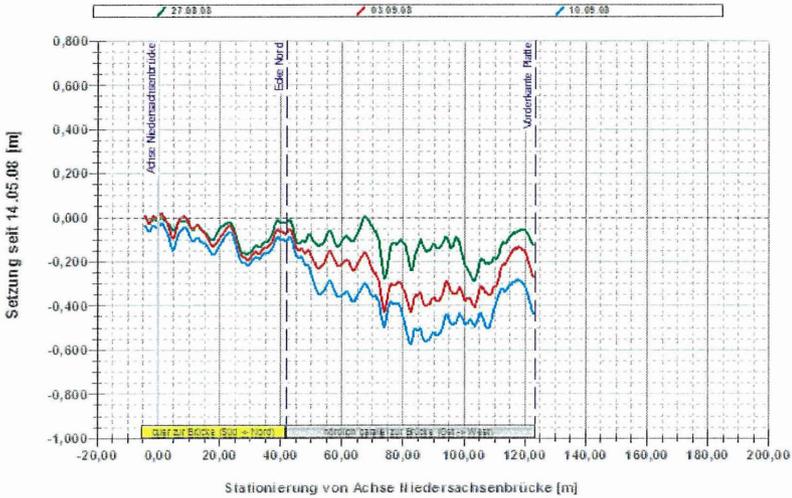


Abb. 3.1-4: Setzungsverlauf einer Messlinie seit der Nullmessung

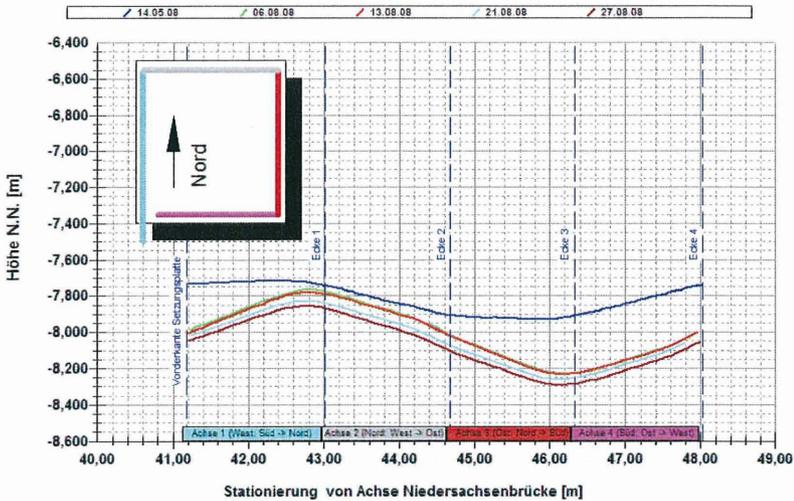


Abb. 3.1-5: Höhenlage und Schrägstellung einer Setzungsplatte

4. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Herstellung des Süddammes des JadeWeserPorts wurde ein neuartiges kombiniertes hydrostatisches Setzungsmesssystem installiert. Die hohen Qualitätsanforderungen sowie die extremen bautechnischen und physikalischen Randbedingungen führten zur Entwicklung einer Reihe von innovativen messtechnischen Lösungen, wie der

- Verwendung eines an den Offshore-Einsatz adaptierten Heavy-Duty-Linienmessschlauches
- intelligenten Doppelnutzung des Linienmessschlauches als Setzungsmesslinie und als Anschlussleitung für den hydrostatischen Setzungspegel
- Vermessung der momentanen Höhenlage der Linienmessschläuche mit hängenden Wassersäulen bis zu 18 m mit einem Raster von 25 cm und einer Messauflösung der Höhenlage von 0,001 m
- Erfassung der Schiefstellung der 4 m² großen Setzungsplatten durch Linienvermessung mit einem engen Raster von 6 cm

Die Messergebnisse zeigen, dass mit diesem innovativen Messverfahren trotz rauem Baubetrieb, großen Höhenunterschieden, hohen Tidenhuben, starken Strömungen sowie auch bei jeder Witterung, alle Verformungen des Meeresbodens aufgrund von Überschüttung mit Sand und Steinen hochgenau erfasst werden können. Anhand der Ergebnisse wird deutlich, dass mit dem engen Messraster von 25 cm auch das kleinräumige, ungleichmäßige Setzungsverhalten des Meeresbodens sehr gut abgebildet wird. Gerade im Offshore-Bereich ist mit kleinräumigen Setzungsunterschieden durch Rinnen und Kolke zu rechnen, die sich strömungsbedingt im Bereich um Wasserbauwerke wie z. B. Dalben bilden und teilweise wieder mit Schlick verfüllt werden.

Mit dem Heavy-Duty-Linienmessschlauch ist trotz seines soliden Aufbaus für die Offshore-Messtechnik ein hocheffizienter Messschlauch entwickelt worden, der durch sein Gewicht von 1,25 kg/m zum einen im Meerwasser nicht auftriebt und zum anderen im Schlick nicht versinkt.

Die dargestellten Komponenten des innovativen hydrostatischen Messverfahrens und auch dessen Kombination eröffnen interessante und sehr wirtschaftliche messtechnische Lösungen für die Realisierungen von zukünftigen Offshore-Bauwerken.

5. Literatur

Lhotzky, K. (1978) A measuring device in order to check the location of pipes layed in soils, 10 th Congress ICID 1978, Athen, Question 34.1, R.21

Lhotzky, K. (1994): Vorrichtung zur Prüfung der Höhenlage eines unzugänglichen Rohres (DE 4408601 C2)

Lhotzky, K. (1994): Hydrostatische Höhenvermessung, Fachtagung „Verformungsmessungen an der Deponiebasis“, Braunschweig 1994

Lhotzky, K. , Friedl, G. (2003): Hydrostatische Messverfahren eröffnen innovative Möglichkeiten in der Geotechnik, In: Fachtagung „Kunststoffe in der Geotechnik“ München 2003

Lhotzky, K. , Friedl, G. (2003): Innovative hydrostatische Setzungsmessverfahren für Bauvorhaben mit extremen geologischen Randbedingungen, In: 14.Tagung für Ingenieurgeologie, Kiel 2003

Lhotzky, K. , Friedl, G. (2004): Innovative Setzungsüberwachung unter extremen Randbedingungen mit dem hydrostatischen Linienmesssystem (System Lhotzky) bei der EADS-Flächenerweiterung in Hamburg Finkenwerder, In: Symposium Messen in der Geotechnik, Braunschweig 2004

Lhotzky, K. , Friedl, G. Lhotzky, S.(2008): Hydrostatische Offshore-Setzungsmessungen beim Bau des JadeWeserPorts, In: Interdisziplinäre Messaufgaben im Bauwesen, Weimar 2008

Kontaktadresse:

Lhotzky + Partner
Ingenieurgesellschaft mbH
Pillmannstr. 29a
38112 Braunschweig

Tel. 0531 / 237794-0
Fax 0531 / 237794-81
E-Mail office@lhotzky-partner.de
Internet www.lhotzky-partner.de

Datenmanagement und Dataming als Anwendungsvoraussetzung für Verfahren des Spezialtiefbau

Dipl.-Ing. Henry Knitsch

Dipl.-Ing. Paul Pandrea

Dr.-Ing. Rolf Wieland

GeTec Ingenieurgesellschaft mbH

1 Messtechnische Daten im Spezialtiefbau

An die Verfahren des Spezialtiefbau und Tunnelbau werden heute höchste Anforderungen im Hinblick auf Erfolg, Qualität und Wirtschaftlichkeit gestellt. Eine Voraussetzung für die Erfüllung dieser Anforderungen ist die lückenlose messtechnische Überwachung aller direkten und indirekten für eine Maßnahme relevanten Parameter und deren zeitnahe Auswertung zu Entscheidungsgrundlagen für die am Projekt beteiligten. Die Notwendigkeit für die Ausführung von Messungen ergibt dabei aus unterschiedlichen Aspekten einer Maßnahme.

Zuallererst steht natürlich die Sicherheit bzw. die Vermeidung von Schäden. Wird z.B. für die Errichtung einer Baugrube ein angrenzendes Gebäude unterfangen oder bei einem maschinellen Tunnelvortrieb die Fundamente eines Bauwerks mit geringer Überdeckung unterfahren, dann muss sichergestellt werden, dass keine die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigenden Verformungen auftreten. Dieses kann nur mit einer entsprechenden messtechnische Überwachung überprüft werden. Die Daten müssen zeitnah vorliegen, damit bei sich andeutenden Verformungen rechtzeitig Gegenmaßnahmen ergriffen werden können. Nach DIN 1054 ist dies wesentlicher Teil der Beobachtungsmethode, die immer dann zwingend anzuwenden ist, wenn die Vorhersage des Systemverhaltens allein auf Grund von vorab

durchgeführten Untersuchungen und Berechnungen nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist.

Im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit einer Maßnahme kommt der Optimierung der eingesetzten Verfahren mittlerweile eine ebenso große Bedeutung zu. Voraussetzung für diese Optimierung ist eine Kontrolle aller Verfahrensschritte zu jeder Zeit. Unter der Prämisse der Optimierung ergeben sich neue und wesentlich höhere Anforderungen an die messtechnische Überwachung. Es müssen nun nicht nur die sicherheitstechnisch relevanten Daten (z.B. Verformungen, Erddrücke, Porenwasserdrücke, Wasserstände, etc.), sondern darüber hinaus auch alle für die Effektivität und damit die Wirtschaftlichkeit des eingesetzten Verfahrens relevanten Verfahrensparameter erfasst werden. Dies führt dazu, dass Daten aus mehreren sehr unterschiedlichen Systemen gemeinsam erfasst und ausgewertet werden müssen, wie die Darstellung unten exemplarisch für einen Tunnelvortrieb zeigt.

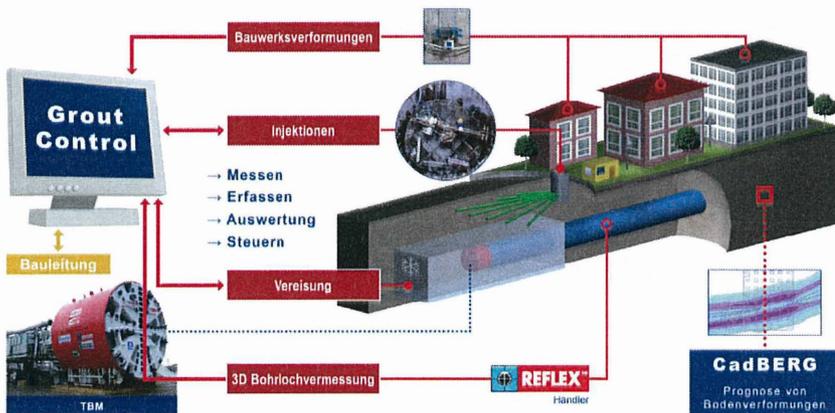
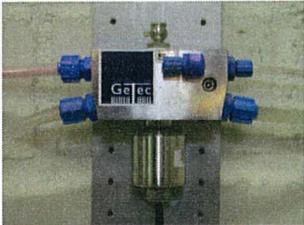


Abbildung 1: Messdaten rund um einen Tunnelvortrieb

2 Datenarten und Datenstrukturen

Die Daten für die oben beschriebene Aufgabenstellung können dabei aus sehr unterschiedlichen Quellen gewonnen werden:

| | |
|---|--|
| <p>Geodätische Messungen</p>  | <ul style="list-style-type: none">• Totalstationen• Nivelliere• GPS-Systeme• Elektronische Distanzmessung• Konvergenzmesssysteme |
| <p>Geotechnische Messungen</p>  | <ul style="list-style-type: none">• Porenwasserdruckgeber• Erddruckgeber• Wasserstandsmessungen in Grundwasser-messstellen• Inklinometer• Extensometer• Deformationsmessungen• Bohrinklinometer |
| <p>Multisensor-Messsysteme</p>  | <ul style="list-style-type: none">• Schlauchwaagemesssysteme• Rissmesser• Neigungsgeber• Temperaturfühler• Schwingungs- und Beschleunigungsaufnehmer für dynamische Überwachungen |
| <p>Aufzeichnungssysteme an Produktionsgeräten</p>  | <ul style="list-style-type: none">• Datenrecorder für Verfahrensparameter (Tiefe, Druck, Menge, Vorschub, Bohrandruck, Ziehgeschwindigkeit, Stützdruck, etc.)• Betriebszustände der Baumaschinen (z.B. RigController®)• Bohrlochvermessungssysteme (3D-Bohrlochsonden, etc.)• Durchmessermesssysteme• Hydrophone |

| | |
|--|--|
| <p>Angenommene Größen</p>  | <ul style="list-style-type: none">• Angenommene Größen auf Grund von Erfahrungswerten, Versuchen, Stichproben und indirekten Messungen (z.B. der Durchmesser einer Düsenstrahlsäule, die mit einem bestimmten Parametersatz hergestellt worden ist). |
|--|--|

Tabelle 1: Unterschiedliche Datenquellen

Bedingt durch die unterschiedlichen Quellen haben diese Daten sehr unterschiedliche Strukturen. So liegen geodätische Messdaten zumeist als absolute 3D-Koordinaten von Punkten vor, geotechnische Messdaten zeigen als Messgrößen z.B. Drücke, Wasserstände, relative Abstandsänderungen, relative Setzungen, etc. an. Multisensor-Messsysteme liefern sehr große Datenmengen einer oder einiger bestimmter Datenarten von vielen Sensoren in Echtzeit. Die Aufzeichnung von Herstellparametern ergibt jeweils Sätze von zeitlich einander zugeordneten, jedoch unterschiedlichen Messgrößen, mit denen eine bestimmte Wirkung im Baugrund erzielt werden soll. In bestimmten Fällen lässt sich diese Wirkung jedoch nicht oder zumindest nicht lückenlos messen, so dass dann ggf. Annahmen über diese Wirkung zu treffen sind. Damit sind wir bei der letzten der in Tabelle 1 genannten Kategorie, für die der Durchmesser von Düsenstrahlsäulen ein sehr gutes Beispiel ist.

Vor Beginn einer Maßnahme legt die ausführende Firma meist bereits in der Kalkulationsphase auf Grund von Erfahrungswerten Parameter fest, mit denen ein bestimmter Durchmesser erreicht werden soll. Bei Ausführungsbeginn werden dann in der Regel eine oder mehrere Probesäulen hergestellt, um diese Parameter zu überprüfen und ggf. anzupassen. In der laufenden Produktion werden dann diese Parameter am Bohrgerät überwacht und wegen des hohen Messaufwandes nur vereinzelt stichprobenartig (Pegelbohrungen, Tastbohrungen, Kernbohrungen, Durchmessermeßgerät) der erreichte Durchmesser überprüft und man nimmt dann an, dass dieser Durchmesser auch tatsächlich bei allen Säulen erreicht worden ist wie z.B. in der folgenden Visualisierung der tatsächlich hergestellten Säulen einer Düsenstrahlsohle (Bohransatzpunkte aus geodätischen Messungen, Lage der Säulen aus Inklinometer-Messungen, Durchmesser der Säulen abgeleitet aus den im Versuch und bei

Stichproben verifizierten Soll-Parametern bzw. der hydraulischen Leistung sowie den aufgezeichneten Arbeitsparametern).

Dabei variiert der Durchmesser, der nicht nur durch die Herstellparameter, sondern auch durch Variationen in der Beschaffenheit des Baugrundes (auch innerhalb einer einheitlich angesprochenen Bodenschicht) beeinflusst wird, von der getroffenen Annahme mehr oder weniger stark ab. In vielen Fällen ist dies unkritisch, einige Schadensfälle der letzten Jahre zeigen jedoch, dass hier tatsächlich eine Lücke in der Erfassung der tatsächlichen Situation vorliegt. Nichtsdestotrotz ist diese Art der Datenanalyse notwendig und für die Eigenüberwachung der Produktion sinnvoll und erlaubt die notwendige Unterscheidung, ob Fehlstellen auf Abweichungen von den festgelegten Soll-Parametern zurückzuführen sind oder auf Singularitäten im Baugrund.



Abbildung 2: Visualisierung einer Düsenstrahlsole

3 Strukturierung und Indizierung als Voraussetzung für das Datamining

Voraussetzung für eine Analyse innerhalb der oben beschriebenen heterogenen Daten ist zunächst die Ablage der Daten in einer sinnvollen und dem Datenfluss des Projektes entsprechenden Struktur. Praktisch wird dazu in einem leistungsfähigen

Datenbanksystem (SQL-Datenbank) eine Projektdatenbank angelegt, in die alle Daten einfließen. Die Struktur der Daten wird dann durch Aufbau einer geeigneten mehrfachen Indizierung realisiert, die auch zwingende Voraussetzung für die Suche und Auswahl von Daten nach bestimmten Kriterien ist (Datamining).

Der erste wichtige Index ist die Zeit. Jede erfasste Messgröße wird dazu bei der Aufzeichnung mit einem Zeitstempel versehen. Je nach Aufbau des Messsystems kann zwischen Aufzeichnung und Speicherung in der Projektdatenbank einige Zeit vergehen und es ist daher insbesondere bei zeitkritischen Anwendungen sehr wichtig, tatsächlich den Zeitstempel des Zeitpunktes der Aufzeichnung und nicht denjenigen des Zeitpunktes der Speicherung zu verwenden, um keine Verfälschung in der Datenanalyse zu verursachen.

Der zweite wichtige Index ist der Ort der Erfassung der Messgröße. In der Regel beeinflusst eine lokale Einwirkung die Messgrößen, die in der unmittelbaren Umgebung erfasst werden. Um diesen Wirkzusammenhang in der Datenanalyse identifizieren zu können, wird für jede Erfassungsstelle für Messgrößen auch die 3D-Koordinate als Index für die Identifikation abgespeichert. Damit kann dann z.B. auf einem hinterlegten Grundriss oder Plan mittels grafischer Auswahl ein zu analysierender Bereich zusammen mit den darin enthaltenen Messstellen ausgewählt werden.

Über Zeit und Ort hinaus sind auch noch weitere Indizierungen möglich und sinnvoll, z.B. vertraglich relevante Aufteilungen in Lose oder Teilprojekte, wenn die Messdaten neben der technische Abwicklung auch der Abrechnung des Projektes dienen, etc.

4 Teilsammenbildung als Voraussetzung für die Datenanalyse

Je nach eingesetztem Messsystem oder überwachtem Bauverfahren liegt ein sehr dichtes Raster für die Erfassung von Werten vor (z.B. Injektionsstellen innerhalb eines Injektionsfächers), bei dem der Einzelwert für die Datenanalyse nicht unbedingt entscheidend ist. Hier kann es sinnvoll sein, Daten einzelner Messstellen bereichsweise zu (arithmetischen oder gewichteten) Mittelwerten oder Summenwerten zusammenzufassen.

Bei heterogenen Daten kann außerdem in einem diskreten Bereich des Baufeldes die Erfassungsdichte zweier Messgrößen sehr unterschiedlich sein. Für die Auswer-

tung muss daher als Zwischenschritt vor der Analyse der Daten eine identische Bezugsgröße bzw. Bezugsfläche geschaffen werden. Dazu bietet sich z.B. die Aufteilung des Baufeldes in Quadranten an.

Innerhalb eines Quadranten können dann die einzelnen Messgrößen einer Datenart (z.B. die Injektionsmenge aller Injektionsstufen innerhalb des Quadranten) zusammengefasst und durch statistische Bearbeitung „homogenisiert“ werden. Im Ergebnis hat man für jeden Quadranten und für jede Datenart eine Größe, die dann für die eigentliche Datenanalyse verwendet werden kann.

In der folgenden Abbildung, die der Anwendung GroutControl® für Hebungsinjektionen entstammt, kann man die Aufteilung eines Baufeldes in Quadranten erkennen. In jedem Quadranten liegen mehrere Ventilstufen eines Injektionsfächers. Die Schlauchwaagenmesspunkte dagegen haben eine wesentlich geringere Dichte und nicht jeder Quadrant enthält einen Messpunkt.

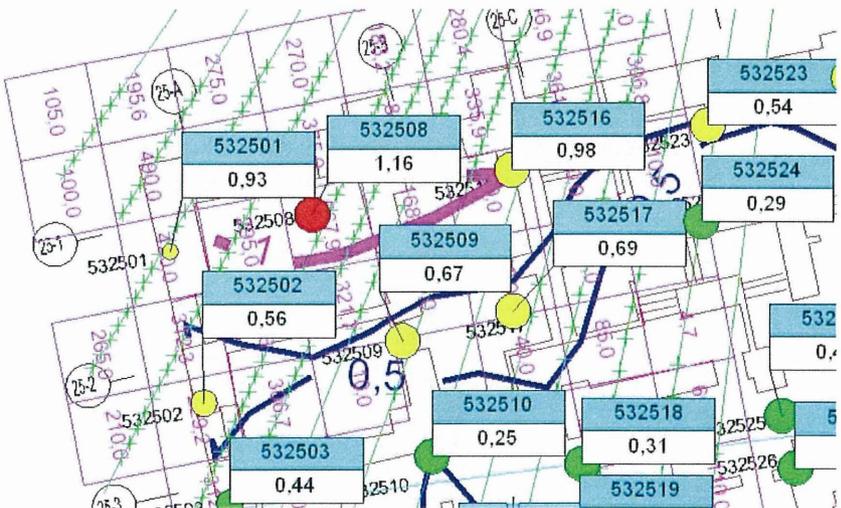


Abbildung 3: Aufteilung des Baufeldes in Quadranten

Setzungswerte von Quadranten, die nicht mit einem Schlauchwaagensensor besetzt sind, müssen aus den Messwerten benachbarter Quadranten interpoliert werden. Dies kann dadurch geschehen, dass aus den vorhandenen Schlauchwaagenmesspunkten als Stützstellen ein stetiger Verlauf der Verformungen (digitales Gelände-

modell) aufgebaut wird, aus dem für jeden beliebigen Punkt bzw. jeden Quadranten des Baufeldes ein Verformungswert interpoliert werden kann.

Im Grunde entsprechen die oben beschriebenen Operationen der numerischen Bestimmung eines abschnittsweise definierten Funktionsverlaufs bestimmter Messgrößen über das betrachtete Baufeld. Die Datenanalyse wird dann nicht mehr mit den Rohdaten, sondern mit den bearbeiteten Daten durchgeführt.

Analog zu dieser räumlichen Homogenisierung und Verstetigung müssen die Daten auch über den Index Zeit nachbearbeitet werden. Dazu können z.B. die Messwerte bestimmter Zeiträume zusammengefasst werden. Bei Hebungsinjektionen bieten sich dazu z.B. die Einteilung in Phasen (z.B. Kontaktinjektion, Vorhebung, Setzungs-kompensation, Nachjustierung) an, bei Tunnelvortrieb kann man einzelne Abschläge oder Schichten als natürliche Betrachtungszeiträume verwenden. Auch dabei ist das Ergebnis ein numerisch berechneter verstetigter Funktionsverlauf.

Am Ende all dieser numerischen Operationen stehen als Daten für die eigentliche Dateninterpretation dann für jeden Quadranten und für jede Messgröße abschnittsweise homogenisierte und verstetigte Verläufe von Messgrößen zur Verfügung.

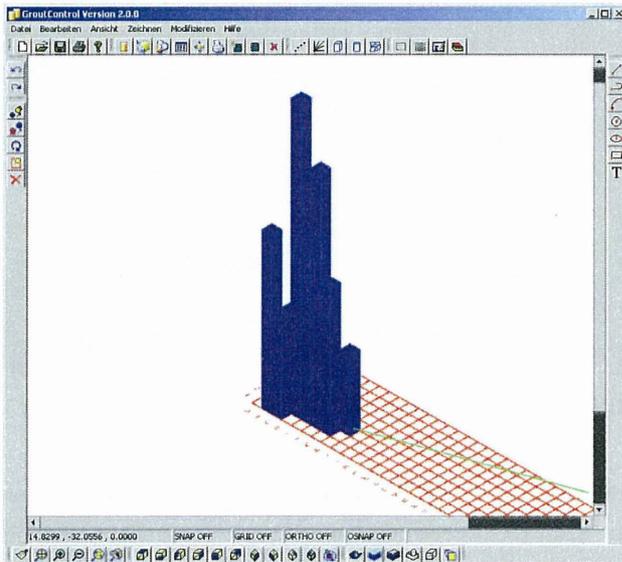


Abbildung 4: Innerhalb von Quadranten verstetigte Messgrößen

5 Korrelationen als Werkzeug der Dateninterpretation

Auf Basis der in den einzelnen Quadranten berechneten homogenisierten Verläufe der einzelnen Messgrößen lassen sich dann die eigentlich gesuchten Informationen durch Korrelation zwischen den Messgrößen suchen. Welche Korrelationen dabei benötigt werden, hängt vom Einzelfall ab und es sollen hier nur Beispiele genannt werden.

Bei der Hebungsinjektion wird z.B. oft der Quotient aus Hebungsbetrag (gemessen z.B. mit einem Schlauchwaagenmesssystem oder einem Nivellement) und Injektionsmenge (gerne als „Effektivität der Injektion“ bezeichnet) betrachtet. Dazu werden die (interpolierten) Hebungen zu den aufgezeichneten Injektionsvolumina über der Bezugsfläche (Quadrant) korreliert. Daraus lassen sich dann nach einer „Lernphase“ zu Beginn des Projektes (Kontaktinjektion und Vorhebung) Prognose- bzw. Soll-Werte für die Injektionsmenge ableiten, die benötigt wird, um in den noch folgenden Injektionsphasen ein bestimmtes Hebungziel zu erreichen. Ähnliche Korrelationen lassen sich auch zwischen Hebung und Injektionsdruck, Injektionsdruck und Injektionsmenge sowie anderen Paarungen von Messgrößen bilden.

Beim maschinellen Tunnelvortrieb kann z.B. eine Korrelation zwischen dem aufgebauten Stützdruck und den eingetretenen Setzungen aufgebaut werden oder auch zwischen der Vortriebsgeschwindigkeit und den eingetretenen Setzungen. Ziel dieser Analyse ist es, die relevanten Parameter des Vortriebs auf Basis der Erfahrungen beim bereits zurückgelegten Vortrieb so einzustellen, das für den weiteren Vortrieb ein Optimum zwischen Vortriebsgeschwindigkeit (Leistung) und dem erforderlichen Sicherungsaufwand (z.B. Hebungsinjektion) eingestellt werden kann, um unter den vorherrschenden vertraglichen, technischen und bodenmechanischen Randbedingungen das beste wirtschaftliche Ergebnis zu erreichen.

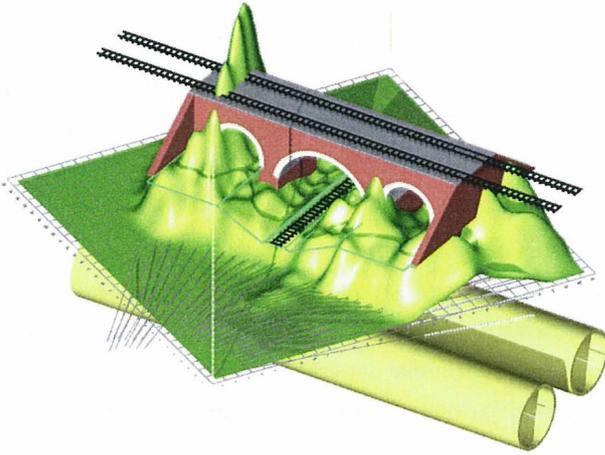


Abbildung 5: Injektionsvolumen für Brückenhebung

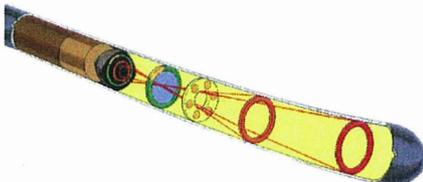
6 Beispiele für die Umsetzung

Als Beispiel für die praktische Umsetzung wird im Folgenden das Programmpaket GroutControl® vorgestellt. GroutControl® ist eine Entwicklung der GeTec Ingenieurgesellschaft mbH und wurde für die Überwachung und Steuerung von Hebungsinjektionen entworfen.

Das Programm GroutControl® ist in seiner Funktionalität sowohl ein User-Interface für SQL-Datenbanken als auch eine graphische CAD-Oberfläche und verarbeitet als Daten Messwerte aus folgenden Messsystemen:

Bohrlochvermessung zur Bestimmung der exakten Lage der Ventilrohre und Injektionsstufen

- REFLEX MAXIBOR II
- Horizontalinklinometer



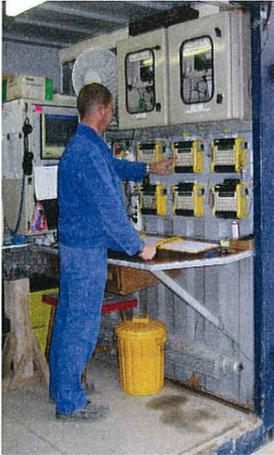
| | |
|--|--|
| Deformationsmonitoring | <ul style="list-style-type: none">• Schlauchwaagenmesssysteme• Präzisionsnivellement• Rissmesser• Neigungsgeber |
|  | |
| Injektionsparameter aus der Steuersoftware des Injektionscontainers | <ul style="list-style-type: none">• Verpressmengen• Verpressdrücke (Aufreißdruck, Mittlerer Druck, Enddruck) |
|  | |

Tabelle 2: Messdaten in GroutControl®

Ziel von GroutControl® ist zunächst die datentechnische Abbildung des Regelkreises einer Hebungsinjektion:

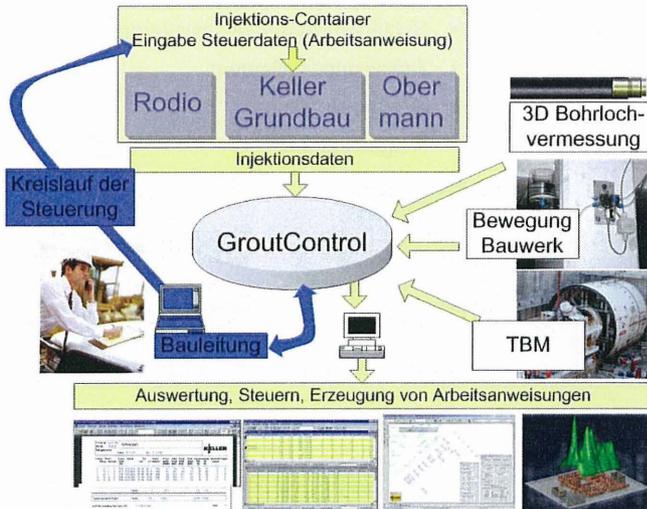


Abbildung 6: Regelkreis einer Hebungsinjektion

Die Daten werden in einer SQL-Datenbank gespeichert, wobei hier zwischen mehreren freien und kostenpflichtigen am Markt verfügbaren Systemen je nach Projektgröße und Geschwindigkeitsanforderungen gewählt werden kann. GroutControl® selbst enthält „lediglich“ eine standardisierte Schnittstelle und ist damit in der Lage, mit der jeweils verwendeten Datenbank zu kommunizieren. Auf Grund dieses Aufbaus ist auch eine freie Skalierbarkeit gegeben, die für kleine Projekte meist zu einer Standard-Lösung und bei Großprojekten mit mehreren Baufeldern zu einer Client-Server-Architektur führt.

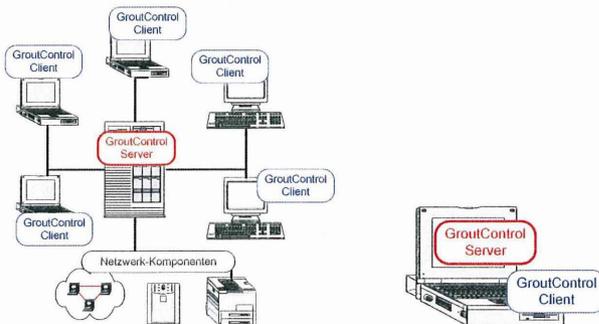


Abbildung 7: Unterschiedliche Systemarchitekturen

Die Kommunikation mit der Datenbank erfolgt in Form von Abfragen, für die eine verfahrensspezifisch angepasste Abfragemaske im Programm angeboten wird.

AbfrageInjektion

Projekt: CTL SA 6

Datum
Dauer Anmischzeit: 00:00:00
von: 03.10.2005 bis: 14.01.2007

auch Bohrungen ohne Verpressaktion visualisieren

Phasennummer
von: bis:

verschiedene Druckarten
 Aufpressdruck
 Druck Mittelwert
 Druck Endwert
von: bis:

Verpressmenge
von: bis:

Verpressaufgabe
von: bis:

Lanze
Kennung von: bis:
Station von: bis:
Bohrung von: bis:

Pumpe
Pumpen Nr. von: bis:
Pumpzeit von: 00:00:00 bis: 23:59:59

Lage der Auswertung
Wähle gespeicherten Bereich:

Stufen Nr.
von: bis:

Ok
Abbrechen

Abbildung 8: Abfragemaske GroutControl®

Ergebnis einer solchen Abfrage ist auf Grund der CAD-Funktionalität von Grout-Control® neben tabellarischen Ergebniszusammenstellung auch eine Visualisierung der Abfrageergebnisse.

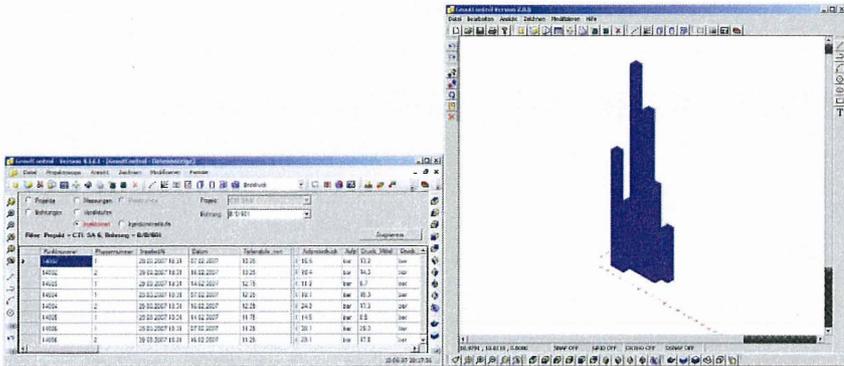


Abbildung 9: Tabellarische und graphische Ausgabe der Abfrageergebnisse

In dieser graphischen Darstellung stehen einem eine Vielzahl von CAD-Funktionen zur Verfügung, z.B. eine Layersteuerung, mit der die einzelnen Elemente der Graphik ein- und ausgeschaltet sowie nachbearbeitet werden können.

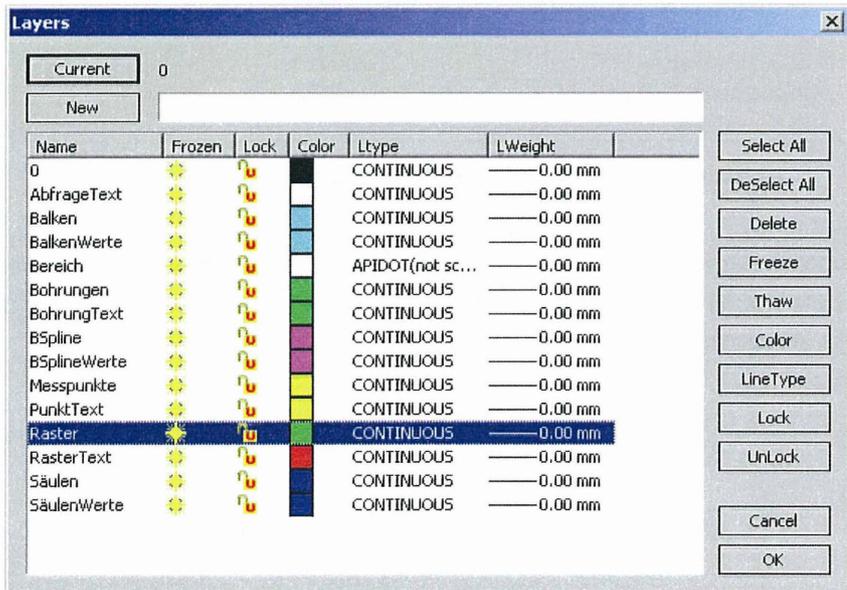


Abbildung 10: Layersteuerung

Wegen der Kompatibilität mit gängigen CAD-Programmen lassen sich aus diesen Daten dann auch aufwändig gerenderte Darstellungen der Ergebnisse für Kundenpräsentationen generieren.

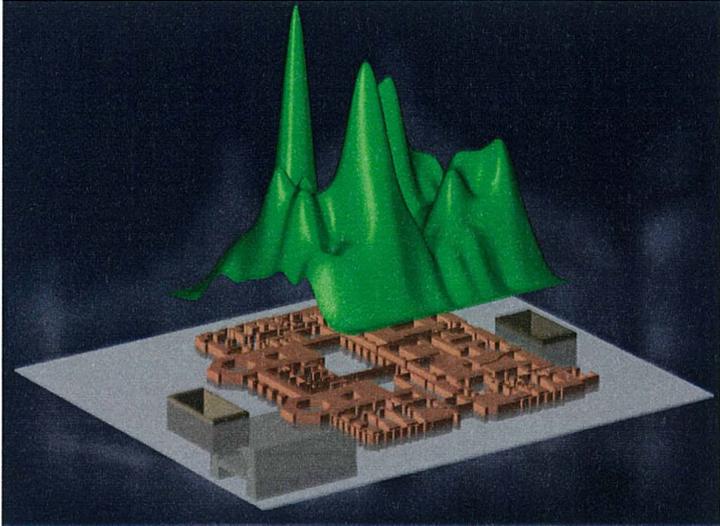
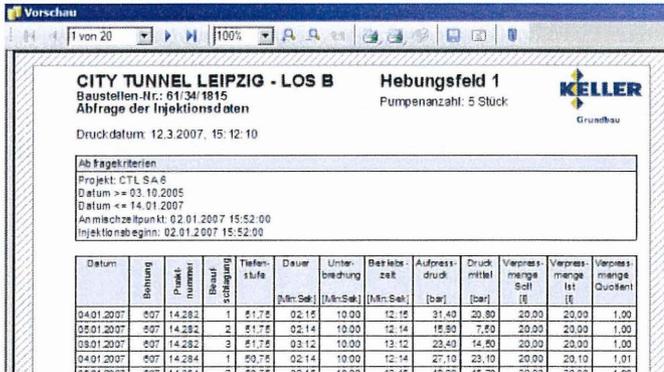


Abbildung 11: Gerenderte Darstellung von Abfrageergebnissen

Die tabellarischen Ausgaben können unformatiert oder mit Hilfe eines Berichtsgenerators in das gewünschte Layout ausgegeben werden.



Vorschau

1 von 20 | 100%

CITY TUNNEL LEIPZIG - LOS B **Hebungsfeld 1**
Baustellen-Nr.: 61341815 Pumpenanzahl: 5 Stück
Abfrage der Injektionsdaten
Druckdatum: 12.3.2007, 15:12:10

KELLER
Grundbau

Abfragekriterien

Projekt: CTL SA 6
Datum >= 03.10.2005
Datum <= 14.01.2007
Anmischzeitpunkt: 02.01.2007 15:52:00
Injektionsbeginn: 02.01.2007 15:52:00

| Datum | Bohrung | Punkt-nummer | Bohrschlagung | Tiefenstufe | Dauer | Unterbrechung | Belebenszeit | Aufdruck | Druckmittel | Verpresmenge | Verpresmenge | Verpresmenge |
|------------|---------|--------------|---------------|-------------|-----------|---------------|--------------|----------|-------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | | | [Min:Sek] | [Min:Sek] | [Min:Sek] | [bar] | [bar] | [t] | [t] | Quotient |
| 04.01.2007 | 507 | 14.282 | 1 | 51,75 | 02:15 | 10:00 | 12:15 | 31,40 | 20,80 | 20,00 | 20,00 | 1,00 |
| 05.01.2007 | 507 | 14.282 | 2 | 51,75 | 02:14 | 10:00 | 12:14 | 15,90 | 7,50 | 20,00 | 20,00 | 1,00 |
| 08.01.2007 | 507 | 14.282 | 3 | 51,75 | 03:12 | 10:00 | 13:12 | 23,40 | 14,80 | 20,00 | 20,00 | 1,00 |
| 04.01.2007 | 507 | 14.284 | 1 | 50,75 | 02:14 | 10:00 | 12:14 | 27,10 | 23,10 | 20,00 | 20,10 | 1,01 |

Abbildung 12: Formatierter Injektionsbericht

Neben diesen Visualisierungsfunktionen lassen sich programmgestützt auch Arbeitsanweisungen für die weiteren Arbeiten erstellen. Dies kann in Papierform geschehen oder als Steuerdatei, die online über Netzwerkverbindung oder per Speicherstick in den Steuerrechner des Injektionscontainers eingespielt werden kann.

GroutControl® ist nur ein Beispiel für die Umsetzung einer solchen Systems für Daming und Datenmanagement. Unter Einsatz der hier geschilderten datentechnischen Konzepte hat die GeTec Ingenieurgesellschaft noch weitere Systeme entwickelt:

ATDS® (Advanced Tunnel Driving System) ist ein System zur Überwachung und Steuerung maschineller Tunnelvortriebe. Die Daten des Deformationsmonitoring stammen aus den gleichen Quellen wie bei GroutControl®. Als Herstellparameter werden statt der Injektionsdaten die Parameter aus dem Steuerrechner der Tunnelvortriebsmaschine verwendet, der Fokus liegt als nicht auf den Kompensationsmaßnahmen, sondern auf der Steuerung des Vortriebs, um Kompensationsmaßnahmen wie Hebungsinjektionen zu vermeiden oder auf ein Minimum zu reduzieren.

JetControl® ist ein System zur Überwachung und Steuerung von komplexen Düsenstrahlarbeiten. Aus der geodätischen Einmessung und Aufnahme der Bohranzatzpunkte und der Messung des Bohrlochverlaufs wird die genaue Lage der Düsenstrahlsäule bestimmt, aus den Herstellparametern zusammen mit der im Vorversuch und durch Erfahrungswerte und Stichproben (Pegelbohrungen, Tastbohrungen, Kernbohrungen, direkten Durchmesser messungen) verifizierten hydraulischen Wirksamkeit des Verfahrens werden Säulendurchmesser prognostiziert und damit ein QM-System und gleichzeitig ein Regelkreis aufgebaut, der bereits während des Herstellprozesses der Düsenstrahlkubatur sich abzeichnende Abweichungen von der Planung erkennen lässt und die notwendigen Informationen für geeignete Gegenmaßnahmen (Zusatzsäulen, Anpassung der Herstellparameter) zur Verfügung stellt.

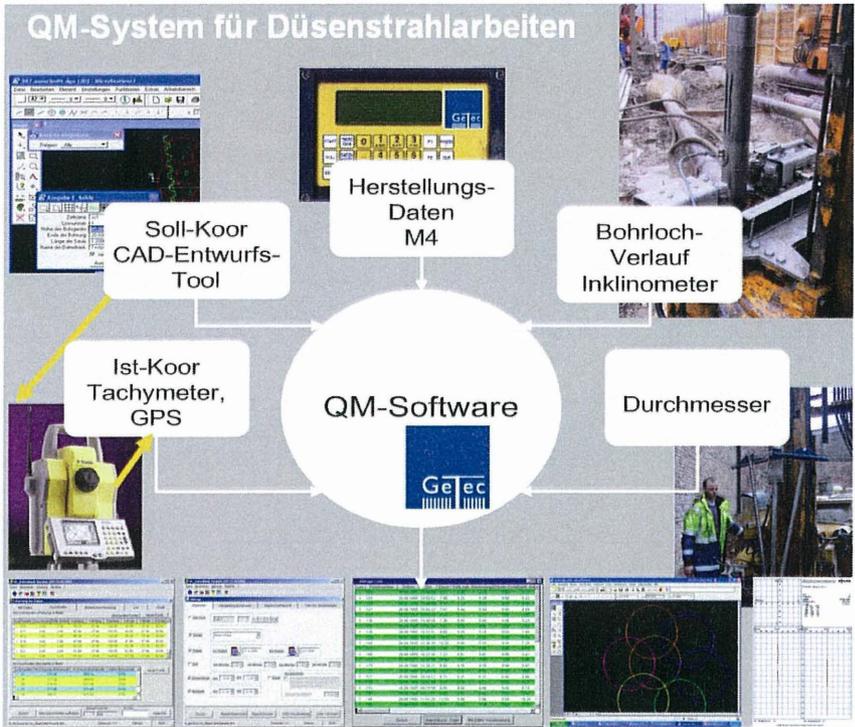


Abbildung 13: Regelkreis Düsenstrahlverfahren

VibroControl® ist eine gerade in der Entwicklung befindliches Programmsystem, mit dem Gründungs- und Baugrundverbesserungsmaßnahmen in ähnlicher Weise wie beim Düsenstrahlverfahren überwacht und gesteuert werden können. Ziel ist der Aufbau eines QM-Systems, mit dem das Problem, dass gerade bei Baugrundverbesserungsmaßnahmen (Rütteldruckverdichtung, Schottersäulen, pfahlähnliche Gründungselemente) die flächenmäßige bzw. volumenmäßige Überprüfung des Ergebnisses nicht oder nur mit erheblichem Aufwand möglich ist, wieder wett gemacht werden soll. Durch die lückenlose Aufzeichnung von erreichten Tiefen, benötigter Vorschubkraft und Verdichtungsenergie sowie Materialverbrauch wird eine bisher nicht gekannte Informationsdichte erreicht, die ihre Entsprechung im Erdbau in der FDVK (Flächenhafte Dynamische Verdichtungs-Kontrolle) findet.

Monitoringsystem zur Überwachung der Bodenvereisung beim Bau des Citytunnels in Leipzig

Chr. Kuhn, B. Bruns, J. Stahlmann, Chr. Perl

1 Einleitung

Die komplexe Situation beim Bau von Infrastrukturprojekten im innerstädtischen Bereich macht unter bestimmten Randbedingungen den Einsatz einer Bodenvereisung nötig. Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technische Universität Braunschweig (IGBTUBS) erhielt von der ARGE Vereisung Hbf. City Tunnel Leipzig den Auftrag ein Monitoringsystem zur Temperaturüberwachung während der Vereisung unter dem Leipziger Hauptbahnhof beim Bau des Citytunnels zu installieren und die gemessenen Größen darzustellen. Im vorliegenden Beitrag wird das Monitoringsystem vorgestellt. Dazu werden die geologischen, bautechnischen und messtechnischen Randbedingungen des Projekts aufgezeigt, unter denen die Installation, Datenerfassung und Datenauswertung erfolgt.

Für die Verbindung des Leipziger Hauptbahnhofes im Norden und des Bayerischen Bahnhofes im Süden wird zurzeit der Neubau eines ca. 3 km langen Tunnels unter der Leipziger Innenstadt hergestellt. Neben dem Tunnel, der mit einer Mixschild-TBM aufgefahren wird, beinhaltet das Projekt vier Stationsbauwerke in Schlitzwand- und Deckelbauweise, um den Tunnel neben dem Regionalverkehr auch für den Nahverkehr nutzen zu können. Bei dem hier vorgestellten Vereisungsprojekt beim Hauptbahnhof in Leipzig handelt es sich um den Lückenschluss zwischen dem maschinell aufgefahrenen Tunnel im Süden und dem in Schlitzwandbauweise hergestelltem Stations- und Rampenbauwerk im Norden. In diesem ca. 100 m langen Teilstück ist eine Unterfahrung mit einer TBM aufgrund der geringen Überdeckung und Bauwerksnähe nicht möglich. Deshalb wird die Unterquerung bergmännisch im Schutze einer Vereisungsmaßnahme mit Wasserhaltung hergestellt.

Der Bahnhof wurde bereits in den 90er Jahren saniert und umgebaut. Dabei wurde eine Ladengalerie mit 2 Untergeschossen errichtet, die auf Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,5 m gegründet ist. Während der Untertunnelung musste daher sichergestellt sein, dass sowohl der Schienenverkehr als auch der Geschäftsbetrieb in der Ladengalerie im Leipziger Hauptbahnhof störungsfrei möglich ist. Die Lage des zu vereisenden Bereiches direkt unter dem historischen Gebäude des Leipziger Hauptbahnhofes ist in Abbildung 1 dargestellt.

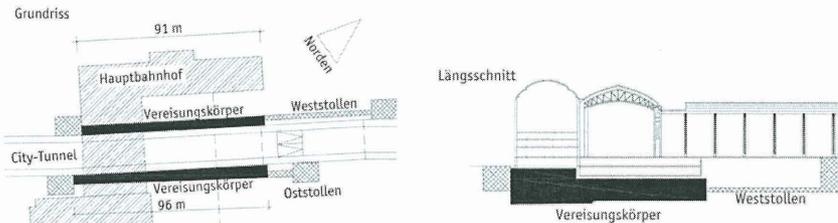


Abb. 1: Lage des Vereisungsbereiches im Grundriss und Längsschnitt

Im Bereich des Hauptbahnhofes stehen unter einer bis zu 8 m mächtigen Auffüllung aus gering bindigen, sandigen Schluffen und Kiesen holozäne Flussschotter an, die bis in eine Tiefe von 15 bis 18 m reichen. Diese werden durch die Bitterfelder Sande unterlagert. Ab einer Tiefe von 22 bis 25 m wurde graugrüner Schluff mit einer Mächtigkeit zwischen 2 und 5 m erkundet. Darunter befindet sich eine Muschelschluffschicht von ca. 6 bis 8 m Mächtigkeit. Das Grundwasser wurde bei ca. 3,54 m unter GOK angetroffen.

Aufgrund der beschriebenen Projektanforderungen und der anstehenden geologischen Verhältnisse kommt im Bereich des Hauptbahnhofes auf beiden Seiten der Tunneltrasse eine wandartige Bodenvereisung zur Anwendung. Der im Mittel 2,5 m dicke Frostkörper dichtet nach oben gegen die Gründungssohle des Bahnhofs ab und bindet im unteren Bereich in die als Grundwasserstauer fungierende Schluffschicht ein. Zur Abdichtung in Längsrichtung wurde vor und hinter dem Tunnelbauwerk eine überschnittene Bohrpfehlwand bzw. eine Schlitzwand errichtet. Die so entstehende trogartige Baugrube wurde nach dem Aufgefrieren der Frostkörperwände gelenzt, um die Untertunnelung des Hauptbahnhofes in

bergmännischer Weise durchzuführen. Mit fortschreitendem Aushub werden die Baugrubenwände mit Hilfe einer Spritzbetonschicht gesichert und über 3 Ankerlagen rückverankert.

2 Konzeption und Ausführung der Vereisungsmaßnahme

Für die Herstellung der Vereisungskörper wurden zunächst zwei Pilotstollen mittels Rohrverpressung hergestellt, aus denen die Injektionsbohrungen abgetäuft wurden (vgl. Abb. 2). Aufgrund des geringen Innendurchmessers des Pilotstollens von 2,4 m wurde für die ca. 1.100 Vereisungsbohrungen ein eigenes Bohrgerät entwickelt [Kogler et. al. 2008]. Die Vereisungsbohrungen wurden als Rotationsspülbohrungen mit verloraener Krone und einem Außendurchmesser von 100mm ausgeführt. Nach Erreichen der Solltiefe wurde die Spülöffnung der Bohrkronen verschlossen, um das Bohrrohr nach einstellen eines PE-Rohres (D=50mm) als Vereisungsrohr nutzen zu können.

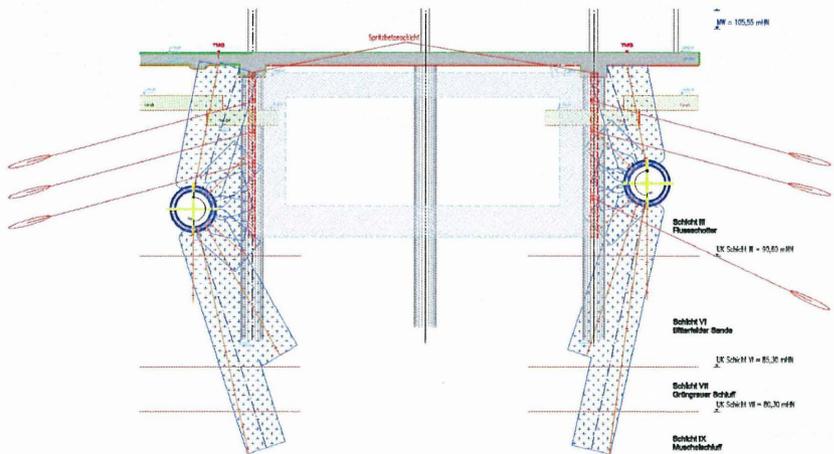


Abb. 2: Querschnitt des geplanten Tunnels [Kogler et. al. 2008]

Während der Vereisung wird die im Vorlauf ca. -35°C kalte Sole am Bohrlochmund in das PE-Rohr eingeleitet, strömt zum Bohrlochende und im Ringraum zwischen Vereisungsrohr und PE-Rohr zurück zum Gefrierkopf. Dabei nimmt die Sole Wärme

des umgebenden Bodens auf und erwärmt sich auf ca. -32°C . Die einzelnen Gefrierlanzen sind zu Gefriergruppen von 5 - 7 Lanzen in Reihe zusammengefasst, die zur manuellen Steuerung der Vereisungsleistung einzeln geschlossen oder geöffnet werden können. Die Solegruppen sind an eine zentrale Vorlauf- und Rücklaufleitung angeschlossen (Abb. 3).

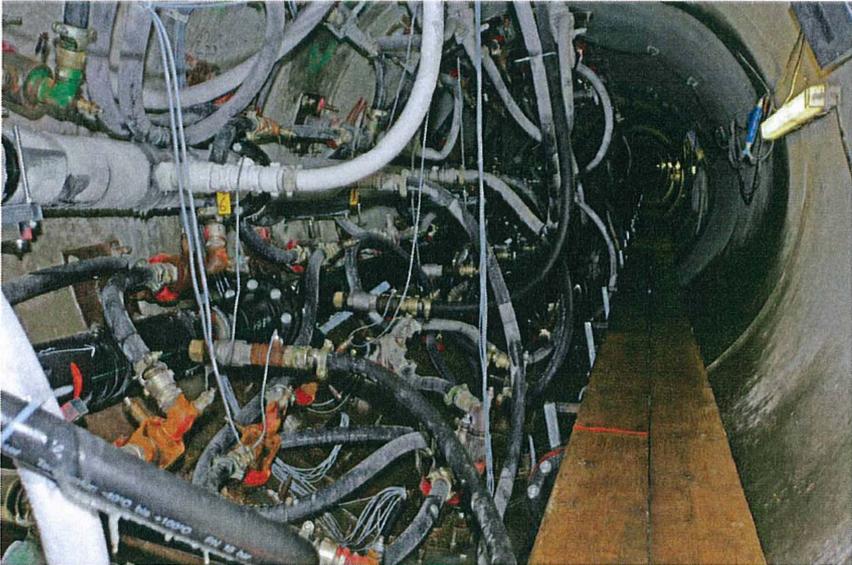


Abb. 3: Anschluss der Vereisungslanzen über Solegruppen an die Hauptleitung

Die notwendige Gefrierleistung von max. $3 \times 360 \text{ kW}$ wird durch drei Gefrieraggregate realisiert. Im primären Kühlkreislauf wird das Kältemittel (Ammoniak) verdichtet und verflüssigt sich unter Abgabe von Wärme an den Kühlwasserkreislauf mit Rückkühlwerk. Bei anschließender Entspannung und Verdampfung kühlt sich das Kältemittel ab und nimmt die durch die Sole abgeführte Wärmeenergie auf, um dann den Kreisprozess erneut zu durchlaufen.

Die planmäßige Aufgefrierphase der westlichen und östlichen Wand dauerte ca. 4 Monate und wurde zeitversetzt durchgeführt, um die maximale Gefrierleistung zu begrenzen. Dabei wurde ein Vereisungskörper mit einem Gesamtvolumen von ca. 13.500 m^3 erzeugt, der während der Aushubarbeiten mit verminderter Gefrierleistung aufrechterhalten werden muss.

3 Monitoringsystem zur Frostkörperüberwachung

Die Sicherstellung eines dichten und tragfähigen Vereisungskörpers macht die kontinuierliche Überwachung der Temperaturverteilung im Frostkörper nötig.

Das Messprogramm beinhaltet im Wesentlichen Temperaturmesslanzen im Bereich des Vereisungskörpers, die jeweils zu 5 - 7 Lanzen in 11 Messquerschnitten pro Stollen angeordnet sind. Die Lage der Messquerschnitte sind der Abbildung 4 zu entnehmen. Zusätzlich werden die Temperaturen im Vor- und Rücklauf aller Solegruppen überwacht. Dadurch ist eine gezielte Entlüftung einzelner Gruppen während zu Beginn des Aufgefrierens sowie eine kontrollierte Ab- bzw. Zuschaltung einzelner Gruppen während der Haltephase möglich. Weitere Sensoren wurden im Andichtungsbereich der Bodenplatte und der Bohrpfahlwand installiert. Weiterhin wurden drei Porenwasserdruckgeber und einige Messgrößen der Anlagensteuerung in das Messsystem integriert. So werden u. a. Soledrücke, Durchflussmengen und Temperaturen im Hauptsolestrom erfasst.

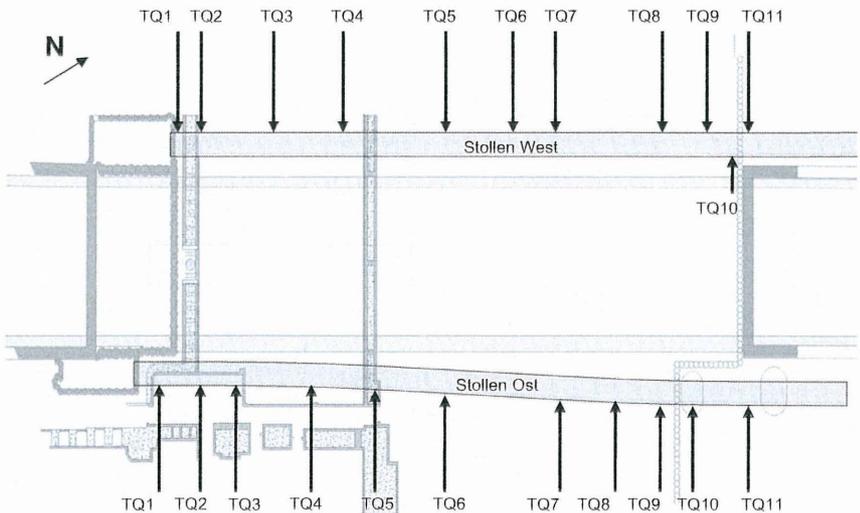


Abb. 4: Messquerschnitte der Frostkörperüberwachung im Lageplan

3.1 Eingebaute Messtechnik

Aufgrund der umfangreichen Instrumentierung wurden im Vorfeld verschiedene messtechnische Ausführungsvarianten untersucht. Die Auswahl der Komponenten für die messtechnische Überwachung des Frostkörpers erfolgte anhand der folgenden Randbedingungen:

- Installation von ca. 1.200 Temperatursensoren mit unterschiedlichen Kabellängen
- Beengte Platzverhältnisse beim Einbau in den Gefrierstollen
- Umgebungstemperaturen von -20°C während des Betriebes
- Austauschmöglichkeit defekter Sensoren
- Steuerung der Messanlage

Da aufgrund der beengten Platzverhältnisse vor Ort mit erheblichen Schwierigkeiten beim Einbau zu rechnen war, wurde ein Großteil der Messtechnik bereits in Braunschweig vorkonfektioniert. Dazu wurden die Sensoren entsprechend ihrer späteren Lage fixiert und in bis zu 30 m lange PE-Hüllschläuche eingezogen. Vor Ort wurden die fertigen Messketten in die Gefrierbohrungen eingeschoben (Abb. 5).



Abb. 5: Einbau der Messlanzen vor Ort

In den Solegruppen wurden identische Messgeber eingebaut. Zum möglichen Austausch defekter Geber wurden diese in Tauchhülsen angeordnet. Der thermische Kontakt wurde mittels Wärmeleitpaste optimiert.

Für die Temperaturmessungen wurden PT100 Sensoren in 4-Leitertechnik eingesetzt. Die Vorteile der Sensoren liegen in einer guten Langzeitstabilität, hoher Genauigkeit, eines linearen Temperaturkoeffizienten über einen großen Temperaturbereich sowie der einfachen Austauschbarkeit defekter Geber mit anderen PT100-Sensoren. Durch den Einsatz der 4-Leitertechnik konnte der Einfluss des Leitungswiderstandes vollständig kompensiert werden.

Die Datenerfassung wird durch eine automatische Messanlage Typ MCC der Firma Glötzl in Verbindung mit 40-Kanal-Multiplexern (vgl. Abb. 6) realisiert. Dazu wurden die Multiplexer im Bereich der Messquerschnitte angeordnet und über eine Busleitung mit der zentralen Datenerfassung im Baubüro verbunden. Zum Schutz vor den mit $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ prognostizierten Temperaturen in den Gefrierstollen wurden die Multiplexer zusätzlich mit Heizungen bestückt.

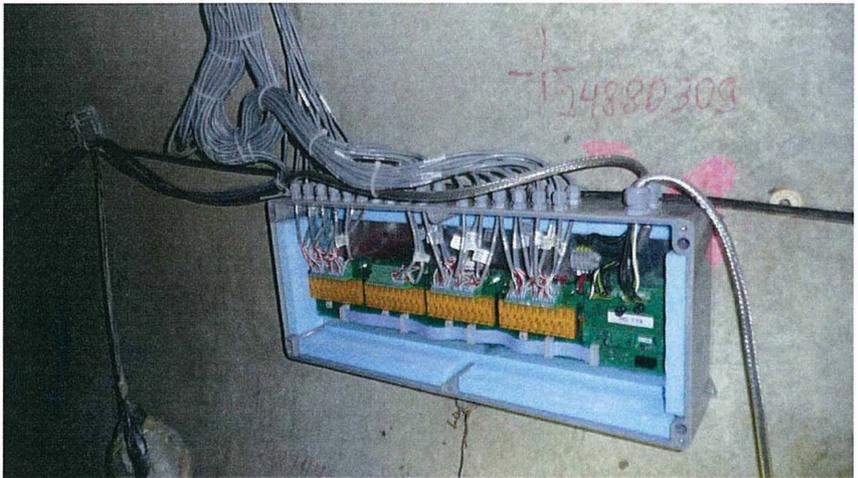


Abb. 6: 40 Kanal-Multiplexer der Fa. Glötzl

3.2 Datenhandling

Die Datensicherung und Steuerung der Messanlage erfolgt über einen PC im Baubüro, der per Fernwartung von Braunschweig aus bedient werden kann. Zudem

erfolgt auf diesem Rechner die Steuerung der Gefrieranlage und eine Auswertung der Messdaten von Seiten der ARGE. In einem festgelegten Rhythmus sendet der Baubürorechner die aktuellen Messdaten nach Braunschweig, wo die Daten verarbeitet und archiviert werden. Gleichzeitig dient der Rechner als Server einer passwortgeschützten Website zur Visualisierung der Daten im Internet. Die aktuellen Frostkörpertemperaturen sind so für alle Projektbeteiligten jederzeit einsehbar. Der Informationsfluss des gesamten Frostkörperüberwachungssystems ist in Abb. 7 detailliert dargestellt.

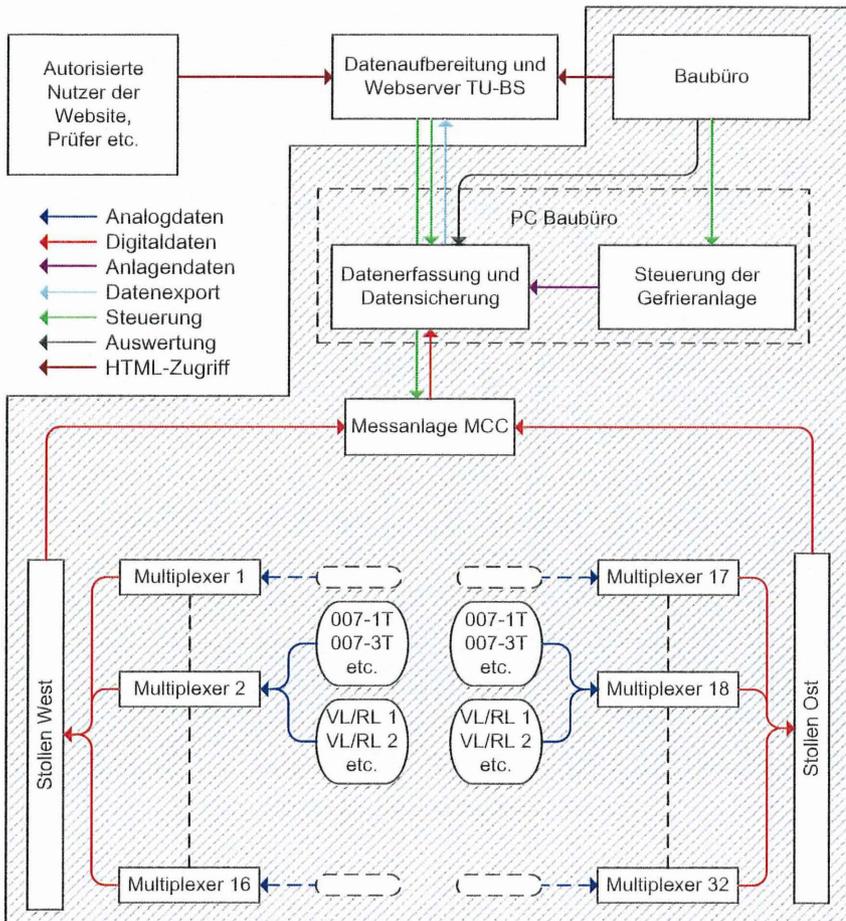


Abb. 7: Datenfluss des Frostkörperüberwachungssystems

Mit Hilfe des Monitoringsystems zur Frostkörperüberwachung werden die Daten von folgenden Sensoren aufgezeichnet und ausgewertet:

- 860 Temperatursensoren in den Temperaturmesslanzen
- 280 Temperatursensoren zur Überwachung der Soletemperaturen
- 30 Temperatursensoren im Andichtungsbereich
- 3 Porenwasserdruckgeber
- 4 Druckgeber im Solestrom
- 5 Durchflusssensoren im Solestrom bzw. Kühlaggregaten
- 8 Temperatursensoren in den Kühlaggregaten

4 Datenauswertung und Messergebnisse

Nach Eingang der aktuellen Messwerte werden diese automatisiert in die Datenbank eingefügt und ausgewertet. In einem weiteren Schritt werden die Daten grafisch aufbereitet und für die Online-Visualisierung optimiert. Sämtliche Automatisierungsschritte erfolgen auf Grundlage von Visual Basic Skripten. Das Messintervall betrug zur Aufgefrierphase 3 Stunden. Während der Haltephase werden die Messungen alle 6 Stunden ausgeführt und die Daten auf der Homepage aktualisiert. Das Auslesen aller Messgeber nimmt dabei ca. 1 Stunde in Anspruch.

Die Auswertung und Online-Darstellung beinhaltet die folgenden Darstellungen:

- 22 Darstellungen der aktuellen Temperaturen in den Messquerschnitten
- ca. 120 Temperatur- Zeit-Diagramme der Temperaturlanzen
- ca. 50 Darstellungen der Lanzentemperaturen in Abhängigkeit des Abstandes zum nächsten Gefrierrohr
- 2 Darstellungen der aktuellen Solegruppentemperaturen
- 14 Temperatur-Zeit-Diagramme der Solegruppen
- Darstellung der aktuellen Gefrieranlagendaten
- Darstellung der Gefrierleistung, der Temperaturen im Hauptsolestrom, der Soledrücke und der Porenwasserdrücke

4.1 Temperaturlanzen

Einen guten Überblick über die aktuellen Temperaturverteilungen im Untergrund bieten die Darstellungen der Temperaturen in den einzelnen Messquerschnitten (Abb. 8). Dargestellt sind die aktuellen Temperaturen der einzelnen Sensoren in den Lanzen (gelb) sowie die von Seiten des Prüfers festgelegten Solltemperaturen an ausgewählten Messpunkten im Querschnitt (grün).

Stollen West TQ4

Temperaturverteilung an den Temperaturlanzen
Aktuelle Messwerte:

Datum: 02.10.2008

Uhrzeit: 12:07:46

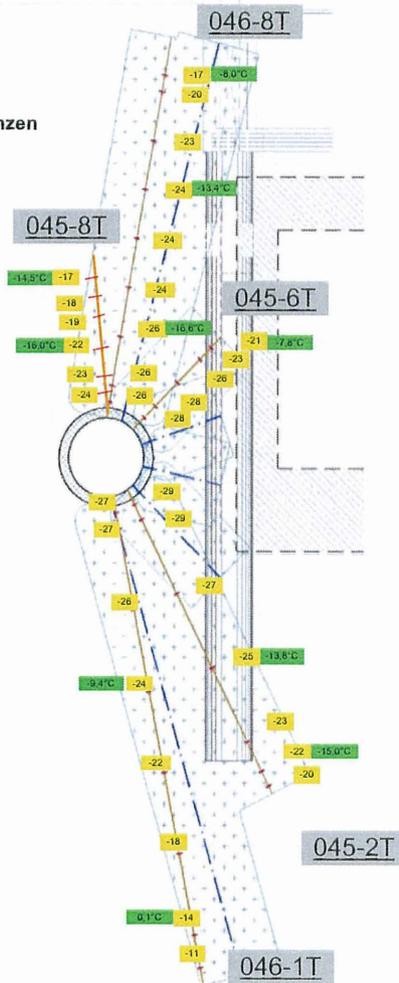


Abb. 8: Graphische Darstellung der Bodentemperatur in einem Messquerschnitt

Der Temperaturverlauf einer Lanze über den gesamten Zeitraum der Vereisung ist in Abb. 9 zu sehen. Neben den Temperaturverläufen der einzelnen Lanzensensoren sind hier auch die Vor- und Rücklauftemperatur der für diesen Bereich korrespondierenden Solegruppe dargestellt. Nach der Aufgefrierphase erkennt man den intermittierenden Durchfluss in der Solegruppe zur Konstanthaltung der Bodentemperatur.

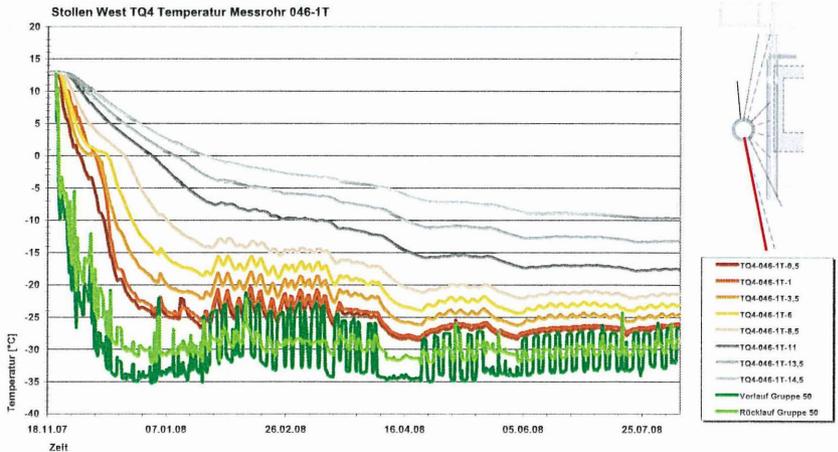


Abb. 9: Temperaturverlauf einer Lanze und der korrespondierenden Solegruppentemperatur

Eine Plausibilitätskontrolle und Abschätzung der aktuellen Frostkörperkubatur liefert die Darstellung der aktuellen Bodentemperaturen in Abhängigkeit des Abstandes zur nächsten Gefrierlanze (vgl. Abb.10).

Ein Ausschnitt aus einem Temperaturverlauf ist in Abb. 11 dargestellt. Deutlich zu erkennen sind die gedämpften Temperaturänderungen im Baugrund als Reaktion auf die intermittierende Betriebsweise der korrespondierenden Solegruppe. Eine thermische Anomalie am 10.09.08 ist auf das Bohren der 1. Ankerlage in diesem Bereich zurückzuführen.

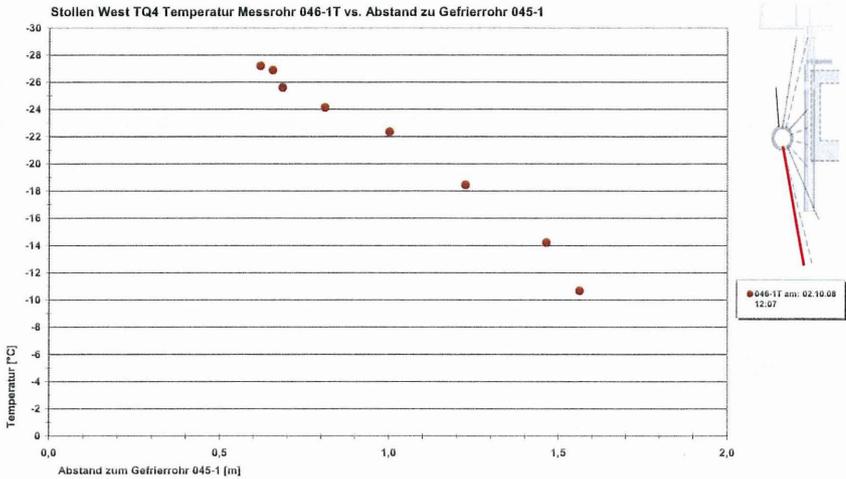


Abb. 10: Bodentemperatur in Abhängigkeit des Abstandes zur nächsten Gefrierlanze

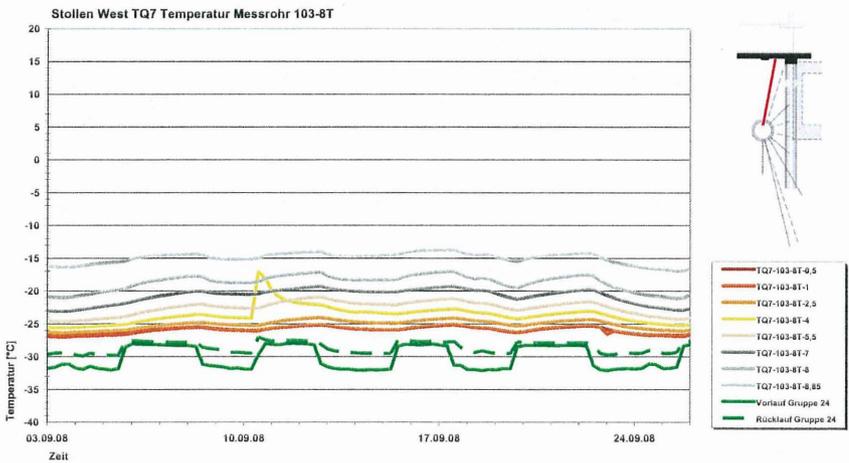


Abb. 11: Temperaturverlauf einer Lanze und der korrespondierenden Solegruppentemperatur

4.2 Soletemperaturen

Einen Überblick über die aktuellen Soletemperaturen lässt sich aus der Darstellung in Abb. 12 gewinnen. Dargestellt sind hier die Temperaturen während der Detektierung eines Warmbereiches in der Frostkörperwand, der durch die installierte Solevereisung nicht zu schließen war und eine Stickstoffvereisung im Bereich der

Gruppe 34 notwendig machte. Ursache für dieses Leck in der Gefrierwand war eine erhöhte Grundwasserströmung in diesem Bereich. Nach erfolgreicher Vereisung im relevanten Bereich konnte der erzeugte Frostkörper allein durch die Solevereisung weiter aufgefroren und gehalten werden. Der zeitliche Verlauf mehrerer Solegruppen ist in Abb. 13 dargestellt. Die Unterschiede in der Temperatur der Rücklaufgruppen werden durch unterschiedliche Gesamtlängen der Gefrierlanzen je Solegruppe hervorgerufen.

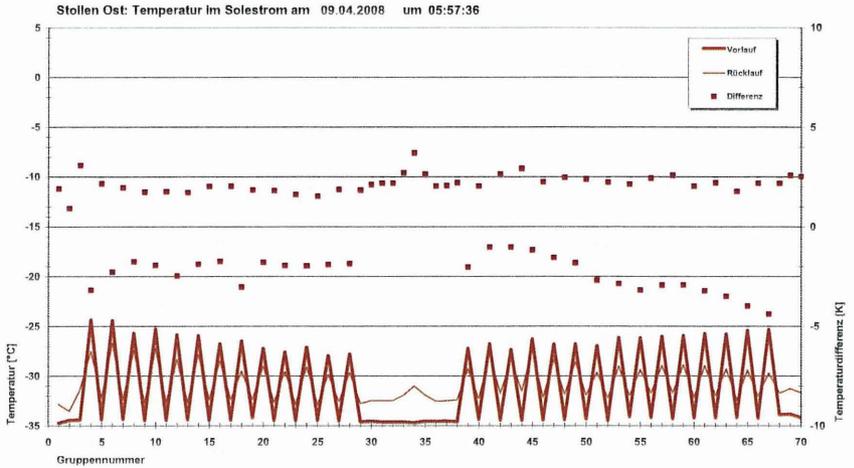


Abb. 12: Aktuelle Temperaturen in den Vor- und Rücklaufgruppen

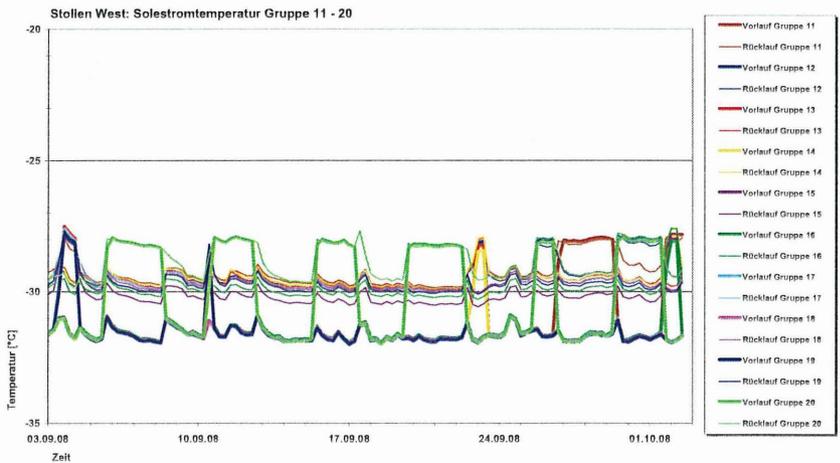


Abb. 13: Temperaturverlauf in den Solegruppen 11-20

4.3 Anlagenparameter

Neben der Kenntnis der Bodentemperaturen und Solegruppentemperaturen ist auch die Kenntnis der Betriebsparameter der Gefrieranlage von Interesse. Ein vereinfachtes Anlagenschema gibt einen Überblick über die wichtigsten Anlagenparameter (Abb. 14). Neben den drei Gefrieraggregaten sind die Solebehälter und die Hauptsoleleitungen dargestellt. Erfasst werden neben den Soletemperaturen und den Durchflussmengen zwischen den Aggregaten und den Vereisungsstollen auch die Soledrücke in den Gefrierstollen. So lässt sich z.B. über die Messwerte von Durchflusssensoren und Temperatursensoren in den Hauptsoleleitungen die aktuelle Gefrierleistung berechnen.

Messwerte der Gefrieranlage

Aktuelle Messwerte:

Datum: 06.10.2008
Uhrzeit: 12:26:29

Legende:

| |
|-------------------|
| Temperatur [°C] |
| Druck [bar] |
| Durchfluss [m³/h] |

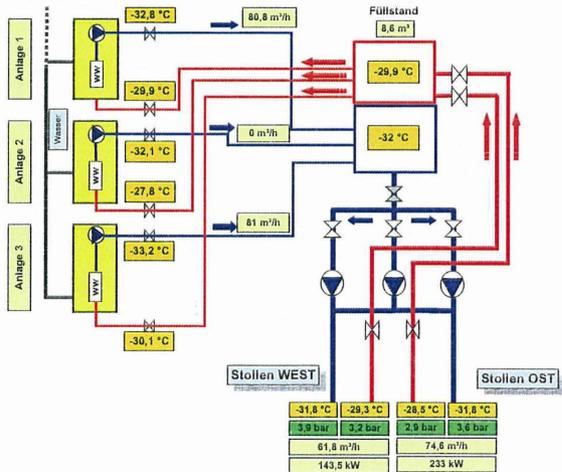


Abb. 14: Vereinfachtes Anlagenschema und Anlagenparameter der Gefrieranlage

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde ein Monitoringsystem zur Überwachung der Bodenvereisung beim Bau des Citytunnels in Leipzig vorgestellt. Da die Installation unter erschwerten Randbedingungen erfolgen musste, wurde ein Großteil der Sensorik vorkonfiguriert. Das Datenhandling erfolgt über den Anschluss der PT100-Sensoren an 40-Kanal-Multiplexern, die über eine Busleitung mit einer zentralen Steuer- und Messanlage verbunden sind.

Trotz der schwierigen Projektbedingungen konnte das vorgestellte Monitoringsystem erfolgreich eingesetzt werden. Durch die Online-Darstellung der über 1.000 Sensoren auf einer eigenen Internetpräsenz konnten allen Projektbeteiligten immer die aktuellen Messdaten zur Verfügung gestellt werden.

6 Literatur

Kogler, K.; Perl, C.; Lösch, A. (2008)

Besondere geotechnische Maßnahmen durch Bodenvereisung bei der Errichtung des Citytunnels unter dem Hauptbahnhof von Leipzig, Beiträge zum 23. Christian Veder Kolloquium, Heft 33, Technische Universität Graz, S. 145-154

Dipl.-Ing. Christian Kuhn c.kuhn@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Benedikt Bruns b.bruns@tu-bs.de

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig www.IGB-TUBS.de

Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391-2730

Dipl.-Ing. (FH) M.Sc. Christian Perl christian.perl@zueblin.de

Züblin Spezialtiefbau GmbH

Zweigstelle Dresden www.zueblin.de

Radeburger Str. 28, 01129 Dresden Tel.: 0351 8235-77

Monitoring der Krafteinleitungsstrecke und der Korrosionsschutzhülle von Zuggliedern durch integrierte faseroptische Sensoren

Dipl.-Ing. K. Dietz, Dietz Geotechnik Consult GmbH, Hilden

Dr. W. Habel, Dipl.-Ing. D. Hofmann, BAM, Berlin

Dr.-Ing. R. Hüttl, Dipl.-Ing. R. Röben, MBF GmbH, Berlin

Dipl.-Ing. M. Kuczejda, Dipl.-Ing. S. Yilmaz, Schmidt + Haensch GmbH, Berlin

1. Einleitung

Faseroptische Messfühler zeichnen sich durch hohe Auflösung und Genauigkeit aus. Die Entwicklung dieser Sensoren und zugehöriger Messeinrichtungen erlaubt es inzwischen, diese Technik auch in der rauen Welt des Spezialtiefbaus einzusetzen. Zwei Anwendungsbereiche, die Messung von Verformungen in der Krafteinleitungsstrecke von Zuggliedern sowie die Überwachung der Korrosionsschutzhülle werden vorgestellt.

2. Verformungsmessung in der Krafteinleitungsstrecke von Zuggliedern

2.1 Messsystem

Für die Messung von Verformungen werden vermehrt Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG Sensoren) eingesetzt. Das Messsystem wurde bereits 2002 im Rahmen der Veranstaltung Messen in der Geotechnik vorgestellt [1]. Zu diesem Zeitpunkt war die Anwendung jedoch auf Laborversuche beschränkt.

Die prinzipielle Funktionsweise ist in Bild 1 noch einmal dargestellt. Im Glaskern eines Lichtwellenleiters wird lokal dessen Brechzahl n verändert, so dass Abstufungen (Bragg-Gitter) mit einem Abstand Λ entstehen. Vom Bragg-Gitter wird nur eine definierte Wellenlänge des eingestrahlt Lichts λ_B reflektiert und gemessen (vgl. Bild 1). Bei Deformation dieser Bragg-Gitter-Bereiche verändert sich die jeweilige Wellenlänge λ_B des betroffenen Gitters. Aus der Messung der Wellenlängenänderung des reflektierten Lichts lässt sich die Größe der axialen Deformation des Messobjekts ermitteln. Gegenüber anderen Verformungssensoren

haben Bragg-Gitter den Vorteil, dass sie über eine hohe Auflösung verfügen, als Sensorkette in einer einzigen Faser angeordnet sein können und gleichzeitig außerordentlich wenig Platz benötigen.

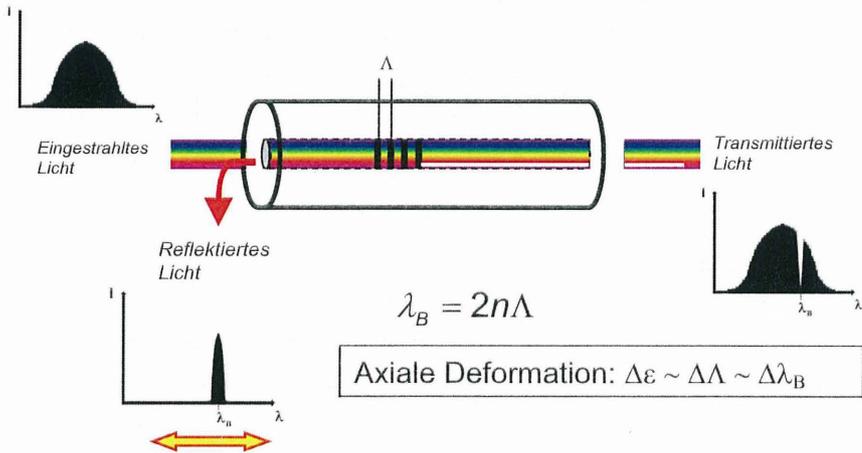


Bild 1: Prinzip Bragg-Gitter-Sensor

2.2 Praxisbeispiel Probepfähle Schleuse Dörverden

Im Rahmen des Ausbaus der Weser für größere Binnenschiffe muss die alte Schleuse Dörverden durch eine neue Schleusenanlage ersetzt werden. In der Schleusenkammer werden ca. 700 Mikropfähle als Auftriebssicherung benötigt. Die im Baugrundgutachten genannten zulässigen Mantelreibungen führen dabei zu Ankerlängen von bis zu 22 m. Bei der großen Anzahl der Auftriebsanker war es daher sinnvoll, die tatsächlich mögliche Mantelreibung durch Vorversuche zu ermitteln. In einer Vorabmaßnahme wurden daher 14 Probepfähle hergestellt und geprüft. Da die spätere Überdeckung der Verankerungsstrecken unter der neuen Schleuse geringer sein wird als sie jetzt bei gleicher Höhenlage der Verankerungsstrecken aber vom Schleusenniveau aus durchgeführten Zugversuchen war, muss möglicherweise eine Reduktion der in den Zugversuchen ermittelten Kräfte erfolgen. Um diese Frage beantworten zu können, ist auch der Verlauf der Kräfte über die Länge der Verankerungsstrecken von Bedeutung. Hierzu wurden an vier Probepfählen Dehnungsmessungen über die Verankerungsstrecken

mit Lichtwellen-Leitern (LWL) durchgeführt. Mit der Installation der Sensoren und der Durchführung der Messungen wurde die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) in Berlin beauftragt.

2.2.1 Werkmäßige Montage der Sensoren

Als Probepfähle wurden Mikropfähle System GEWI, Durchmesser 63,5 mm, ausgewählt. Im Fertigungswerk Königsbrunn der SUSPA-DSI GmbH wurden die Zugglieder unter werkmäßigen Bedingungen mit Sensoren ausgerüstet. Insgesamt wurden an vier Pfählen bestückt.

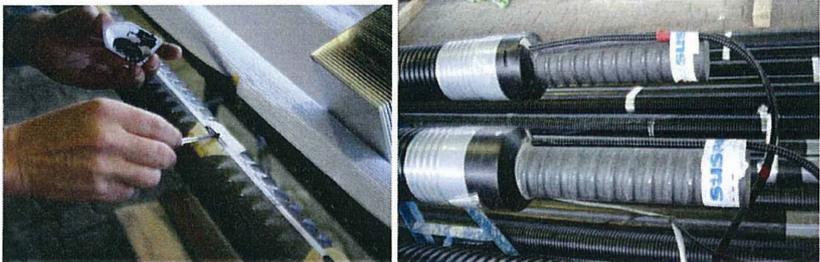


Bild 2: Fixieren der Sensoren auf dem Zugglied (links), Austritt der Leitung aus dem Korrosionsschutz und Fortführung im Panzerschlauch (rechts).

Vor und nach dem Transport zur Baustelle wurde die Funktionsfähigkeit der Sensoren durch Kontrollmessungen überprüft.

2.2.2 Einbau auf der Baustelle

Die Probepfähle wiesen Gesamtlängen bis zu 30 m auf. Zur Vermeidung von unzulässigen Verbiegungen des Stahles erfolgte das Einheben der Zugglieder mit zwei Autokränen. Die Messleitungen wurden während des Einbaus besonders geschützt.



Bild 3: Einbau der Probepfähle

2.2.3 Probelastung und Messergebnisse

Die Probelastungen an den Pfählen wurden in Anlehnung an die Versuchsdurchführung DIN 4125 durchgeführt. Oberhalb der für den Endzustand vorgesehene Kraffteinleitungsstrecke wurde die Mantelreibung durch Einsatz von Glattrohren ausgeschlossen. Zusätzlich wurde dieser Bereich nach der Primärverpressung wieder freigespült. Beispielhaft sind die Messergebnisse des Pfahles A1 dargestellt. Die Kraffteinleitungsstrecke dieses Pfahles beträgt 9,0 m.

Ausgehend von einer Vorlast von 100 kN wurde der Pfahl stufenweise in mehreren Zyklen auf die maximale Prüflast von 1580 kN entsprechend der 0,9-fachen Streckgrenze des Stahls belastet. Mit Hilfe der Bragg-Gitter-Sensoren konnte die Dehnung des Stahls in der Kraffteinleitungsstrecke und damit der Kraftverlauf gemessen werden. Auf Grund des Kraftverlaufs konnte die geplante Länge der Kraffteinleitungsstrecke von maximal 22 m auf 10 m reduziert werden.

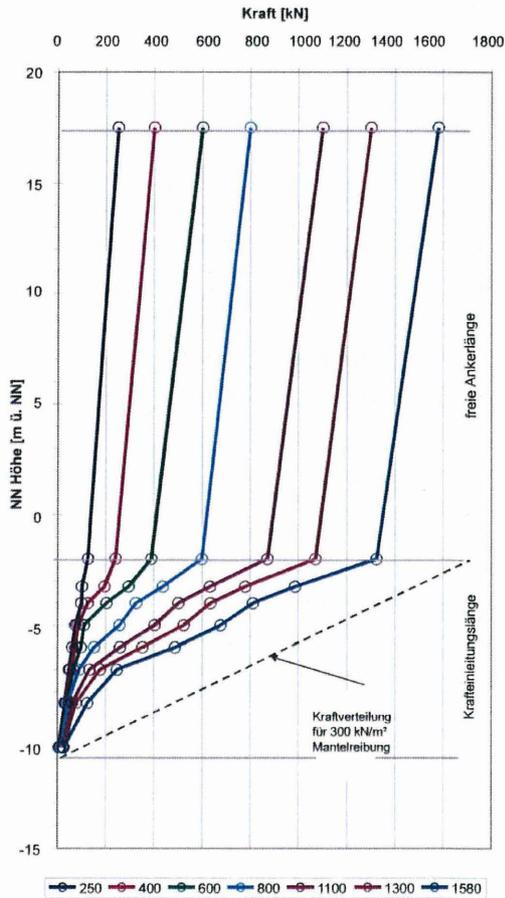


Bild 4: Darstellung des Kraftverlaufs im Pfahl A1 an Hand der Messergebnisse der Bragg-Gitter-Sensoren

3 In situ Kontrolle der Korrosionsschutzhülle von Zuggliedern

Eine unversehrte Korrosionsschutzhülle bei Ankern und Mikropfählen ist eine wesentliche Voraussetzung für die Dauerhaftigkeit dieser Systeme. Bei größeren Verformungen ist eine Beschädigung nicht auszuschließen. Bisher war es nicht möglich, diese über die Einsatzdauer zu überprüfen. Die in EN 1537 vorgeschlagene

Methode der elektrischen Prüfung nach dem Einbau hat sich in der Praxis auf Grund der zahlreichen Fehlerquellen nicht bewährt. Nun bietet die Faseroptik mit Hilfe der sogenannten pH-Optode eine neue Möglichkeit, diese Überwachungslücke zu schließen.

3.1 Messsystem

Im Rahmen eines breit aufgestellten Forschungsprojekts, (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin und den Industriepartnern Gesellschaft für Materialprüfung und Baustoffforschung mbH, Berlin, Schmidt + Haensch GmbH, Berlin, Stump Spezialtiefbau GmbH, Ismaning) wurde ein faseroptischer Korrosionssensor - eine sogenannte pH-Optode - und das zugehörige Messequipment entwickelt und in einem Pilotprojekt eingesetzt.

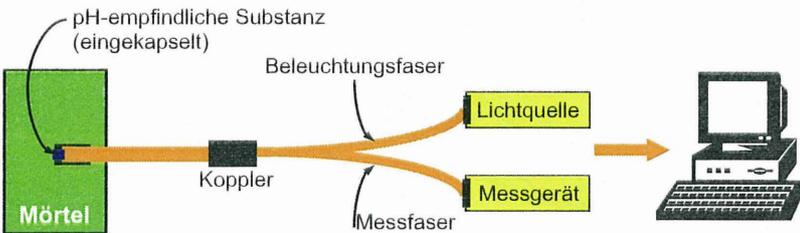


Bild 5: Messprinzip pH-Optode

Die pH-Optode besteht aus einem pH-empfindlichen Material, das an der Stirnseite einer optischen Faser mechanisch fixiert ist (siehe Bild 5). Derartige Materialien werden in der Regel dadurch präpariert, dass ein oder mehrere pH-Farbstoffindikatoren auf einen geeigneten Polymerträger (z. B. durch kovalente Bindung) immobilisiert werden. Prinzipiell ändert sich je nach pH-Wert die Absorption des pH-Farbstoffs, weshalb die pH-Optode auf Messungen von Absorptionsverhältnissen (ratiometrische Methode) basiert. Der Sensor wird in die Mörtelmatrix eingebunden. Mit Hilfe eines einfachen Auslesegerätes kann der pH-Wert direkt abgelesen und die Korrosionswahrscheinlichkeit beurteilt werden.

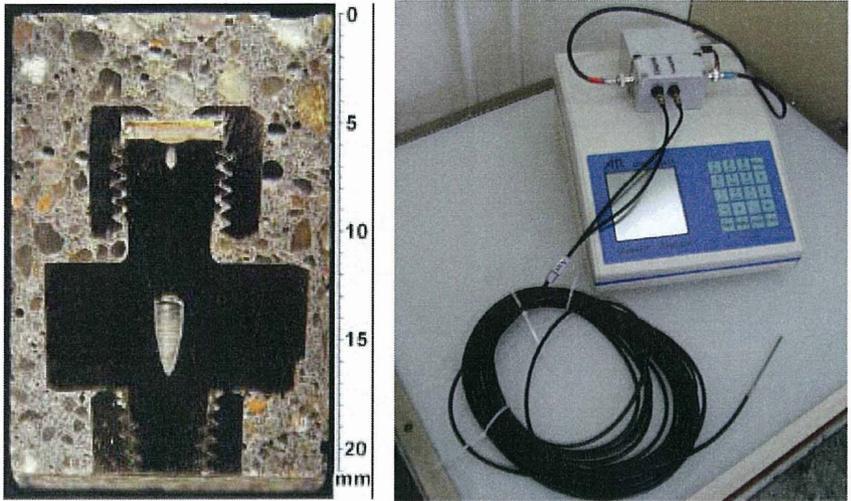


Bild 6: In Matrix eingebetteter Sensor und Sensor mit Ausleseeinrichtung

3.2 Praxisbeispiel Ölhafen Rostock

Der Einbau der ersten pH-Optoden in ein Rückverankerungssystem erfolgte im Öl-Hafen Rostock im Sommer 2005. Im Bereich des Öl-Hafens war hier für eine Spundwand eine Rückverankerung auszuführen. Für die Rückverankerungen wurden GEWI 63,5 mm mit doppeltem Korrosionsschutz mit Längen von ca. 21 m eingesetzt. Die Arbeiten wurden vom Ponton aus durchgeführt. Die Rückseite der Spundwand war im Bereich der Durchführung der Tragelemente zugänglich, da dieser Bereich noch nicht verfüllt war. Dadurch war es möglich die Anschlüsse für die Sensoren hinter der Spundwand in die Verfüllung zu integrieren.



Bild 7: Baustelle Ölhafen Rostock

3.2.1 Einbau

Insgesamt wurden 5 Tragglieder mit jeweils zwei Sensoren in der Krafteinleitungsstrecke ausgerüstet. Zum Einbau wurden die Sensoren auf dem Tragglied fixiert. Außerhalb der Sensorbereiche wurden die Lichtwellenleiterkabel mit Panzerschläuchen geschützt. Nach dem Einbau mit Primärverpressung waren alle 10 Sensoren funktionsfähig.



Bild 8: Sensoren auf dem Tragglied fixiert

3.2.2 Langzeitüberwachung

Zur Langzeitüberwachung wurden die Messkabel in Sammelboxen am Spundwandkopf zusammengeführt. Die nun seit 3 Jahren gemessenen Sensoren zeigen keine Hinweise, die auf eine Beschädigung der Korrosionsschutzhüllen schließen lassen.



Bild 9: Messbox am Spundwandkopf

4 Zusammenfassung und Ausblick

Faseroptische Messsysteme gewinnen zunehmend Bedeutung für den Einsatz in der Geotechnik. Verformungsmessungen in der Kraffeinleitungsstrecke von Zuggliedern zur Bestimmung der Verteilung der Kraffeinleitung werden inzwischen erfolgreich auf Baustellen eingesetzt. Mit der neu entwickelten pH-Optode steht ein Sensor zur In-situ Überprüfung der Korrosionsschutzhülle zur Verfügung, dessen Baustellentauglichkeit nachgewiesen werden konnte. Durch die Entwicklung serienreifer Sensoren und Auswertungsgeräte wird deren Verwendung zunehmen. Die pH-Optode wird durch die Fa. Schmidt + Haensch Berlin für den kommerziellen Einsatz vorbereitet.

Literatur

[1] K. Dietz, A. Graupner, D. Hofmann: Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Kraffeinleitungsstrecke von Verpressankern, Messen in der Geotechnik 2002, TU Braunschweig

[2] M. Herten, R. Schwab, I. Feddersen, I. Fischer, R. Rother: Instrumentierte Zugversuche an Auftriebspfählen und deren numerische Auswertung, 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 2008, TAE Esslingen

[3] N. Dantan, W. R. Habel: Überprüfung des Korrosionsschutzes – Die bauteil-integrierbare pH- Optode, BFT 03/2006

Autoren:

Dipl.-Ing. K. Dietz

Dietz Geotechnik Consult GmbH

Nikolaus-Otto-Straße 2 40721 Hilden

info@dietz-geotechnik.de

Dr. W. Habel, Dipl.-Ing. D. Hofmann

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Fachgruppe VIII.1

Unter den Eichen 87, 12205 Berlin

wolfgang.habel@bam.de

Dr.-Ing. R. Hüttl, Dipl.-Ing. R. Röben

Gesellschaft für Materialprüfung und Baustoffforschung mbH

Voltastr. 5, 13355 Berlin

mail@mbf-institut.de

Dipl.-Ing. M. Kuczejda, Dipl.-Ing. S. Yilmaz

Schmidt + Haensch GmbH & Co.

Waldstr. 80/81, 13403 Berlin

sales@schmidt-haensch.de

Eingebetteter faseroptischer Verformungssensor: Statische und dynamische Messungen

Fritz K. BRUNNER, Helmut WOSCHITZ

Abstract

GPS Messungen haben für den Bewegungsablauf des Rutschhanges Gradenbach das Muster von stark beschleunigten Bewegungen, gefolgt von plötzlichem Abklingen der Bewegung, ergeben. Um eine höhere Präzision der Deformationsmessungen zu erreichen, haben wir eine in den Hang eingebettete langarmige Strain-Rosette entwickelt. Dieses neue Messsystem sollte, im Vergleich zu bekannten Messtechniken, auch bei anderen geotechnischen Messproblemen mit vielen Vorteilen einsetzbar sein. Daher wollen wir hier das Messsystem vorstellen und über Resultate der ersten Messkampagnen berichten.

Die Strain-Rosette besteht aus drei faseroptischen Messarmen mit je 5 m Länge. Die Länge ist aber frei wählbar und kann an den Bedarf anderer geotechnischer Anwendungen angepasst werden. Zur Messung werden zwei Messsysteme der Firma Smartec verwendet: SOFO-Static und SOFO-Dynamic. Das SOFO-Static basiert auf einem niederkohärenten interferometrischen Messprinzip, und erfasst Längenänderungen mit einer Präzision von 2 μm . Eine Messung dauert ca. 6 s, weshalb für dynamische Messungen das SOFO-Dynamic verwendet wird. Dieses Messsystem liefert bei Verwendung derselben Sensoren eine Präzision von einigen nm mit einer zeitlichen Auflösung von kHz.

Das Messprinzip wird kurz erläutert und die Strainmessungen werden besprochen. Der korrekte Einbau der Strain-Rosette in das Geo-Material ist essentiell, weshalb wir über die ersten Erfahrungen vom Rutschhang Gradenbach berichten. Die ersten Resultate der statischen Messungen und dynamischen Testmessungen (Anregung mit Hammerschlägen) mit der großen eingebetteten faseroptischen Strain-Rosette werden vorgestellt und diskutiert.

1 Motivation

Hangrutschungen sind ein natürlicher Prozess in alpinen Regionen, oft mit wirtschaftlichen und sozialen Schwierigkeiten verbunden. Daher werden große Anstrengungen unternommen, die Gründe und die Mechanismen für diese Rutschungen mit genauen Monitoring Methoden zu suchen.

Auf alpinen Hängen sind häufig tiefreichende Hangbewegungen zu beobachten. Das Volumen der stark zerklüfteten Rutschmasse ist ungefähr 10^7 m^3 oder größer. Die Geschwindigkeit der Rutschung kann bis zu m / Jahr betragen. Änderungen der Geschwindigkeiten treten häufig auf, wofür Niederschläge und Grundwasservariationen als Ursache genannt werden. Allerdings fehlt noch ein Modell, das diesen Zusammenhang allgemein gültig beschreibt.

Für die Untersuchung von Rutschungen haben wir ein GPS Monitoring System entwickelt (Brunner et al., 2003), das insbesondere für kontinuierliche Messungen geeignet ist. Damit wird seit 1999 die tiefreichende Massenbewegung Gradenbach untersucht. Die Messungen ergaben eine blockförmige Bewegung und eine starke Beschleunigung der Rutschmasse, die sich im Herbst 2001 plötzlich in eine langsame Bewegung änderte. Die Gründe für die Beschleunigung und die plötzliche Verlangsamung sind unbekannt, aber Kenntnis über die Geomechanik dieses Phänomens, das häufig auftritt (Brückl, persönliche Mitteilung), ist für eine genaue Vorhersage – und damit für Warnung und Entwarnung der betroffenen Bevölkerung - unerlässlich.

Die Untersuchung der tiefreichenden Massenbewegung Gradenbach wird mit GPS Messungen der Technischen Universität Graz (TUG) und mikroseismischen Messungen der Technischen Universität Wien (TUW) untersucht. Wir vermuten, dass die mit GPS gemessene Beschleunigung und Verlangsamung auch entsprechende kleinräumige Prozesse haben sollte. Daher könnten sehr genaue Messungen der lokalen Änderungen der Verformungen zum Verständnis der Geomechanik der gemessenen Phänomene beitragen. Als Konsequenz haben wir ein weiteres Messgerät entwickelt, um vor allem den Frequenz- und Distanzbereich zu verbessern. Es handelt sich dabei um eine große Strain-Rosette, deren drei Arme mit

faseroptischen Sensoren, die in den Hang eingebettet werden, realisiert sind. Über die Entwicklung eines Prototypen und Testmessungen mit dieser neuartigen großen Strain-Rosette (Brunner et al., 2007) und die ersten Auswertungen der Messungen am Gradenbach (Woschitz und Brunner, 2008) wurde bereits berichtet. Hier wird über die experimentelle Bestimmung der hohen Empfindlichkeit der Strain-Rosette berichtet.

Unsere Motivation für die Entwicklung der Strain-Rosette ist klar mit der Suche nach den Gründen der Beschleunigung und Verlangsamung von tiefgreifenden Massenbewegungen gegeben. Zusätzlich erkennen wir potentielle Anwendungen in der Geotechnik, vor allem wegen der kontinuierlichen Messung mit extrem hoher Präzision von Verformungen im Boden- und Felsmaterial. Die vorliegende Arbeit soll die Diskussion darüber anregen. Im Folgenden wird die Massenbewegung Gradenbach mit den GPS Resultaten besprochen, danach das Konzept der Strain-Rosette und die verwendeten Messsysteme vorgestellt und Erfahrungen mit einem Prototypen mitgeteilt. Anschließend werden der Einbau der Rosette am Rutschhang beschrieben und Resultate der statischen Messungen und dynamischen Tests gezeigt.

2 Tiefreichende Massenbewegung Gradenbach

Die tiefreichende Massenbewegung Gradenbach liegt am Ausgang des Gradentals in das Mölltal (Südostflanke des Eggerwiesenkopfs) in Kärnten, Österreich. In erster Linie ist das Dorf Putschall (siehe Abbildung 1) durch diese Rutschung gefährdet. Der gesamte Hang, der eine Breite zwischen 600 m und 1000 m und eine Höhenausdehnung von etwa 1000 m aufweist, rutscht unterhalb der Abrisszone. Die Rutschmasse wurde auf $15 \cdot 10^7 \text{ m}^3$ geschätzt. Die deutlich entwickelte Hauptabbrisskante verläuft etwas unterhalb des Gipfels (2.270 m), siehe Abbildung 1.

Die Rutschung Gradenbach bietet interessante geotechnische Aspekte, weshalb das Gebiet schon seit mehr als 30 Jahren mit geodätischen, geotechnischen und seismischen Techniken vermessen wird. Eine Zusammenfassung dieser Untersuchungen mit einer Interpretation der Kinematik der Rutschung Gradenbach gibt Brückl et al. (2006).

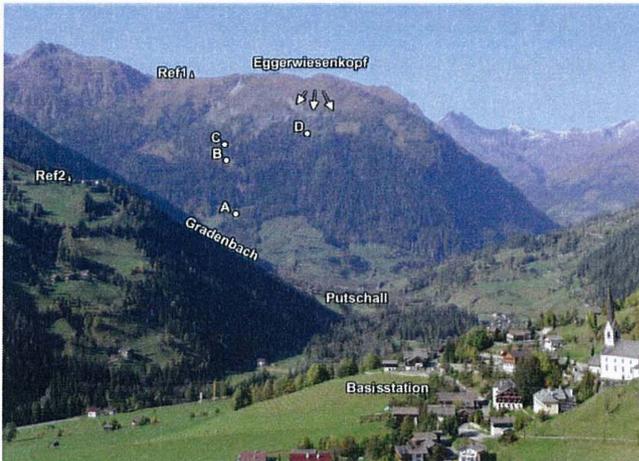


Abbildung 1: Tiefreichende Massenbewegung Gradenbach, Abrisszone (Pfeile), GPS Stationen, Ref 1, Ref 2, A, B, C und D

An unserem Institut wurde für die Untersuchung der Rutschung Gradenbach ein GPS Monitoring System entwickelt (Brunner et al., 2003). Zurzeit besteht es aus sechs GPS Stationen (siehe Abbildung 1). Zwei Referenzstationen (Ref 1 und Ref 2) wurden im unbewegten, stabilen Fels vermarktet. Die vier Monitoringstationen (A, B, C und D) befinden sich im aktiven Rutschgebiet und wurden unter anderem so gewählt, dass sie einen optimalen GPS Signalempfang ermöglichen. Die erste GPS Messung fand im August 1999 statt und alle in der Folge durchgeführten sporadischen und kontinuierlichen Messungen beziehen sich auf diese Nullmessung, siehe Abbildung 2.

Die GPS Resultate (1999 – 2006) wurden mit photogrammetrischen Messungen (1962 – 1996) verglichen (Brückl et al., 2006) und zeigen die Konstanz der Bewegungsrichtung und der durchschnittlichen Geschwindigkeiten. Bis jetzt wurden 19 GPS Messkampagnen durchgeführt. Abbildung 2 zeigt die Zeitreihen der Höhenvariationen der vier Monitorstationen und der zweiten Referenzstation, relativ zur Höhe von Ref 2. Der Wechsel der Bezugsstation (Ref 1, November 2006) war durch ein Empfängerproblem notwendig geworden. Die Variationen des Höhenunterschiedes Ref 2 – Ref 1 (Vermarkung im stabilen Fels) ermöglichen die Schätzung der Standardabweichung einer Höhenunterschiedsbestimmung mit 8 mm.

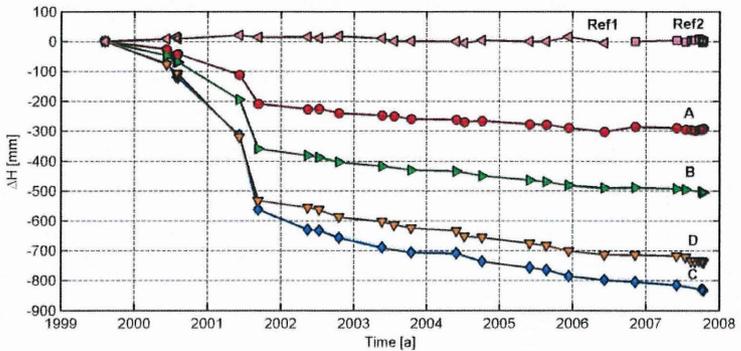


Abbildung 2: Zeitreihe der Höhenvariationen

Abbildung 2 zeigt auch den glücklichen Umstand, dass in den ersten Jahren der GPS Messungen die Phase der Beschleunigung der Blockbewegung der Rutschung beobachtet werden konnte. Im Sommer 2001 ergab die Interpretation der Messungen den Beginn einer katastrophalen Rutschung des Hanges, insbesondere, da die gemessene Beschleunigung ähnlich ist, wie jene bei fast allen bekannten katastrophalen Hangrutschungen. Jedoch trat ein plötzlicher Stopp der Beschleunigung - glücklicherweise - ein, der auch in den Resultaten der GPS Messungen erkennbar war. Wie schon erwähnt, sind die Gründe für dieses Phänomen unbekannt, wären aber für die genaue Vorhersage des Verhaltens des Hanges von enormer Bedeutung. Daher haben wir das Konzept einer eingebetteten Strain-Rosette (Brunner et al., 2007) mit der Hoffnung entwickelt, durch die sehr genauen und hochfrequenten Messungen der lokalen Verformungssituation Hinweise auf die Geomechanik dieses Phänomens zu erhalten.

3 Konzept und erste Realisierung der Strain-Rosette

Es gibt etliche Methoden, um den Spannungszustand im Baugrund und Gebirge zu bestimmen. Zum Beispiel hat Fecker (2002) die bekannten Methoden kurz beschrieben und kritisch betrachtet. Für die von uns entwickelte Strain-Rosette haben wir die Überführung der gemessenen Verformungen mit den Materialwerten in Spannungsänderungen zunächst nicht vorgesehen. Auch wird die Bestimmung der primären Spannungen durch die Konstruktion der Einbettung der Strain-Rosette in

den Hang unmöglich gemacht. Viele der mechanischen Messmethoden von Strain funktionieren nur dann, wenn unzerklüfteter Fels vorhanden ist (Fecker, 2002). Aber in Rutschungszonen ist der Fels eher zerklüftet und bereits aufgelöst, jedenfalls ist das bei der Massenbewegung Gradenbach der Fall. Also kann man im aufgelockerten Fels eher hoffen, Änderungen der Verformung zwischen weiter auseinander liegenden Punkten messbar zu machen, was mit Extensometern möglich ist. Die Problematik verlagert sich dabei auf die repräsentative und genaue Vermarkung der Endpunkte einer Extensometerstrecke. Dazu werden wir später noch über unsere Versuche berichten. Aufgrund unserer guten Erfahrung mit SOFO Sensoren (Lienhart und Brunner, 2007) und insbesondere wegen deren besonderen Eigenschaften haben wir diese für die Extensometer ausgewählt.

Die Strain-Rosette besteht aus drei Extensometern, die zu einem Zentralpunkt zeigen und 120° Orientierungsunterschied haben. Die Länge der Extensometer wurde mit 5 m gewählt, wobei der Kompromiss – die SOFO Sensoren könnten auch 20 m oder länger sein – durch den Aufwand der Grabungen und die lokale Topographie bestimmt wurde. Andere Anwendungen, insbesondere dort, wo die Strain-Rosette durch den Bauprozess eingebettet werden kann, könnten die Verwendung von anderen Längen je nach Aufgabenstellung erfordern.

Die Verbindung der Endpunkte einer Extensometerstrecke mit dem Hangmaterial muss absolut hergestellt werden. Wir sind überzeugt, dass mit der „Soilfrac“ Technik die beste Verbindung erreicht werden kann. Daher wurden die Vermarkungen für die Strain-Rosette im Testgebiet der TUG (Brunner et al., 2007) mit einer Variante von „Soilfrac“ ausgeführt. Es soll hier erwähnt werden, dass die Überprüfung der absoluten Verbindung einer Stabilisierung mit dem Bodenmaterial, vor allem durch die Durchführung im Feld, extrem schwierig, wenn nicht sogar unmöglich, ist. Die Verwendung von steifen Stahlrohren wurde von uns als problematisch erkannt und die Durchführung von „Soilfrac“ am Hang hat sich wegen der Schwierigkeit mit den Zufahrten der Baumaschinen im steilen Gelände und der unvermeidbaren Flurschäden als nicht durchführbar herausgestellt. Daher wurde eine andere Art der Vermarkung gewählt, siehe Kapitel 4. Die repräsentative Vermarkung von Extensometerpunkten bleibt weiterhin ein wichtiges Forschungsthema für uns.

Die erste Strain-Rosette haben wir im Gelände der TUG mit einem gemeinsamen Zentralpunkt für alle drei Extensometer realisiert, wodurch nur vier Bohrungen notwendig waren. Allerdings mussten spezielle Aufnehmer gefertigt werden (Brunner et al., 2007). Die Ausführung der Strain-Rosette mit Zentralpunkt bedingt auch die Lagerung der drei Extensometer in verschiedenen Niveaus. Für die Ausführung am Hang sollte das vermieden werden. Auch ergibt die Realisierung mit Zentralpunkt einen größeren gestörten Bereich im Zentrum wegen der notwendigen Grabungen. Weiters wird jedes Fehlverhalten des gemeinsamen Zentralpunktes alle Messungen beeinträchtigen. Wir haben daher die Strain-Rosette im Rutschhang Gradenbach mit drei separaten Extensometern realisiert, wodurch im Zentrum eine relativ ungestörter Bereich entstand und alle drei Extensometer in einer Ebene angeordnet werden konnten.

Wie schon erwähnt, haben wir die Extensometer mit faseroptischen SOFO Sensoren (Inaudi et al., 1994) realisiert. SOFO ist ein interferometrisches System, das mit niederkohärentem Laserlicht unter Verwendung von zwei separaten Michelson Interferometern arbeitet (Glisic und Inaudi, 2007). Die Messstrecke und die Referenzstrecke werden durch monomode Glasfasern realisiert, die in einem Schutzschlauch parallel geführt werden, siehe Abbildung 3. Eindimensionaler Strain wird durch die Veränderungen der Ankerpunkte, die mit dem Material in Verbindung sein müssen, erzeugt. Wie Abbildung 3 zeigt, wird die Referenzfaser lose, aber parallel zur Messfaser geführt. Dadurch sind die Messwerte beinahe frei von Temperatureinflüssen. Die Genauigkeit des SOFO Systems wird vom Hersteller mit einer Standardabweichung von $2 \mu\text{m}$ angegeben. Diesen Wert haben die eigenen Untersuchungen am Institut voll bestätigt (Lienhart, 2005). Eine Standardabweichung von $2 \mu\text{m}$ ergibt für die Sensorlänge von 5 m die relative Präzision von $4 \cdot 10^{-7}$, was in etwa einer 25 mal höheren Auflösung entspricht als jene, die mit den GPS Messungen erreichbar ist.

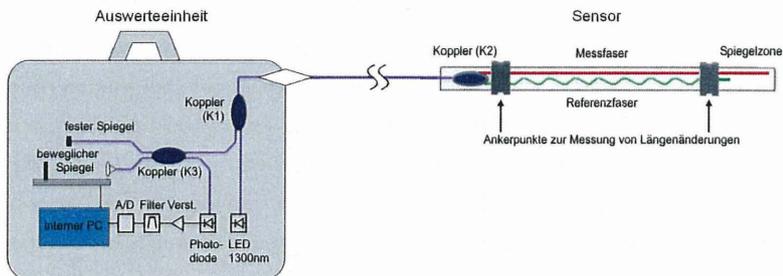


Abbildung 3: Komponenten des SOFO-Static Systems (nach Inaudi und Vurpillot, 1999)

Ein Vorteil des SOFO Systems ist es, dass dieselben eingebetteten Sensoren auch für die Messung hochfrequenter Längenänderungen verwendet werden können, wenn eine andere Reading Unit (SOFO-Dynamic RU) verwendet wird. Das SOFO-Static wurde für Langzeitbeobachtungen konzipiert (Messzeit ca. 6 s, absolute Werte), wohingegen das SOFO-Dynamic (Lloret and Inaudi, 1999) für kurz andauernde, hochfrequente Messung der relativen Längenänderungen des SOFO Sensors gedacht ist. Es weist eine Präzision von besser als 10 nm auf und arbeitet mit Abtastfrequenzen bis zu 10 kHz. Da das Instrument jedoch die Referenzwerte verliert, wenn es vom SOFO Sensor getrennt wird, kann es das SOFO-Static nicht ersetzen, sondern stellt eine wertvolle Ergänzung zu diesem dar.

4 Einbau der Strain-Rosette am Rutschhang

Die Realisierbarkeit des Einbaukonzeptes wurde durch den Bau eines Prototypen der Strain-Rosette in einem unbewegten Gebiet der TUG erprobt. Intensive Untersuchungen bestätigten die hohe Leistungsfähigkeit der faseroptischen Sensorik (siehe Brunner et al., 2007). Infolge der Rahmenbedingungen am Rutschhang (1600 m Seehöhe, fehlende Infrastruktur, Störung durch Weidevieh) wurde eine alternative Verankerung gewählt, die in der Folge beschrieben wird.

Die Lage der Strain-Rosette wurde nach mehreren Begehungen im Nahbereich der GPS Station B festgesetzt, da hier die rutschungsbedingten Verschiebungen für die letzten Jahre vorliegen, und die Zufahrt relativ günstig ist.

Armierungseisen vertikal und weitere vier, je 1 m lange Armierungseisen, schräg in das Felsmaterial eingetrieben. Am oberen Ende eines Betonankers wurden Adapter einbetoniert, die die Verbindung mit dem SOFO Sensor herstellen. Die Adapter wurden aus rostfreiem Stahl gefertigt und erlauben die Justierung der Sensorlängen. Abbildung 5 rechts zeigt eine Künette mit faseroptischem Sensor während des Einbaus.

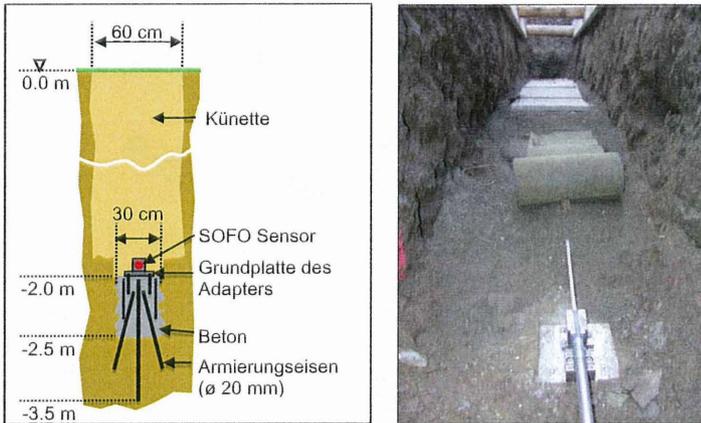


Abbildung 5: (links) Verankerungskonzept für die Sensoren der Strain-Rosette, (rechts) Faseroptischer Sensor beim Einbau

Beim Einbau wurden die Sensoren ausgerichtet und um etwa 3 mm vorgespannt, um auch negative Deformationen unverfälscht messen zu können. Weiters wurden Koppler- und Spiegelzone der SOFO Sensoren mit Aluminiumrohren geschützt. Vor dem Zuschütten der Künetten wurden die Sensoren in Sand eingekoffert und gegen Wasser und Steinschlag geschützt.

Neben den SOFO Sensoren wurden ein Bodenfeuchtesensor und je ein Temperatursensor zur Messung der Boden- sowie der Lufttemperatur eingebaut, um die Messdaten der SOFO Sensoren entsprechend korrigieren zu können, und um diverse Abhängigkeiten zu untersuchen.

Das Instrumentarium (faseroptisches Auswertegerät, Datalogger) samt Einrichtungen zur Spannungsversorgung ist in einer kleinen Hütte untergebracht. Die Führung der

faseroptischen Kabel bis zur Hütte erfolgte in Schutzschläuchen, um einer Beschädigung durch Nagetiere vorzubeugen.

5 Resultate

5.1 Statische Messungen

Die SOFO-Static RU besitzt einen internen Datalogger und einen Akku zur autonomen Messung ohne Computer. Sie kann zwischen den Messepochen in einen Energiesparmodus gesetzt werden, wodurch tausende Messungen ohne Aufladen des Akkus möglich werden.

Die ersten Messungen wurden schon einige Tage nach Fertigstellung der Strain-Rosette durchgeführt. Weitere folgten erst zwei Monate später, da zu Beginn eine einbaubedingte Setzungsphase vermutet wurde. Ab Mitte Juli 2007 wurde Sensor S1 kontinuierlich gemessen, wobei alle 6 Stunden jeweils 12 Messungen durchgeführt wurden. Die Sensoren S2 und S3 wurden nur sporadisch während des Aufladens der Akkus (wegen der fehlenden Spannungsversorgung am Hang ca. alle 50 Tage notwendig) gemessen, da das verfügbare SOFO-Static ein Einkanalgerät ist und manuelles Umstecken zwischen den Sensoren erfordert. Weitere simultane Messungen mit den drei Sensoren wurden im Oktober 2007 während einer längeren Messkampagne durchgeführt. Nach einer Winterpause wurden im Mai 2008 die Messungen aller drei Sensoren durchgeführt, danach die kontinuierliche Erfassung des Sensors S1 erneut gestartet. Anfang Juli 2008 ist dieser jedoch ausgefallen, da das innerhalb der Messhütte liegende ungeschützte Anschlusskabel von einem eingedrungenen Nagetier beschädigt wurde. Die Reparatur der Anschlussfaser wurde bereits veranlasst, konnte aber noch nicht durchgeführt werden.

Neben den Messwerten des SOFO Sensors wird in einer Datenbank die interne Temperatur des SOFO-Static gespeichert. Weiters werden mit einem separaten Datalogger die Bodentemperatur und –feuchte wie auch die Lufttemperatur erfasst. Damit können die SOFO-Static Messwerte (a) wegen der Resttemperaturabhängigkeit des SOFO Sensors und (b) wegen der Temperaturabhängigkeit der SOFO-Static RU korrigiert werden. Näheres über die Temperaturempfindlichkeit der SOFO Sensoren kann Inaudi (2004) entnommen werden, Details über die geringe

Temperaturempfindlichkeit der SOFO-Static RU sind in Lienhart (2005) enthalten. Die Größenordnung der Gesamtkorrektur beträgt für eine Änderung der Bodentemperatur von 3°C und einer Änderung der Instrumententemperatur des SOFO-Static von 30°C etwa 6 µm und ist damit für höchste Genauigkeitsforderungen zu berücksichtigen.

Abbildung 6 zeigt die mit dem SOFO-Static erfassten Bewegungen der drei Sensoren S1, S2 and S3 von Mai 2007 bis August 2008. Die ΔL Werte zeigen die Längendifferenz zwischen der Mess- und der Referenzfaser eines SOFO Sensors. Wird dieser Wert kleiner, so verringert sich die Distanz zwischen den Ankern. Die gezeigten Werte liegen für die drei Sensoren zwischen 37 mm und 41 mm, und sind damit innerhalb des Arbeitsbereichs der SOFO-Dynamic RU (i.e., 38 mm \pm 5 mm), was beim Einbau der Sensoren berücksichtigt werden muss.

Für die bisher mehr als 600 Messepochen wurden die Standardabweichungen (*std*) aus den jeweils 12 Einzelmessungen berechnet. Die meisten *std*'s waren kleiner als 2 µm und lagen damit unter der Herstellerangabe. Lediglich bei 40 Epochen traten größere Streuungen (bis zu 4 µm) auf. Diese Werte bestätigen die hohe Präzision der RU, zeigen aber auch, dass für höchste Genauigkeitsansprüche mehr als nur ein Messwert pro Messepoche notwendig ist.

Ab Mitte Juli 2007 traten Bewegungen zwischen 0.09 mm (Sensor S3) und 0.24 mm (Sensor S2) auf. Erste Analysen mit den GPS Resultaten zeigten einen gewissen Zusammenhang, der jedoch noch näher untersucht werden muss. Derzeit liegen noch zu wenige simultane Daten aller drei Sensoren vor, um eine gesicherte Aussage über die Hauptdehnungsrichtung tätigen zu können. Daher wird zurzeit ein Multiplexer für die SOFO-Static RU angeschafft, mit dem dann alle drei Sensoren simultan und damit kontinuierlich beobachtet werden können.

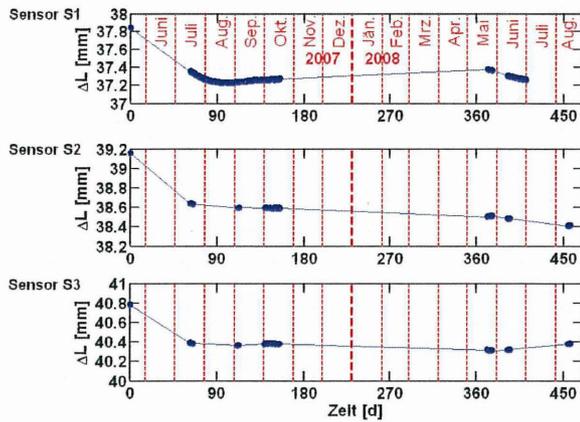


Abbildung 6: Mit den drei Sensoren S1, S2 und S3 der Strain-Rosette bestimmte Relativbewegung der Betonanker

Unabhängige Kontrollmessungen sind für die hochpräzisen SOFO Daten am Rutschhang kaum möglich. Deswegen wird die Präzision der SOFO-Static RU im Feld regelmäßig durch Messung eines Referenzsensors bekannter Länge überprüft. Zusätzlich wird das Instrument sporadisch zum Institut transportiert, um weitere Kontrollmessungen mit einem Sensor, der in unserem Messlabor fix installiert ist und konstanten Temperaturen ausgesetzt ist, durchführen zu können. Diese Messungen bestätigten bisher die exzellente Langzeitstabilität der SOFO-Static RU.

5.2 Hochfrequente Messungen

Die Massenbewegung am Rutschhang verursacht Mikrobeben, welche im Durchschnitt etwa einmal pro Woche auftreten und eine Dauer von weniger als 0.1 s haben (Brückl, persönliche Mitteilung). Der Zusammenhang zwischen diesen Mikrobeben und der Massenbewegung ist noch unzureichend erforscht, weshalb unsere Strain-Rosette auch zur Untersuchung von Strainwellen, die mit der tiefreichenden Massenbewegung des Gradenbach-Rutschhanges in Beziehung stehen, verwendet werden soll.

Durch ein Experiment mit künstlicher Anregung sollte die Leistungsfähigkeit der Strain-Rosette, Strainwellen zu detektieren, gezeigt werden. Die Anregung erfolgte mit Hammerschlägen auf den Boden, wodurch Strainvariationen generiert wurden. Diese wurden mit dem SOFO-Dynamic mit einer Abtastfrequenz von 1 kHz erfasst. Die Anregung der Strain-Rosette erfolgte wie bei der Hammerschlagseismik mittels Hammerschlägen, zusammen mit dem Team der TUW. Die Anregungspositionen werden in unterschiedlichen Entfernungen entlang dreier Linien (parallel zu den drei SOFO Sensoren) gewählt. An jedem der Anregungspunkte wurden 16 Hammerschläge (mit etwa zwei Sekunden Abstand) mit einem 5 kg Schlägel durchgeführt, um durch Überlagerung der Signale der Einzelschläge das Summensignal bei geringem Signal-Rauschabstand sichtbar machen zu können.

Simultan zu den Messungen mit der Strain-Rosette wurden mit Geophonen (TUW) an der Oberfläche, oberhalb der SOFO Sensoren, die Vertikalbeschleunigungen gemessen, die in dieser Arbeit nicht dargestellt werden. Gezeigt werden in der Folge Resultate von Schlägen, die entlang einer parallelen Linie zum Sensor S1 ausgeführt wurden, siehe Abbildung 4 rechts.

In Abbildung 7 sind exemplarisch die Messsignale dreier aufeinanderfolgender Hammerschläge bei zwei verschiedenen Distanzen dargestellt. Dabei wurde mit 5 m eine zum Zentrum der Rosette sehr nahe und mit 155 m die größte Distanz gewählt. Dargestellt sind wie zuvor die Relativbewegungen ΔL der Anker der drei Sensoren S1, S2 und S3, aber auch das Signal des Referenzsensors (Ref.Sensor), das zur Bestimmung des Anregungszeitpunktes verwendet wurde.

Bei der Anregung in 5 m Entfernung treten an den drei Sensoren Signale mit Amplituden von knapp $0.2 \mu\text{m}$ (Abbildung 7 links) auf und sind deutlich zu erkennen. Bei der Anregung in 155 m Entfernung sind die Signale aufgrund der Energieabsorption im Untergrund wesentlich geringer und kaum mehr erkennbar. Daher wurden in Abbildung 7 rechts rote Markierungen an den Positionen der durch die Hammerschläge hervorgerufenen Signale eingefügt.

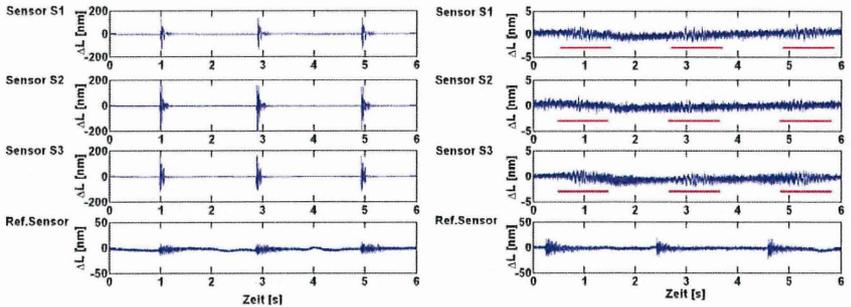


Abbildung 7: Signale dreier aufeinanderfolgender Hammerschläge bei einer Entfernung von (links) 5 m und (rechts) 155 m zum Zentrum der Strain-Rosette

Die mit dem SOFO-Dynamic erfassten Rohdaten weisen Driften auf, die durch thermische Effekte im Gerät bedingt werden. Die leichte wellenartige Änderung der Signale in Abbildung 7 rechts ist darauf zurückzuführen. Durch die simultane Messung eines Referenzsensors (konstante Länge) kann der Hauptanteil der Driften eliminiert werden, wodurch die Driften auf $< 1 \mu\text{m}$ pro Stunde reduziert werden können. Da der Referenzsensor in diesem Experiment jedoch zur Bestimmung des Anregungszeitpunktes verwendet wurde, und daher nicht zu Driftreduktion herangezogen wurde, erfolgte die Elimination dieser langsamen Driften durch Hoch-Pass-Filterung (Grenzfrequenz 1 Hz).

Zur Hervorhebung der geringen Signale wurden, wie in der Hammerschlagseismik üblich, die Signale der 16 Hammerschläge kombiniert. Die Verschiebung zwischen den Signalen der einzelnen Hammerschläge wurde aus den Maxima der Kreuzkorrelationsfunktion des Signals mit einem Referenzsignal bestimmt. Abbildung 8 zeigt für dieselben Anregungspositionen wie zuvor, das Mittel der Signale der 16 Hammerschläge. Zusätzlich sind in der Abbildung die Spannweiten (rg) der anregungsinduzierten Signale (in nm) eingetragen.

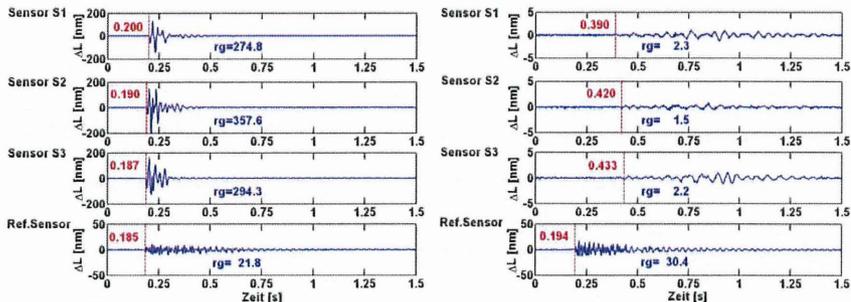


Abbildung 8: Gemitteltes Signal aus 16 Hammerschlägen bei einer Entfernung von (links) 5 m und (rechts) 155 m zum Zentrum der Strain-Rosette

Wie zu erwarten, reduziert sich durch die Mittelung der zufällige Rauschteil, wodurch insbesondere bei der großen Entfernung die anregungsinduzierten Signale erst deutlich sichtbar werden. Die Signaldauer beträgt bei beiden Distanzen etwa 1 s, ist aber in Abbildung 8 links wegen der größeren Signalspitzen kaum zu erkennen.

In Abbildung 8 sind zusätzlich die ersten Zeitpunkte der auftreffenden Strainwellen markiert (rot strichlierte Linie). Diese wurden in der Regel mittels robuster Schätzung der Standardabweichung und Ausreißerdetektion bestimmt und sind zusätzlich in der Abbildung numerisch (in Sekunden, rot) angegeben. Geometriebedingt sollten die Strainwellen bei den Sensoren S2 und S3 früher, beim weiter entfernten Sensor S1 etwas später ankommen (siehe Abbildung 4 rechts). Dies trifft bei den nahen Entfernungen zu, ist aber bei den entfernten (ab ca. 35 m) nicht der Fall. Die Ursache dafür wird noch untersucht.

Aus den Laufzeiten zwischen dem Anregungszeitpunkt und dem ersten Einsetzen des Signals an der Strain-Rosette lässt sich die Geschwindigkeit der Strainwellen (erstes Auftreffen) abschätzen. Diese variiert zwischen etwa 350 m/s und 700 m/s für Anregungspunkte in verschiedener Entfernung bzw. Lage zur Strain-Rosette, kann aber an individuellen Positionen auch bis zu 1000 m/s betragen. Aufschluss über die Schichtung des Untergrunds und deren unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten wird eine kürzlich erfolgte seismische Aufnahme liefern, weshalb hier nicht näher auf diesen Aspekt eingegangen wird.

In Abbildung 9 wurden die Spannweiten der Signale für alle Distanzen der in Abbildung 4 rechts gezeigten Anregungslinie für die drei Sensoren gemeinsam dargestellt.

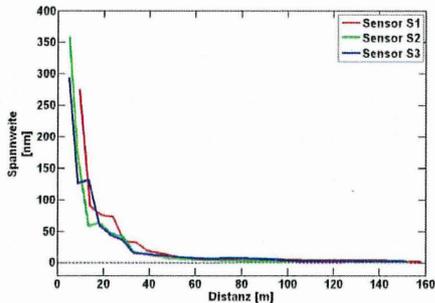


Abbildung 9: Spannweite des Signals der drei Sensoren der Strain-Rosette bei Anregung mittels Hammerschlag in verschiedenen Entfernungen

Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der Spannweiten mit der Distanz, die eine Folge der Wellenausbreitung und der Energieabsorption im Untergrund ist. Bei sehr nahen Anregungen treten Relativbewegungen zwischen den Ankern von etwa $0.35 \mu\text{m}$ auf, die sich rasch verringern und schon bei 35 m Entfernung zum Zentralpunkt der Strain-Rosette unter 10 nm liegen. Bei der größten Entfernung, bei der angeregt wurde (155 m), liegen die Spannweiten der Signale im Bereich von 2 nm und damit im Bereich des Rauschens des Signals (robuste *std* der Daten: 1.3 nm). Wird das Rauschen durch Mittelung reduziert (robuste *std* nach Mittelung der Signale der 16 Hammerschläge: 0.3 nm), so werden die durch die Hammerschläge induzierten Signale deutlich erkennbar (siehe Abbildung 8 rechts).

Diese Resultate zeigen eindrucksvoll die hohe Auflösung der Strain-Rosette und der SOFO-Dynamic RU.

6 Diskussion und Ausblick

Für geotechnische Strainmessungen haben wir eine in den Boden eingebettete Strain-Rosette entwickelt. Die Strain-Rosette besteht aus drei Extensometern, die radial von einem Zentralpunkt aus mit 120° Unterschied orientiert sind. Die

Extensometer wurden mit 5 m langen faseroptischen Sensoren (SOFO Typ) realisiert. Der erste Prototyp wurde im flachen Gelände eingebaut, um für die Stabilisierung der Anker sowie die Einbettung der Extensometer Erfahrungen zu sammeln.

Die zweite große Strain-Rosette wurde in der tiefgreifenden Massenbewegung Gradenbach realisiert. In der vorliegenden Arbeit wird über das Konzept einer Strain-Rosette für geotechnische Messungen und besonders über die Einbettung der Strain-Rosette in das Hangmaterial berichtet.

Die 5 m langen faseroptischen Extensometer erlauben die statischen Messungen der Verformungen mit 2 μm Genauigkeit, wobei der Temperaturfluss durch das spezielle Design kompensiert wird. Es wird über die Resultate während einem Jahr berichtet. Dynamische Verformungen können mit einem zweiten Auswertegerät gemessen werden, wobei eine Präzision von 10 nm bei 1 kHz erreicht werden kann. Um diese hohe Präzision zu prüfen, wurden mit Hammerschlägen Bodenverformungen erzeugt. Die bisherigen Messungen bestätigen die hohe Präzision.

Die theoretische und experimentelle Untersuchung der Resultate der Hammerschlagseismik (Geophone) und der simultan ausgeführten Messungen mit der faseroptischen Strain-Rosette ist geplant. Intensive Feldmessungen werden in nächster Zeit am Rutschhang Gradenbach durchgeführt werden, um die Gründe für die Beschleunigung und Verlangsamung der Rutschgeschwindigkeit zu erforschen.

Die langarmige Strain-Rosette wurde von uns für die Untersuchung der tiefreichenden Hangbewegung Gradenbach entwickelt. Dieses neue Messsystem sollte, im Vergleich zu bekannten Messtechniken, auch bei anderen geotechnischen Messproblemen mit vielen Vorteilen einsetzbar sein. Dabei könnte ein weiterer Vorteil sein, dass die Einbettung der Strain-Rosette in das Baumaterial in den Bauprozess integriert werden kann.

Danksagungen

Diese Arbeit resultiert aus einem von der Österreichischen Akademie der Wissenschaften geförderten Forschungsprojekt, welches einen Österreichischen Beitrag zu IDNDR und ISDR darstellt. Weitere Beiträge liefert Prof. Dr. E. Brückl (TU Wien) dessen Zusammenarbeit wir sehr schätzen. DI Hausmann (TUW) hat die hammerschlagseismischen Messungen ausgeführt. Wir bedanken uns bei allen Kollegen, die in den vielen GPS Messkampagnen mitgewirkt haben, beim Bau der Strain-Rosette geholfen haben, und für die Unterstützung bei den Testmessungen an der TUG und am Gradenbach.

Referenzen

- Brunner FK, Zobl F, Gassner G (2003) On the Capability of GPS for Landslide Monitoring. Felsbau 21: 51-54
- Brunner FK, Woschitz H, Macheiner K (2007) Monitoring of deep-seated mass movements. 3rd Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-3), Nov.13-16, 2007, Vancouver, Canada.
- Brückl E, Brunner FK, Kraus K (2006) Kinematics of a deep-seated landslide derived from photogrammetric, GPS and geophysical data. Engineering Geology 88: 149-159
- Fecker E (2002) Bestimmung des Spannungszustandes im Baugrund und in Bauwerken, Messen in der Geotechnik 2002, Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Nr. 77, 127 - 140
- Glisic B, Inaudi D (2007) Fibre optic methods for structural health monitoring. Wiley
- Inaudi D (2004) Testing performance and reliability of fiber optic sensing system for long-term monitoring. Proc. 2nd European Workshop on Optical Fibre Sensors, Santander, Spain, 9-11 June 2004

- Inaudi D, Elamari A, Pflug L, Gisin N, Breguet J and Vurpillot S (1994) Low-coherence deformation sensors for the monitoring of civil-engineering structures. *Sensors and Actuators A* 44: 125-130
- Inaudi D, Vurpillot S (1999) Monitoring of concrete bridges with long-gage fiber optic sensors, In *Journal of Intelligent Material Systems and Structures* 10: 280-292
- Lienhart W (2005) Experimental Investigation of the Performance of the SOFO Measurement System. In Fu-Kuo Chang (Ed.) 'Structural Health Monitoring 2005, Proc. 5th Int. Workshop on Structural Health Monitoring', Stanford, USA: 1131-1138
- Lienhart W, Brunner FK (2007) Integrierte Auswertung von inhomogenen Überwachungsdaten am Beispiel einer monolithischen Brücke. In Brunner FK (Hrsg.) *Ingenieurvermessung 07*, Wichmann Verlag, 295 - 309
- LLoret S and Inaudi D (1999) Amplitude Modulation of a Low-Coherence Source, Applications to Distance and Dynamic Displacement Sensing. *Optics & Lasers in Engineering* Vol. 32, No. 4: 325-337
- Woschitz H, Brunner FK (2008) Monitoring a deep-seated mass movement using a large strain rosette. 13th Int. Symp. on Deformation Measurement and Analysis, May 12 15, 2008, Lisbon, Portugal

Autoren

Univ.Prof.Dr. Fritz K. Brunner, Dr. Helmut WOSCHITZ

Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz

Steyrergasse 30, A-8010 Graz, AUSTRIA

{fritz.brunner, helmut.woschitz}@tugraz.at

Seismische Vorauserkundung in Tunnelbohrmaschinen

B. Bruns, A. Kassel, M. Gehrig, T. Edelmann, J. Gattermann, J. Stahlmann

1 Einleitung

Das Bauen im Untergrund stellt für den Ingenieur immer eine Herausforderung dar. Die 'stichpunktartige' Erkundung liefert nur ansatzweise Grundlagen für die Interpretation der geologischen Verhältnisse unter denen ein Tunnelbauwerk aufgefahren wird. Die Erkenntnisse über die tatsächliche geologische Situation ergeben sich im Grunde erst bei der Herstellung des Bauwerkes. Störungs- und Karstzonen, eingelagerte Gesteinsblöcke, wasserführende Gebirgsabschnitte, Hohlräume und anthropogene Hindernisse (z. B. Bomben, Fundamente) stellen ein großes Gefährdungspotential für den Tunnelbau dar. Insbesondere im maschinellen Tunnelbau kann das Anfahren von nicht vorhergesehenen geologischen Grenzflächen oder Störungen zu einer erhöhten Gefährdung an Mensch und Material und in deren Folge zu Vortriebsstillständen führen. Das Szenario reicht vom Wassereinbruch bis hin zum Totalschaden am System. Unentdeckte Hohlräume im näheren Umfeld eines Tunnels können nicht nur den Bauzustand sondern auch den Betriebszustand gefährden.

Bei der Spritzbetonbauweise behilft man sich mit speziellen Ausbruchsklassen, die für unvorhersehbare Situationen bereits bei der Ausführungsplanung berücksichtigt wurden. 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 Tunnelbohrmaschine (TBM) nur eingeschränkt eine Reaktionszeit auf eine wechselnde Geologie. Es besteht zwar die Möglichkeit, auch von einer TBM aus Erkundungsbohrungen analog dem Verfahren, welches bei der Spritzbetonbauweise angewendet wird, durchzuführen. Allerdings wird dadurch der Bauablauf verzögert, da für die Durchführung der Erkundungsbohrung das Schneidrad der TBM stillstehen muss und sich dadurch ein Vorteil des maschinellen Tunnelbaus negiert. In vielen Fällen ist eine hochauflösende Baugrunderkundung von der Oberfläche aus aufgrund von z.B. hohen Überlagerungen oder Unzugänglichkeit nicht möglich. Um dieses Problem zu lösen sind Vorauserkundungsverfahren notwendig, die möglichst ohne den Tunnelvortrieb zu unterbrechen direkt von der Tunnelbohrmaschine 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 unzureichenden Interpretationssicherheit für den Baubetrieb noch nicht abgeschlossen ist.

Durch den wachsenden Marktanteil des maschinellen Tunnelbaus gegenüber der Spritzbetonbauweise besteht allerdings ein gesteigerter und dringlicher Bedarf an aussagekräftigen Vorauserkundungsverfahren. Der folgende Beitrag richtet den Fokus auf das im Lockergestein eingesetzte Verfahren Sonic Softground Probing (SSP).

2 Sonic Softground Probing (SSP)

Das SSP Verfahren ist ein zerstörungsfreies 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. Initiiert wurde die Entwicklung durch die Partner der ARGE '4. Röhre Elbtunnel', bei der dieses System erstmals 1997 in einer sehr heterogenen Geologie (Kies, Sand, Schluff, Ton, Torf und Schlick) zum Einsatz kam. Derzeit wird das SSP beim Bau des City-Tunnels in Leipzig eingesetzt.

Die Aufgaben des SSP sind nach DICKMANN [1998] im Einzelnen:

- Orten und Lagebestimmung von Diskontinuitäten mit unregelmäßiger Oberfläche (z.B. Findlinge) in maximal 50 m Entfernung zur Ortsbrust
- Lokalisieren von planaren Diskontinuitäten (z.B. Übergänge zu anderen Lockergesteinsschichten, Verwerfungszonen)
- Ausgabe eines 3D-Bodenmodells in Echtzeit
- Klassifizierung der Festigkeit und Homogenität des durchfahrenen Lockergesteins

Sende- und Empfangsgeräte sind in das Schneidrad der Tunnelbohrmaschine integriert. Der komplizierte Prozess der Datenbearbeitung, Auswertung und Visualisierung wurde

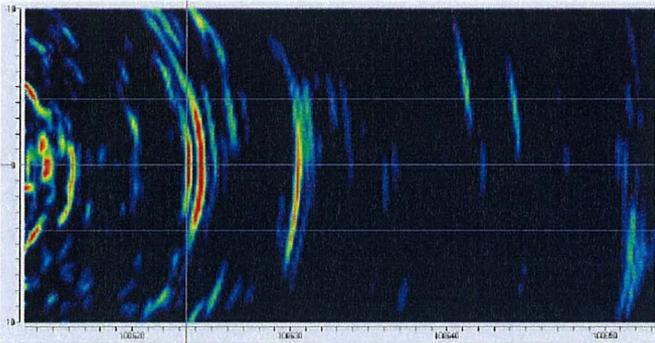
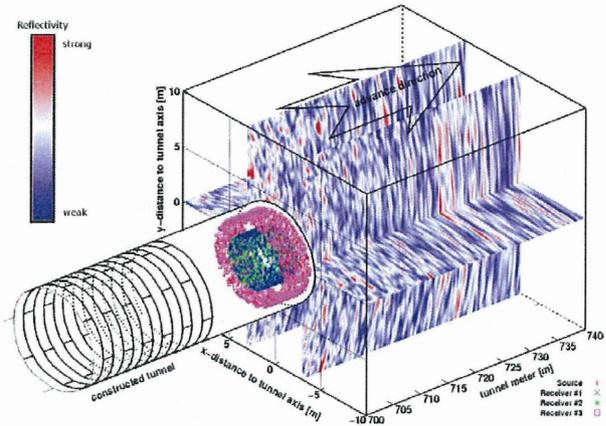
weitgehend automatisiert. Er wird nahezu in Echtzeit in der Vortriebsmaschine durchgeführt.

Für die zurzeit eingesetzten SSP-Systeme wurde ein vibrationsseismisches Korrelationsortungssystem entwickelt. Korrelationsortungsverfahren sind besonders für den Einsatz in Umgebungen mit sehr hohem Störpegel geeignet. Sender und Empfänger sind in der Front des Schneidrades platziert. Das vor Ort zu interpretierende Ergebnis des geophysikalischen Bearbeitungsprozesses ist ein dreidimensionales Abbild der in einem quaderförmigen Bereich vor der Tunnelbohrmaschine auftretenden Reflexionselemente. Das Messverfahren basiert auf der akustischen Reflexionsmessung. Petrophysikalische Kontraste (z.B. in Dichte und seismischer Geschwindigkeit der Wellen) erzeugen Reflexionen im durchschallten Boden. Das speziell codierte akustische Sendesignal wird direkt aus dem Schneidrad über das Stützmedium vor der Ortsbrust bei laufendem Vortrieb in den Baugrund abgestrahlt. Die Signalenergie breitet sich mit der jeweiligen Wellengeschwindigkeit des Lockergesteins aus und wird gegebenenfalls wie oben beschrieben reflektiert.

Drei oder mehr akustische Empfänger, in einem definierten Abstand zum Sender in der Front des Schneidrades platziert, nehmen das von den Grenzflächen reflektierte Signal auf, das sofort in digitaler Form an das Verarbeitungssystem im Nachläuferbereich der TBM übertragen wird. Dort wird der registrierte Datensatz mit der entsprechenden Tunnel- und Messgeometrie versehen und durchläuft einen automatisierten Datenverarbeitungsprozess, der aus einer Vielzahl anspruchsvoller seismischer Bearbeitungsmodule besteht, um das eigentliche Nutz(Reflexions)-Signal zu extrahieren. Alle gewonnenen Informationen eines kontinuierlichen Messzyklus werden in geeigneter Weise dem TBM-Bedienpersonal zur Interpretation auf einem Monitor präsentiert.

Die Leistungsfähigkeit des SSP-Systems ist in seiner Reichweite bzw. Auflösung maßgeblich bestimmt durch die physikalischen Prozesse der sphärischen Ausbreitung der Signalenergie, 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 im Nahbereich unter einem Meter liegen kann.

Reflektivitätskubus



Längsschnitt

Abbildung 1: Visualisierung der Ergebnisse des SSP

Die Hardware besteht aus Komponenten im Schneidrad und in der Beobachtungskabine auf der TBM. Das Funktionsprinzip der Hardwarekomponenten und ihrer Zusammenarbeit zeigt Abbildung 2. Darin sind alle SSP-Komponenten der TBM dargestellt, die beim Bau des City-Tunnels Leipzig verwendet werden. Das Gesamtsystem besteht aus einem rotierenden Teil, der sich aus einem Sender, vier Empfängern, dem A/D-Wandler (Digitalisierer) und den Anschlussboxen bildet und einem stehenden Teil im Nachläufer der TBM mit dem PC-System, dem Verstärker und den Druckluftbehältern. Beide Teile werden durch die Drehdurchführung verbunden. In dieser Darstellung ist der Druckluftkreislauf in blau, Kabelverbindungen in rot und eine Kombination aus beidem in violett gekennzeichnet.

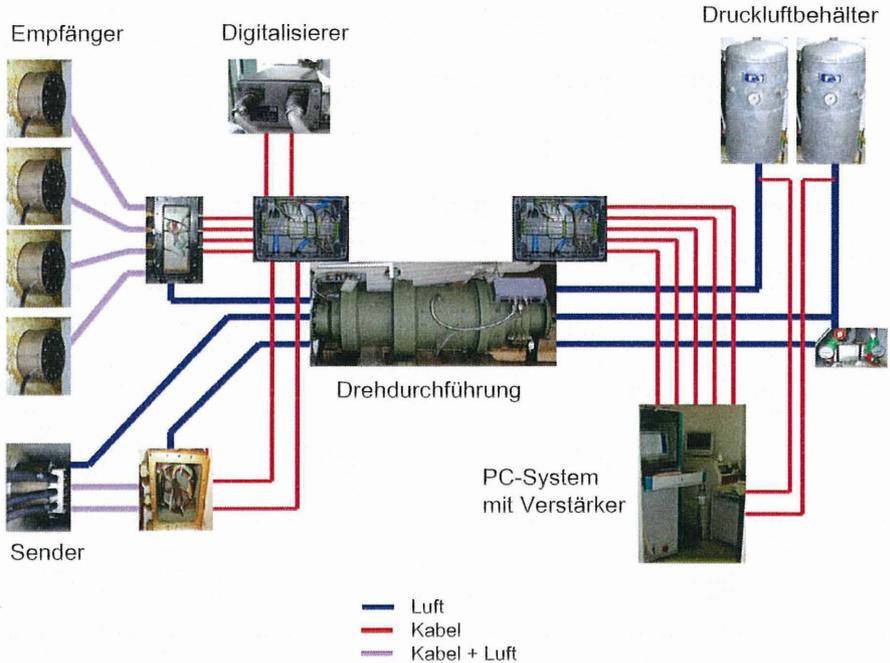


Abbildung 2: Gesamtinstallation der SSP-Komponenten (vorhandenes System)

Die seismischen Messungen werden mit einem PC-System gesteuert und verarbeitet. Der Analog-Digital-Wandler realisiert ein speziell berechnetes Quellsignal (Up-Sweep), das Schwingungen mit Frequenzen von einigen Hundert bis zu einigen Tausend Hertz erzeugt. Dieser Sweep wird verstärkt und über die Drehdurchführung der TBM zu einem Schallsender im Schneidrad geleitet. Dort wird ein elektromagnetisches Feld erzeugt, das eine kleine Masse, die mit der Sendemembran verbunden ist, zum Schwingen bringt. Diese Schwingungen werden über das Stützmedium der Ortsbrust in den Boden abgestrahlt. Das Quellsignal sowie die von Inhomogenitäten reflektierten Wellen werden durch Beschleunigungsaufnehmer im Schneidrad registriert, digitalisiert und verstärkt. Sie werden dann über die Drehdurchführung zurück zum PC-System geleitet. Parallel zur seismischen Messung wird die exakte Position des Schneidrades im Raum ermittelt. Abschließend werden in einem 3D-Modell die räumlichen Verteilungen der Reflektoren vor der Ortsbrust visualisiert.

Die Erkundungsseismik stellt sich im Untergrund komplizierter dar als von der Erdoberfläche aus. Erhöhte Anforderungen an die Messung und Datenverarbeitung von einer TBM aus ergeben sich nach LORENZ ET. AL. [2004] durch folgende Probleme

- komplizierte und begrenzte Messgeometrie
- starkes Hintergrundrauschen
- große Menge an Messdaten, die in Echtzeit verarbeitet werden müssen
- komplexes Wellenfeld
- Notwendigkeit der Automatisierung der Datenbearbeitung von der Messung bis zur Darstellung des Ergebnisses in einem 3D-Abbild der Verhältnisse vor der TBM
- wenig Vorabinformation aus der geotechnischen Vorerkundung

Ein automatisierter Verarbeitungsprozess ist notwendig, um die anfallenden Datenmengen innerhalb kürzester Zeit bearbeiten und interpretieren zu können. Für die Automatisierung stellt sich die Bestimmung der korrekten Prozessparameter schwierig dar, da diese in Abhängigkeit der Bodenzusammensetzung und Vortriebsparameter angepasst werden müssen. Aus diesem Grund findet eine ständige Kontrolle bestimmter Eigenschaften der Messdaten (z.B. Statistik der Amplitudenspektren) statt. Störungen des Systems werden hauptsächlich durch die Aggregate der TBM sowie den Abbauvorgang erzeugt. Dabei ist das Spektrum der Störungen sehr breitbandig. Die Amplituden nehmen jedoch mit steigender Frequenz ab.

Durch die Positionierung der Sender und Empfänger ergibt sich eine feste Messgeometrie. Da diese während des Vortriebs rotiert, resultieren daraus komplizierte Anforderungen an die Auswertesoftware, um ein wahres Bild der Verhältnisse vor dem Schneidrad zu erzeugen. Die Einzelsweeps werden in Abständen von wenigen Sekunden ausgelöst und die Reflexionen an allen Empfängern gleichzeitig registriert. Die Auflösung entlang der Tunnelachse ist dabei recht gut. Da sich der Sender jedoch während eines Sweeps weiterbewegt, werden Reflexionspunkte senkrecht zur Tunnelachse unschärfer. Diese Effekte müssen berücksichtigt werden und können durch viele Einzelmessungen vom gleichen Reflexionspunkt ausgeglichen werden.

Durch die Anwendung des SSP im Lockergestein tritt eine hohe Dämpfung der Nutzenergie mit zunehmender Entfernung auf. Auch dies kann zu einer Reduktion des räumlichen

Auflösungsvermögens führen. Der Prozess der Datenverarbeitung lässt sich nach HERRENKNECHT [2000] in folgende fünf Kategorien unterteilen:

1. Rauschunterdrückung
2. Energieausgleich
3. Extraktion des primären Wellenfeldes
4. Bestimmung der Migrationsgeschwindigkeit
5. Konstruktion des 3D-Strukturmodells

Ein großer Anteil der Datenverarbeitung besteht in der Rauschunterdrückung. Durch eine Kreuzkorrelation zwischen Sende- und Empfangssignal werden die größten Energieübertragungen und damit die stärksten Reflektoren bestimmt. Wichtig ist zudem, einzelne Störimpulse zu identifizieren und zu entfernen. Ein weiterer Punkt ist die Berücksichtigung des Energieverlustes der seismischen Wellen durch Absorption (Dämpfung) und sphärischer Divergenz (geometrisch bedingte Amplitudenabnahme). Da die Amplituden mit zunehmender Eindringtiefe abnehmen und höherfrequente Wellen eine stärkere Dämpfung erfahren als niederfrequente, werden später registrierte Wellen in der Auswertung stärker gewichtet. Dieser Effekt muss rückgängig gemacht werden. Bei der Extraktion des Wellenfeldes werden die direkten Wellen von den reflektierten Wellen getrennt. Die Laufzeit der Reflexionssignale von einem bestimmten Reflektorpunkt reduziert sich mit dem Vortrieb der TBM in Richtung auf diesen Punkt. Bei der Zusammenstellung der nacheinander gemessenen seismischen Spuren in einem Zeitschnitt ergibt sich aus den Reflexionsamplituden eine Korrelationsgerade, deren Neigung abhängig von der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zwischen Sender und Empfänger und dem Reflektor ist. Durch Kombination der zweidimensionalen Entfernungsbilder wird die Lage der Reflektoren in einem quaderförmigen Bereich ($b / h / l = 20\text{m} / 20\text{m} / 40\text{m}$) vor der TBM berechnet und dargestellt. Das Ergebnis ist die räumliche Verteilung der Reflektivität in einem Ergebniskubus.

3 Verbundvorhaben AUTOSEIS

Das Verbundvorhaben AUTOSEIS (Automatische seismische Vorauserkundung in Tunnelbohrmaschinen), gefördert vom BMBF unter dem Projektträger Jülich, ist aus einer Kooperation der Herrenknecht AG und dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB TUBS) entstanden und besteht im ersten Schritt aus der Verbesserung der Hardware sowie der Auswertesoftware. Nach Fertigstel-

lung der Hardware wurde diese zunächst in einem Großversuchsstand getestet und ein zweites System in das Schneidrad einer realen Tunnelbohrmaschine eingebaut. Parallel werden mit diesen beiden Systemen die erzielten Verbesserungen bei der seismischen Vorauserkundung im Lockergestein überprüft und weiter optimiert. Die volle Funktionsfähigkeit wird in einem Abschlussversuch in einem realen Tunnelvortrieb nachgewiesen. Die Inhalte des Verbundvorhabens sind grafisch in Abbildung 3 dargestellt.

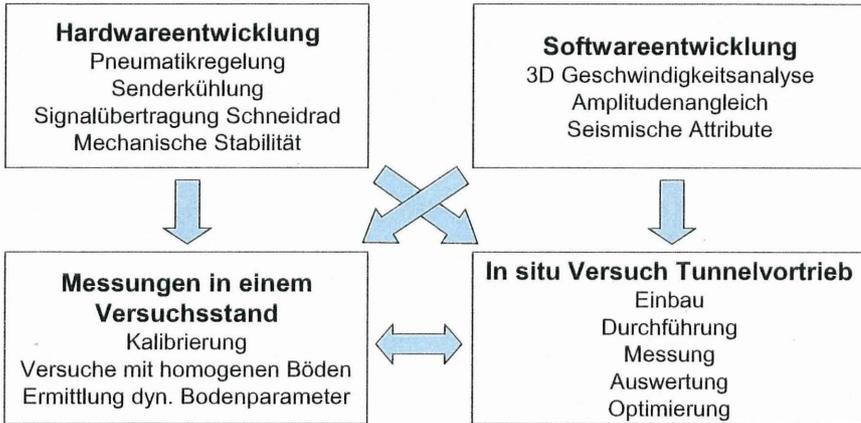


Abbildung 3: Übersicht über die Inhalte des Verbundvorhabens

3.1 Verbesserung der Hardware

Die Anpassung von sensibler Elektronik und Regelungstechnik an die Umweltbedingungen einer TBM stellen sehr hohe Anforderungen an die Störfestigkeit und Ausfallsicherheit aller Hardwarekomponenten. Defekte Komponenten im Schneidrad sind nur unter großem Zeit- und Kostenaufwand austauschbar. Verbesserungsbedarf bestand bei der Pneumatikregelung zum Druckausgleich von Sender- und Empfängerplatten, der Kühlung des Schallsenders, der Vereinfachung der Übertragung elektrischer Signale über mechanische Schleifringe sowie der Auslegung der mechanischen Stabilität für hartgesteinsähnliche Geologien.

Pneumatikregelung

Die Energieübertragung von der Schallquelle in den Baugrund und aus dem Baugrund zu den Empfängern hängt wesentlich von den Ankopplungsbedingungen an das Übertragungsmedium ab. Der Druck an der Ortsbrust ergibt sich aus der Überlagerungshöhe, der mittleren Gesteinsdichte und dem Grundwasserspiegel und bestimmt maßgeblich den notwendigen Stützdruck in der Bentonitsuspension. Dieser Außendruck muss in den Sender- und Empfangseinheiten mit Luftdruck kompensiert werden, um ein freies Schwingen der Membrane zu gewährleisten. Heute werden die Sender- und Empfängermembrane mit Druckluft beaufschlagt, die dem Stützdruck auf dem Niveau der Maschinenachse entspricht. Eine ideale Ankopplung ist so nur gewährleistet, wenn sich die Komponenten auf Höhe der Maschinenachse befinden. Um Daten bei allen Schneiradstellungen zu erhalten, wird während der Drehung des Schneirades der Winkel gemessen. Damit wird ein Großteil der Daten nicht unter idealen Ankopplungsbedingungen erfasst. Dies hat einen negativen Einfluss auf die Datenqualität. Eine schneiradwinkelabhängige Druckkompensation gewährleistet den idealen Druckausgleich bei allen Positionen von Sender und Empfängern.

Kühlung des Schallsenders

Das aktuelle SSP System nutzt den Schwinger eines Vibrationsprüftisches zur Erzeugung von elastischen Wellen im Gebirge. Eine Feldspule erzeugt ein statisches Magnetfeld, das als Widerlager für eine Schwingspule dient, die mit der gewünschten Signalform der zu generierenden elastischen Welle bestromt wird. Bei hohen Schneiradtemperaturen bewahrt eine Schutzschaltung die Spulen vor Übertemperatur und damit das Messsystem vor einem Totalausfall. Dadurch verringert sich zwangsläufig die Messhäufigkeit. Weil die Güte des Endergebnisses maßgeblich durch die Messhäufigkeit beeinflusst wird, kann mit einer effektiveren Kühlung die Qualität der seismischen Ergebnisse verbessert werden. Das Konzept sieht den Einsatz eines Permanentmagneten anstelle der Feldspule vor, um weniger Wärmeenergie in den Sender einzuleiten. Neben der verbesserten Datenqualität ergibt sich durch Wegfall eines Kühlkreislaufes eine deutliche Reduktion von Fehlereinflussmöglichkeiten während der Inbetriebnahme, Wartung und Reparatur des Systems.

Vereinfachung der Signalübertragung aus dem Schneirad

Die mechanische Drehübertragung für Leistung in das Schneirad und Daten aus dem Schneirad ist eine technisch anfällige Hardwarekomponente. Das Konzept sieht eine wei-

testgehende Reduktion der Anzahl von mechanischen Schleifringen vor. Geprüft wurden kontaktfreie Drehübertrager und Nahbereichsfunk (WLAN) auf ihre Eignung für die Datenübertragung. Tests unter In-Situ Bedingungen zeigten die Möglichkeit der Datenübertragung per Nahbereichsfunk auf.

Auslegung der mechanischen Stabilität für heterogene Geologie

Die bisher eingesetzten Systeme wurden ausschließlich in Lockergesteinsböden mit bentonitgestützter Ortsbrust betrieben. Erfahrungsgemäß werden flüssigkeitsgestützte TBMs auch in heterogenen Geologien eingesetzt, so dass die bisher entwickelten Hardwarekomponenten so weiterentwickelt werden, dass sie auch in der Lage sind, in Geologien mit direktem Kontakt zwischen Schneidradoberfläche und Abbaumaterial zu funktionieren. Es besteht ein Widerspruch zwischen der Forderung nach Bodenkontakt und Qualität der seismischen Signale. Daher wurde ein Konzept erarbeitet, das beide Forderungen verbindet.

Als Ergebnis der beschriebenen Optimierung reduziert sich die Gesamtinstallation auf die in Abbildung 4 dargestellten Komponenten. Neben Elementen im rotierenden Teil (Luftkanäle aus der Drehdurchführung) der TBM entfallen auch Teile im Nachläufer (Druckluftbehälter).

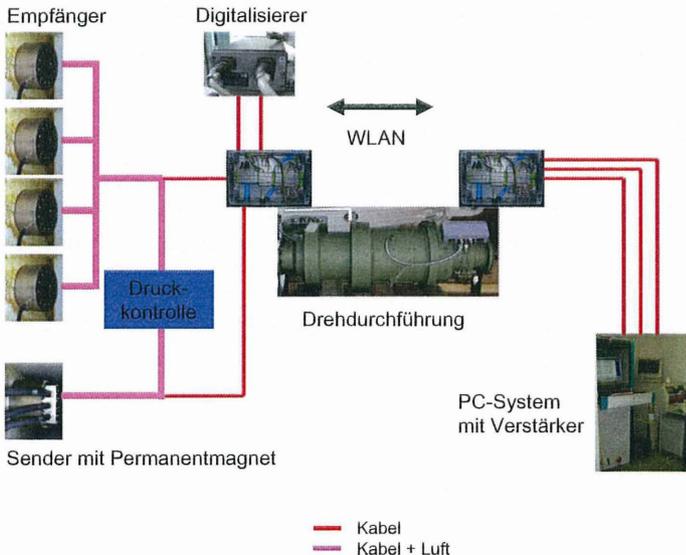


Abbildung 4: Gesamtinstalle der SSP-Komponenten (weiterentwickeltes System)

3.2 Softwareentwicklung

Durch die nachfolgend beschriebenen Entwicklungsschritte konnte die Datenqualität und damit die Interpretationsfähigkeit der SSP Methode entscheidend verbessert werden.

Entwicklung von Algorithmen für eine 3-D Geschwindigkeitsanalyse

Änderungen der Geologie, der Wassersättigung, der Porosität oder der Gebirgsspannung gehen mit Änderungen der Ausbreitungsgeschwindigkeiten von elastischen Wellen einher. Klüftzonen oder Hohlräume sind mit deutlichen Geschwindigkeitssprüngen verbunden. Die Kenntnis der 3-D Verteilung dieser Geschwindigkeiten in heterogenem Boden ist somit sehr hilfreich für die geotechnische Beurteilung des Gebirges.

Die aufgezeichneten seismischen Zeitreihen dienen wesentlich dazu, ein räumliches Strukturbild des Untergrunds zu erhalten. Dazu muss das Geschwindigkeitsfeld grundsätzlich bekannt sein, denn bei der Abbildung der reflektierten Wellenenergie auf den jeweiligen Reflexionspunkt wird das Prinzip der Holographie angewandt: Die Wellenfelder, die der Messaufnehmer registriert und diejenigen, welche der Sender abstrahlt, werden überlagert und erzeugen so ein Abbild der Reflexionspunkte. Im Rahmen der seismischen Datenverarbeitung findet dieser Prozess auf dem Computer statt. Nur die Kenntnis der Ausbreitungsgeschwindigkeiten erlaubt es, die Wellenfelder dabei korrekt zu überlagern. Fehlerhafte Geschwindigkeitsfelder führen zu erheblichen Unschärfen.

Die Bestimmung der dreidimensionalen räumlichen Verteilung der Wellengeschwindigkeiten des Ausbreitungsmediums wird innerhalb der reflexionsseismischen Datenverarbeitung als 3-D Geschwindigkeitsanalyse bezeichnet. Die konventionellen z.B. in der Erdölindustrie verwandten Algorithmen sind bei der TBM-gebundenen Messgeometrie nicht anwendbar. Die Anforderungen bezüglich der Detektion kleinräumiger Fluktuationen oder beim Umgang mit verrauschten Daten sind im Tunnelbau besonders groß. Ein neuer Algorithmus wurde deshalb im Rahmen dieses Forschungsvorhabens auf dem Prinzip der konsistenten Abbildung entwickelt. Dieses besagt, dass ein Reflektor bei Beschallung von unterschiedlichen Positionen aus nur dann jeweils an derselben räumlichen Position abgebildet wird, wenn das der Abbildung zugrunde liegende Geschwindigkeitsfeld korrekt ist. Um die korrekten Geschwindigkeiten zu finden, wurde eine Vielzahl von Geschwindigkeiten getestet. Die Abbildungen unter Verwendung unterschiedlicher Testgeschwindigkeiten wurden jeweils automatisch verglichen und statistisch ausgewertet.

Entwicklung von Algorithmen für den Amplitudenangleich

Ein richtiger rechnerischer Ausgleich der Ausbreitungsverluste ist eine wichtige Voraussetzung für die Erhöhung der Interpretationssicherheit. Gelingt der Amplitudenangleich nicht mit hinreichender Genauigkeit, kommt es bei der Migration der Zeitreihen im Darstellungskubus zu Anomalien, deren Lage sicher sein kann, deren Absolutwert hinsichtlich der resultierenden Reflektivitätsverteilung jedoch fehlerbehaftet ist. Damit sind die Vergleichbarkeit der Anomalien und der Rückschluss auf ihre Ursache nicht gewährleistet. Eine grundlegende Systemanalyse zeigte die wichtigsten Einflussgrößen auf, die im wichtigen Abbildungsprozess zu berücksichtigen sind.

3.3 Messungen in einem Versuchsstand

Nach Erarbeitung der Hardwaremodifikationen läuft ein Testbetrieb in einem Versuchsstand am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig. Im Versuchsstand ist es aufgrund definierter Geometrien und Bodenparameter möglich, gesicherte Kontrollmöglichkeiten der verbesserten Hardware zu erzielen. Der Versuchsstand bietet weiterhin gegenüber einem realen Tunnelvortrieb den Vorteil, schnell und einfach Modifikationen an den Komponenten Sender, Empfänger und Pneumatikregelung vornehmen zu können.

Der Großversuchsstand dient zusätzlich der Grundlagenforschung hinsichtlich der Wellengeschwindigkeit und der Bodendämpfung in Abhängigkeit:

- der Bodenart,
- des Spannungszustandes,
- der Wassersättigung,
- der Lagerungsdichte.

Der für die Versuchsdurchführung konzipierte Versuchsstand besteht aus einem 2,1 m hohen, 2,2 m breiten und 20,2 m langen Stahlrog, der an den Stirnseiten durch Schottwände geschlossen wird (Abbildung 5).

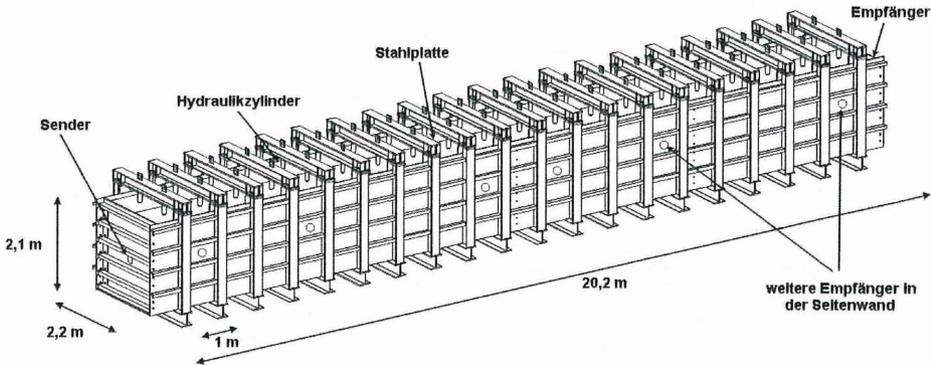


Abbildung 5: Prinzipskizze Versuchsstand 3D-Ansicht

Die Position der hinteren Schottwand ist veränderlich und erlaubt eine Variation der Versuchslänge zwischen 10, 15 und 20 m. Für eine Variation des Spannungszustandes sind am oberen Querriegel Belastungseinrichtungen angeordnet, die eine Gebirgsüberlagerung von bis zu 20 m simulieren können. Um die punktuelle Last der Pressenstempel gleichmäßig zu verteilen, werden Stahlplatten auf der Oberfläche aufgelegt. Zur Realisierung einer möglichst gleichmäßigen Flächenpressung ist jeden Meter ein geschlossener Rahmen angeordnet.

Für die Versuchsdurchführung wurde an der vorderen Schottwand der Sender und an der gegenüberliegenden Schottwand ein Empfänger angebracht. Für die Versuchsdurchführung wird der Stahlrog durch die Schottwände geschlossen. Der Bodeneinbau geschieht mit einem Radlader von oben in den Stahlrog. Mittels einer Vibrationsplatte wird der Boden lagenweise verdichtet. Für die Durchschallung des Bodens und Variation des Spannungszustandes werden die Stahlplatten aufgelegt und die Hydraulikzylinder montiert. Neben dem Einsatz der SSP-Messtechnik werden weitere Sensoren (Beschleunigungsaufnehmer, Porenwasserdruckaufnehmer, Totalspannungsgeber) im Versuchsboden eingebaut, um zusätzliche Erkenntnisse über das bodendynamische Verhalten zu gewinnen. Nachdem der Versuch beendet ist, werden die Querriegel, die Hydraulikzylinder und Stahlplatten entfernt und der Boden beprobt, um die bodenmechanischen Parameter zu bestimmen.

Die einzelnen Schritte der Versuchsdurchführung sind:

1. Schottwände und Messtechnik montieren
2. Bodeneinbau
3. Bodenverdichtung, lagenweise Probennahme
4. Auflegen der Stahlplatten
5. Montieren der Lasttraversen und Hydraulikzylinder, Anschluss an dss Hydrauliksystem
6. Durchschallung des Bodens, Aufnahme von Messdaten
7. Abbau der Lasttraversen und Hydraulikzylinder, Probennahme
8. Schottwände demontieren
9. Bodenausbau

Als Versuchsböden werden vier Bodenarten verwendet. Bei Boden 1 handelt es sich um einen Feinsand (fS), Boden 2 ist ein Mittelsand mit schluffigen Anteilen (mS, fs, u'), Boden 3 ein Mittelsand, dessen Kornverteilung in den kiesigen Bereich verläuft (mS, gs, fg',mg') und Boden 4 ist ein Feinkies (fG, mg). Die türkis schraffierte Fläche kennzeichnet den Einsatzbereich der Mixschild-TBM's.

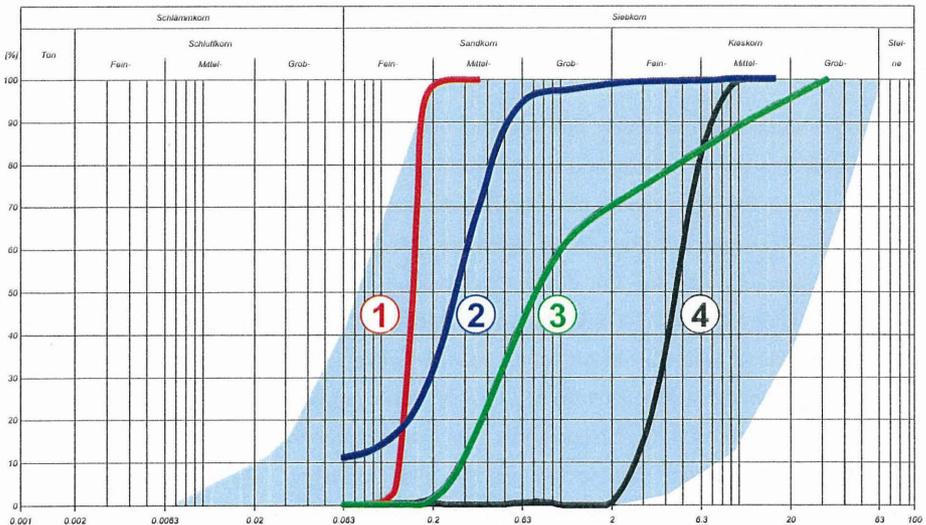


Abbildung 6: Kornverteilung der Versuchsböden

3.4 In Situ Abschlusstest bei einem Tunnelvortrieb

Parallel zur Verifizierung der Entwicklungsschritte im Großversuchsstand findet ein In-Situ Test bei einem realen Tunnelvortrieb statt.

Der Einbau eines SSP Systems muss bereits in der Konstruktionsphase der TBM berücksichtigt werden. Festzulegen sind die Orte von Sender und Empfängern im Schneidrad. Dabei muss ein Kompromiss gefunden werden zwischen der eigentlichen Funktion der TBM, Boden abzubauen, und der Forderung nach seismischer Qualität. Diese wird beeinflusst durch die Radien und Verteilung der Empfänger über die Scheidradfläche sowie ihren Abstand zu den Abbauwerkzeugen. Eine Drehdurchführung muss konstruktiv vorgesehen werden, die elektrische Leistung in das Schneidrad überträgt und Digitaldaten aus dem Schneidrad mit hoher Datenrate und Störfestigkeit in den Bereich der Nachläufer übermittelt. Es müssen pneumatische und elektrische Schnittstellen zum Druckluftsystem der TBM, zur SPS (speicherprogrammierte Steuerung) und zum Steuerleitsystem definiert werden. Fehlerhafte Geometriedaten des Steuerleitsystems, des Schneidradwinkels oder der Schneidradverschiebung und die Druckregelung haben direkten Einfluss auf die Qualität der seismischen Ergebnisse.

In der Fertigungsphase der TBM müssen Prüfungen die Funktion aller Komponenten sicherstellen. Dazu gehören:

- Komponententests
- Funktion der Datenübertragung
- Drucktest
- Computer- und Netzwerkschnittstellenüberprüfung
- Plausibilitätsprüfung der Geometriedaten, Statusdaten und Messdaten
- Langzeittests

Nach der Maschinenabnahme im Werk wird die TBM für den Transport zerlegt. Je nach Maschinentyp wird dabei auch das Schneidrad in mehrere Einzelteile zerlegt und die Drehdurchführung demontiert. Daher müssen die Prüfschritte auf der Baustelle wiederholt werden.

Es ergeben sich die folgenden Prüfkriterien:

Hardware:

- Funktion Pneumatikregelung unter verschiedenen Drücken an der Ortsbrust
- Qualität der Rohdaten im Vergleich mit und ohne Regelung
- Wärmeentwicklung im Sender bei Dauerbetrieb
- Funktion, Störfestigkeit und Wartungsaufwand der Drehdurchführung
- Mechanische Stabilität der Schneiradkomponenten auch in harten Geologien

Software:

- Qualität der Abbildung bei einem bekanntem Objekt
- Auswirkung der einzelnen Prozessingschritte auf das Messergebnis, ausgehend von identischen Rohdaten

Messmethode:

- Verifizierung der seismischen Prognose über das Abbaumaterial
- Verifizierung der seismischen Prognose über Reaktionen der TBM (Drehmoment, Kippmoment)
- Bewertung der Messergebnisse, Reflektivität und 3-D Geschwindigkeit in ihrer Bedeutung für den Baubetrieb
- Möglichkeit der Interpretation der Messergebnisse

4 Messergebnisse im Großversuch

Die Versuchsanlage an der TU Braunschweig wurde im Juli 2008 fertig gestellt. Seit dieser Zeit werden Versuche durchgeführt, bei denen die SSP Komponenten getestet, Abhängigkeiten der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit ermittelt und der Versuchsstand hinsichtlich seiner akustischen Randbedingungen optimiert wird. Erste Ergebnisse, die einen Nachweis der Funktionsfähigkeit des Systems liefern, werden im Folgenden an Messungen an einem Feinkies (Boden 4) mit einem Anstand zwischen Sender und Empfänger von 10 m beschrieben.

In Abbildung 7 sind Zeit-Frequenz-Zerlegungen des Sende- und Empfangssweeps dargestellt. Daraus werden sowohl beim Sender als auch beim Empfänger die über eine Dauer

von 1 Sekunde linear zunehmende erzeugte Frequenz von 100 bis 2000 Hz deutlich. Des Weiteren sind im Empfängersignal vielfache des abgestrahlten Sweeps zu erkennen.

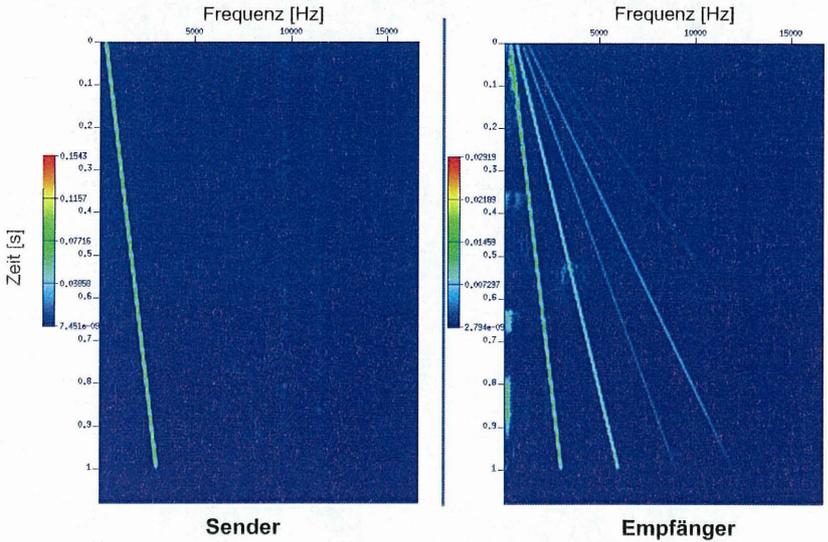


Abbildung 7: Zeit -Frequenz-Zerlegung des Sende- und Empfängersignals

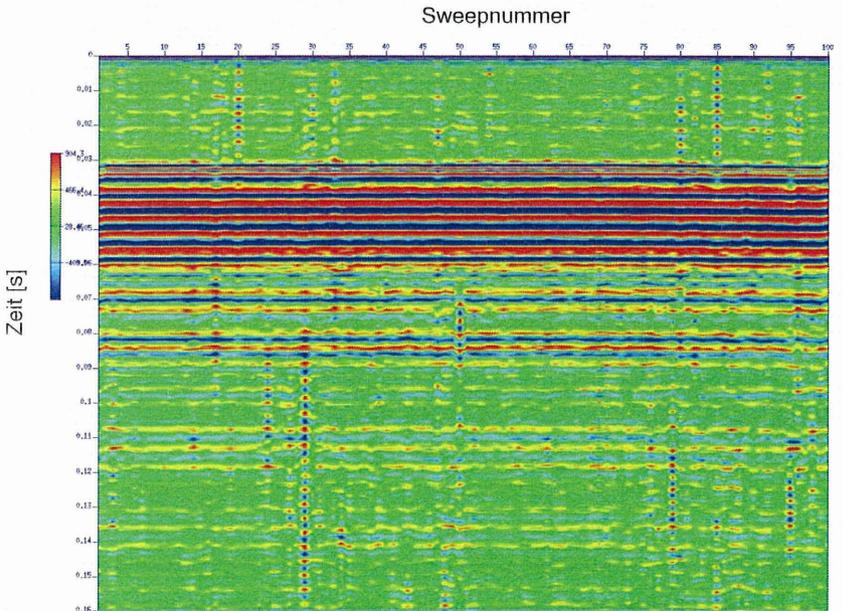


Abbildung 8: Kreuzkorrelation von Sende- und Empfängersignal von 100 Einzelsweeps

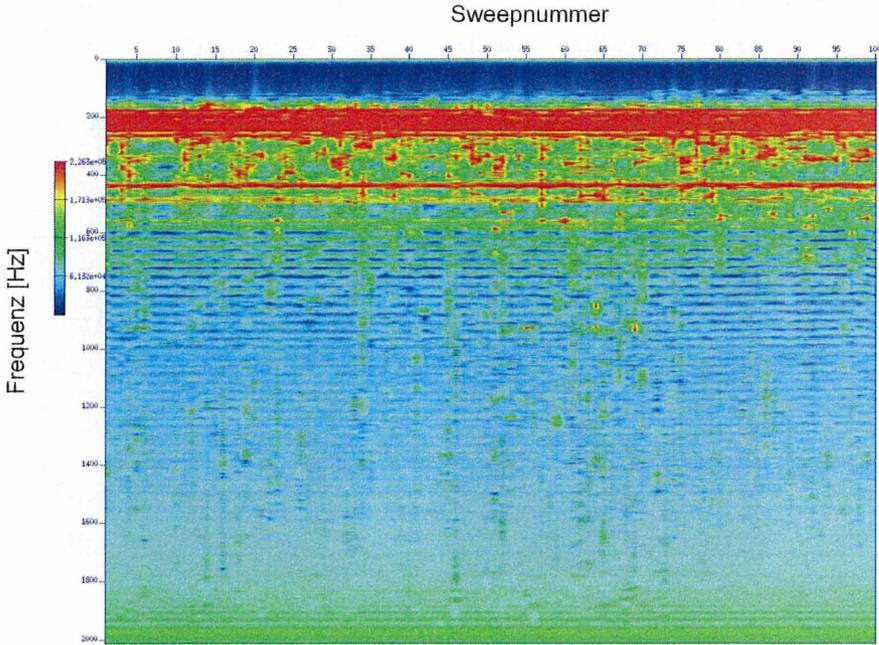


Abbildung 9: Amplitudenspektren der 100 Korrelogramme

Zum Nachweis der Reproduzierbarkeit der einzelnen Messungen werden für jeden Versuch 100 Einzelsweeps aufgezeichnet. Abbildung 8 und 9 zeigen die gute Wiederholbarkeit. Dargestellt sind die Ergebnisse der Kreuzkorrelation von Sender und Empfänger sowie die zugehörigen Amplitudenspektren. Das Frequenzband von 200 bis 500 Hz bildet dabei den Durchlassbereich des Bodens ab.

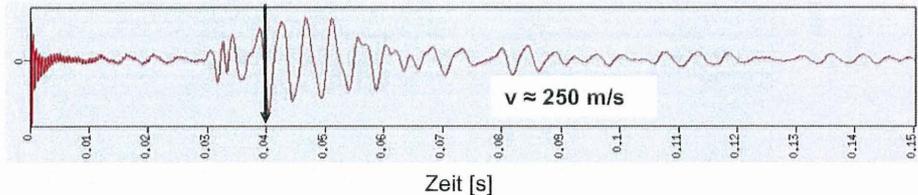


Abbildung 10: Gemittelte Kreuzkorrelation von 100 Einzelsweeps

Die Ermittlung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit wird mit Hilfe der Kreuzkorrelation umgesetzt. Die Funktion der Kreuzkorrelation verschiebt zwei Messreihen entlang der Zeitachse gegeneinander. Daraus ergibt sich ein Maximalwert bei der Zeitverschiebung,

bei der die Ähnlichkeit der Messreihen am größten ist. Die ermittelte Zeitverschiebung kann bei bekannter Distanz der Messsensoren untereinander in eine Geschwindigkeit umgerechnet werden. Im vorliegenden Beispiel ergibt sich somit eine Geschwindigkeit der Welle von 250 m/s.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Nach einer Einführung in das Prinzip und die Funktionsweise des Vorauserkundungsverfahrens SSP, wurden die einzelnen Schritte des Verbundvorhabens AUTOSEIS dargestellt. Diese bestanden zunächst aus der Verbesserung der Hardware sowie der Auswertesoftware. Nach Fertigstellung der Hardware wurde diese in einem Großversuchsstand der TU Braunschweig getestet und ein zweites System in das Schneidrad einer TBM eingebaut. Die Ergebnisse im Versuchsstand zeigen eine gute Reproduzierbarkeit der Einzelsweeps. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Wellengeschwindigkeit wurde anhand eines Beispiels erläutert. Aktuell wird der Versuchsstand hinsichtlich der akustischen Isolierung optimiert. Zum einen soll eine durch den Stahl umlaufende Welle durch Entkopplung der Schottwände von der Wanne unterbunden werden, zum anderen die durch die Stahlwände reflektierten Wellen reduziert werden.

6 Literatur

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)

Dickmann T. : Tunnelbegleitende Vorauserkundung im Lockergestein; Felsbau 16, Nr.4; (1998)

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)

Herrenknecht M.: Hightech im maschinellen Tunnelvortrieb; Messen in der Geotechnik; Schriftenreihe am IGB der TU Braunschweig; Heft Nr. 62; S. 347-353; (2000)

| | |
|--|-----------------------|
| Dipl.-Ing. Benedikt Bruns | b.bruns@tu-bs.de |
| Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann | j.gattermann@tu-bs.de |
| Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann | j.stahlmann@tu-bs.de |

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de
Tel.: 0531 391-2730

| | |
|-------------------------------|---------------------------------|
| Dipl.-Geophys. Andreas Kassel | kassel.andreas@herrenknecht.de |
| Dipl.-Geophys. Manuel Gehrig | gehrig.manuel@herrenknecht.de |
| Dipl.-Ing. T. Edelmann | edelmann.thomas@herrenknecht.de |

| | |
|-------------------------------|---------------------|
| Herrenknecht AG, Schwanau | www.herrenknecht.de |
| Schlehenweg 2, 77963 Schwanau | Tel.: 07824 302 604 |

Spannungsmessung in der Umgebung von Versatzbauten

W. Fischle, F. Manthee, C. Rohr, R. Mauke

1 Einleitung

Zur Überwachung von bergbaulichen Gefahrenabwehrmaßnahmen ausgewählter Grubenbaue im Zentralteil (bGZ) des Endlagers für radioaktive Abfallstoffe in Morsleben (ERAM) werden zur Bestimmung von Spannungsänderungen Monitorstationen eingesetzt. Auf Basis der Messwerte sollen aus der Verfüllung resultierende Zusatzlasten auf Pfeiler und Schweben kontrolliert werden sowie langfristig die Wirksamkeit der Verfüllmaßnahme nachgewiesen werden. Der speziell für den Anwendungsfall konzipierte Aufbau der Monitorstationen sowie das angewandte Auswerteverfahren werden kurz erläutert. Erste Ergebnisse dieser Messungen sollen vorgestellt und diskutiert werden. Dabei erfolgt eine Korrelation mit den Ergebnissen von ebenfalls durchgeführten Verschiebungsmessungen. Auf Basis der gewonnenen Erfahrungen werden Empfehlungen für den Einsatz von Spannungsmonitorstationen gegeben.

2 Messsituation

Durch die bGZ-Maßnahme werden insgesamt 24 Grubenbaue des Zentralteils auf und oberhalb der 3. Sohle mit einem Gesamtvolumen von ca. 790.000 m³ mit Salzbeton verfüllt. So erfolgt der Aufbau von Traggewölben, die eine Stützung des Zentralteils bewirken. Die Hauptbelastungen der Pfeiler und Schweben in der unmittelbaren Umgebung der zu verfüllenden Abbaue resultieren vorwiegend aus der thermischen Beanspruchung durch den exothermen Abbindeprozess des Verfüllmaterials während und nach Abschluss des Verfüllvorganges. Zusätzliche Lasten aus dem Gewicht des eingebrachten Verfüllmaterials sind für die Belastung dieser Tragelemente von eher untergeordneter Bedeutung. Ein durch die Verfüllmaßnahmen besonders belastetes Tragelement ist der bis zur 4. Sohle reichende Pfeiler unterhalb des Abbaues 2 nördl., 3a Sohle. Zur Überwachung der Standsicherheit des Pfeilers in einem als kritisch bewerteten Bereich wird eine Spannungsmonitorstation CP406L, das Horizontalextensoimeter CG782E sowie ein Abschnitt eines Vertikalextensoimeters (CG794E-B04) berücksichtigt. Temperatursensoren an den Anker- und Kopfpunkten der Extensometer sowie an der Spannungsmonitorstation komplettieren die

Instrumentierung. Weitere Instrumente in der Umgebung dienen u.a. zur Verifizierung der Messergebnisse der genannten Systeme. Die beiden Abbau 2 nördl. auf der 3a Sohle und 2 nördl. auf der 2. Sohle, deren Zustand die Belastungssituation im Pfeiler wesentlich beeinflussen, wurden im Zeitraum 07.08.2006 bis 26.09.2006 und 11.02.2008 bis 09.05.2008 verfüllt. Die Situation zeigt Bild 1.

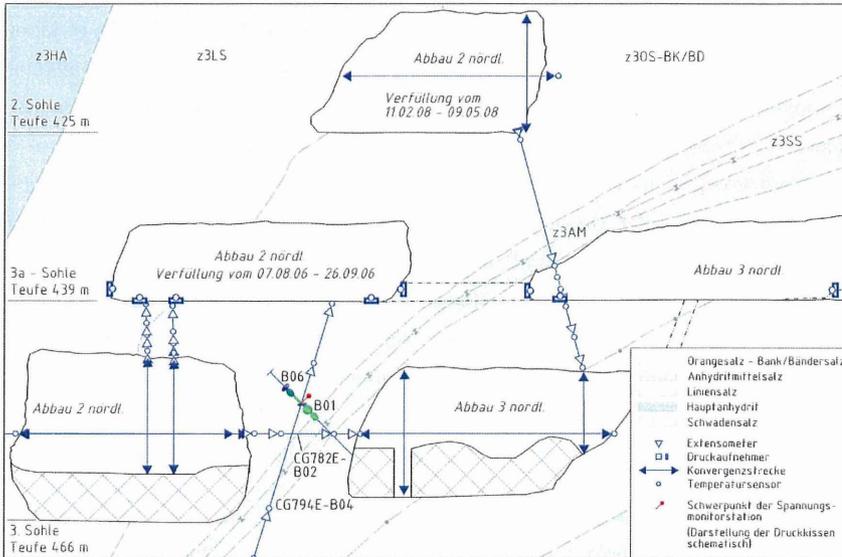


Bild 1: Messsituation

3 Mess- und Auswerteverfahren

Der Aufbau, die Wirkungsweise sowie Auswertung der eingesetzten Extensometer und Temperaturmesseinrichtungen wird als bekannt vorausgesetzt und hier nicht weiter behandelt. Prinzipielle Informationen zu Extensometermessungen sind in /1/ enthalten.

3.1 Auswertung der Messungen mit Spannungsmonitorstationen (SMS)

Das bei DBE verwendete Auswerteverfahren ist ausführlich in /2/ dargestellt. Im Idealfall gleichmäßig guter Ankopplungsbedingungen der einzelnen Druckkissen sowie homogener und isotroper Gebirgsverhältnisse im Bereich der Messlokation sind die Spannungen bzw. deren Änderungen in den Messebenen einer SMS als Ellipse dar-

stellbar. Über eine entsprechende räumliche Anordnung der Druckkissen einer oder mehrerer SMS ist eine dreidimensionale Interpretation der Messdaten durch die Berechnung eines Ausgleichsellipsoides möglich. Da der an einer SMS-Messlokation vorliegende Absolutspannungszustand aufgrund der mit der Instrumentierung verbundenen Einflüsse (Bohren, Vermörtelung, ggf. Sekundärinjektion) in der Regel nicht repräsentativ für den zu überwachenden Gebirgsbereich ist, werden bei DBE die Spannungsänderungen auf einen sinnvoll erscheinenden Zeitpunkt bezogen. Nach einer Plausibilitätsanalyse der an jedem Druckkissen gemessenen Druckänderungs-Zeitverläufe, erfolgt die Anpassung einer Ausgleichsellipse an die zu definierten Zeitpunkten in einer SMS-Messebene ermittelten Druckänderungen. Bei bekannten Mittelpunktkoordinaten werden die Längen der großen und kleinen Halbachse, die der maximalen und minimalen Hauptspannungsänderung entsprechen, sowie die Richtung der großen Halbachse berechnet. Zur räumlichen Einordnung der Messergebnisse werden die Richtungen der Halbachsen aus dem bohrlochbezogenen lokalen Koordinatensystem in das geodätische Koordinatensystem transformiert.

3.2 Aufbau der Spannungsmonitorstationen

Im Rahmen der bGZ-Maßnahme wurden zur Beobachtung von Änderungen der Gebirgsspannung an den Messlokalitäten sechs flache hydraulische Druckkissen vom Typ Glötzl zu einer Spannungsmonitorstation (SMS) kombiniert. Die Druckkissen haben einen Durchmesser von 100 mm. Der Kisseninnendruck wird hydraulisch auf einen Schwingsaitensensor übertragen, der den Druck mit einer Messgenauigkeit von $\pm 0,2$ MPa erfasst. Im Schwingsaitensensor ist ein Thermistor zur Temperaturmessung implementiert. Die gemessenen Änderungen des Kisseninnendruckes werden als Änderungen der normal zur Kissenfläche wirkenden Spannungskomponente interpretiert.

Die Druckkissen B01, B02, B04 und B05 (grün) erfassen die Spannungsänderungen in der radial zur Bohrlochachse angeordneten SMS-Ebene. Hier ist gemäß des in Punkt 3.1 beschriebenen Auswerteverfahrens eine einfache Redundanz für die Ermittlung der beiden zugehörigen ebenen Hauptspannungsänderungen gegeben. Mittels der Druckkissen B03, B06 sowie des Kissens B05 (blau) können Spannungsänderungen in der in Bohrlochachse orientierten Messebene registriert werden. Das Druckkissen B03 ist so orientiert, dass Spannungsänderungen in der vertikalen

Hauptbelastungsrichtung erfasst werden. Durch die Neigung des Druckkissen von 10 gon aus der Horizontalen soll sichergestellt werden, dass bei der Vermörtelung keine Luftbläschen unter dem Kissen stehen bleiben. Solche Effekte führten bei horizontal orientierten Druckkissen in anderen Projekten dazu, dass in der entsprechenden Messrichtung zu geringe Spannungsänderungen gemessen wurden.

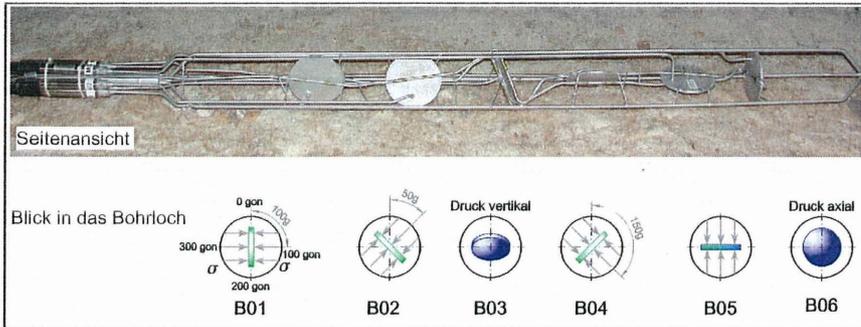


Bild 2: Prinzipieller Aufbau einer SMS

Hinsichtlich der gewählten Anordnung der Druckkissen wurde bewusst auf die Möglichkeit einer räumlichen Interpretation von Spannungsänderungen im Form einer mathematischen Lösung verzichtet. Einerseits war nicht an allen Messlokalationen von einem dreidimensionalen Spannungszustand auszugehen, andererseits reichen dazu erfahrungsgemäß sechs in voneinander unabhängigen Richtungen orientierte Druckkissen nicht aus, da immer mit Inhomogenitäten bei der Ankopplung von Druckkissen an das Gebirge oder mit Ausfällen zu rechnen ist. Eine entsprechende Redundanz an Druckkissen ist deshalb dringend angeraten. Die Möglichkeit der Positionierung von mehreren Monitorstationen an der Messlokation in unterschiedlich orientierten Bohrungen war im Rahmen der messtechnischen Überwachung der bGZ aufgrund fehlender Möglichkeiten für Ansatzpunkte von Bohrungen nicht gegeben. Die Bestückung einer Monitorstation mit mehr als sechs Druckkissen wurde auch aus den Erfahrungen anderer Projekte als technisch nicht sinnvoll erachtet /3/. Durch die gewählte Positionierung können, zusätzlich zu der radial zur Bohrlochachse gewählten Messanordnung der Druckkissen B01, B02, B04 und B05, die in Bohrlochachse sowie in Teufenrichtung wirksamen Spannungsänderungen aufgrund der Anordnung der Druckkissen B03 und B06 direkt erfasst werden. Durch Einbeziehung des Druckkissens B05 in eine erweiterte Auswertung gemäß Punkt 3.1 sind auch hier Aussa-

gen zu den Hauptspannungen und deren Richtungen sowie Änderungen möglich. Somit lässt sich überprüfen, ob die Messrichtung des Druckkissens B03 tatsächlich der Hauptbelastungsrichtung entspricht.

4 Messergebnisse

Im Folgenden sollen die bis zum 30.08.2008 vorliegenden Messergebnisse im Pfeiler im Niveau der 3. Sohle detailliert betrachtet werden. Der Pfeiler ist hier ca. 120 m lang, 13 m breit und 17 m hoch. Zur Stützung des Pfeilers wurde beidseitig Trockenversatz bis zu einer Höhe von ca. 6 m angeschüttet. Aussagen über Spannungsänderungen in diesem Bereich liefert die SMS CP406L. Die Pfeilerdeformation wird in Querrichtung durch das Dreifachextensometer CG782E überwacht, wobei hier besonders der im Pfeilerkern angeordnete Abschnitt CG782E-B02 betrachtet wird. Zur Erfassung der Pfeilerdeformationen in vertikaler Richtung (Höhe) dient der Extensometerabschnitt CG794E-B04 (Bild 1).

Die Spannungsmonitorstation CP406L wurde ca. 2,5 Jahre vor Beginn der Verfüllmaßnahme installiert. Nach dem Abklingen von Einflüssen aus der Vermörtelung der Installationsbohrungen wurde eine erste Bezugsmessung für die Bestimmung von Spannungsänderungen in den 6 Messrichtungen der Druckkissen gesetzt. Da nach einer Messzeit von ca. einem Jahr die Messergebnisse in 4 der 6 Messrichtungen auf einen unzureichenden Kraftschluss zwischen den Druckkissen und dem Verfüllmörtel hindeuteten, erfolgte eine Nachinjektion der SMS mit Epoxidharz. Im Anschluss an die Sekundärinjektion wurde die Bezugsmessung auf den Startzeitpunkt der Verfüllung des Abbaus 2 nördl. auf der 3a Sohle verschoben. Aufgrund der Messkurvenläufe konnte für diesen Zeitpunkt davon ausgegangen werden, dass die Auswirkungen der Sekundärinjektion auf Änderungen des Spannungszustandes an der Messlokation vernachlässigbar waren. Bild 3 zeigt den Verlauf der Spannungsänderungen bezogen auf den Startzeitpunkt der Verfüllung des Abbaus 2 nördl. auf der 3a Sohle an den 3 Druckkissen der in Bohrlochachse orientierten SMS-Messebene. Weiterhin sind die Verschiebungen im Pfeilerkern in horizontaler (CG782E-B02) sowie vertikaler Richtung (CG794E-B04) sowie die Temperatur an der Messlokation dargestellt.

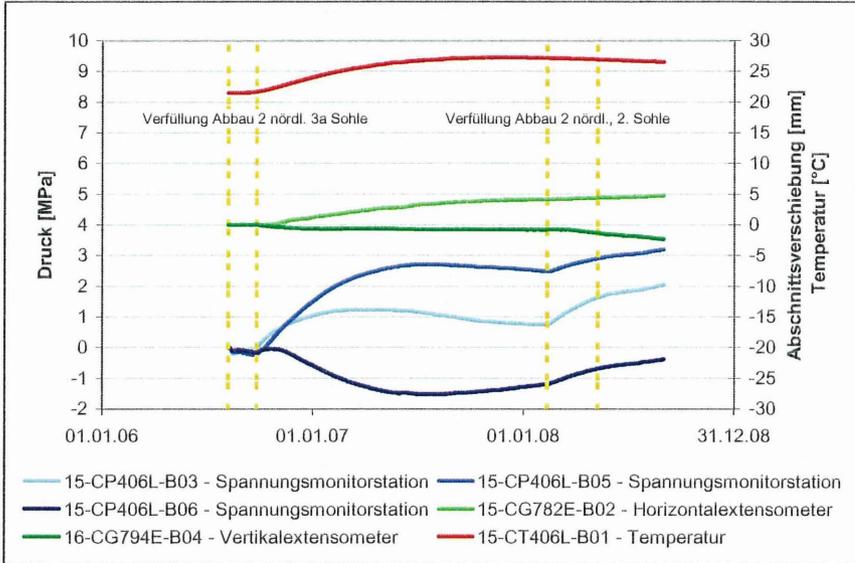


Bild 3: Verlauf der Spannungsänderungen in Bohrlochachse an der SMS CP406L

Mit Beginn des Temperaturanstieges an der Messlokation ist eine Spannungszunahme in vertikaler Richtung (B03) sowie in Richtung des Schichteinfallens (B05) zu verzeichnen, während in Bohrlochachsrichtung (B06) eine Entlastung festzustellen ist. In Pfeilerquerrichtung ist eine deutliche Dehnung, in vertikaler Richtung sind dagegen kaum Verschiebungen zu verzeichnen. Offensichtlich werden entsprechende Zwängspannungen in Messrichtung der Kissen B03 und B05 erzeugt, in denen die elastische Wärmedehnung des Gebirges durch die Einspannungsbedingungen stärker behindert wird, währenddessen in Richtung B06, in der sich das Gebirge zeitabhängig verformen kann, Spannungen abgebaut werden. Die Spannungszunahme am Kissen B05 weist darauf hin, dass dort die Querdehnungsbehinderung am ausgeprägtesten ist, was aufgrund der Gebirgssituation als plausibel bewertet wird. Die Spannungsänderungen erreichen ihr Maximum in etwa zeitgleich mit der Temperatur. Mit stationären bzw. abnehmenden Temperaturen beginnen die Spannungen an den Kissen B03 und B05 abzufallen und am Kissen B06 wieder anzusteigen. Dies geht mit einer deutlichen Abnahme der Verschiebungsgeschwindigkeit im Extensometerabschnitt CG782E-B02 einher. Da das Temperaturfeld im Pfeiler nicht homogen ausgeprägt ist, ist der Spannungsverlauf an der Monitorstation nicht absolut pha-

sengleich mit dem Temperaturverlauf an der Messlokation (Bild 3). Die Temperaturverteilung im Pfeiler zum Zeitpunkt des Temperaturmaximums an der SMS-Messlokation zeigen die Berechnungsergebnisse in Bild 4.

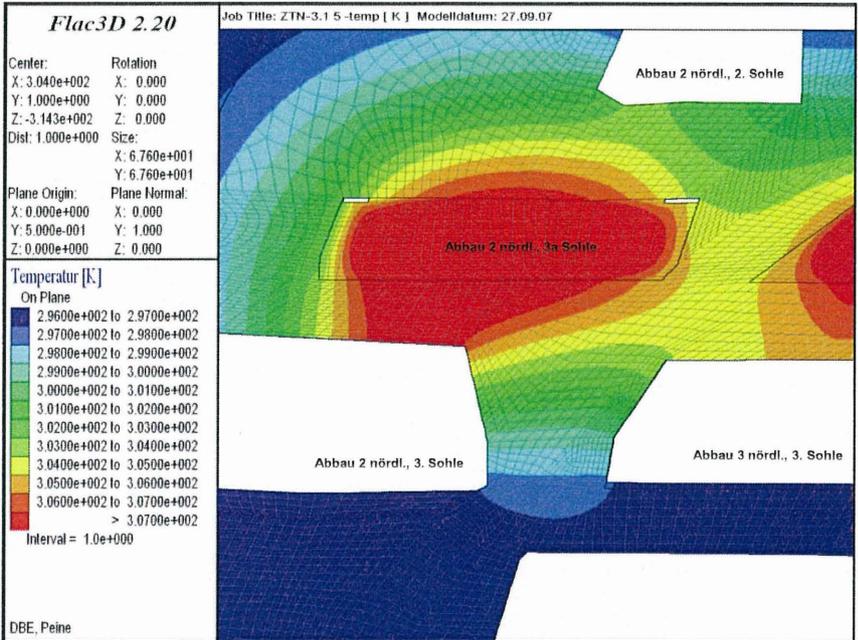


Bild 4: Temperaturverteilung in der Umgebung der SMS-Messlokation

Zur Verifizierung der Annahme, dass die Quantität der temperaturinduzierten Spannungsänderungen von dem Grad der Behinderung der Wärmedehnung des Gebirges abhängig ist, erfolgt im Weiteren eine Analyse des Spannungsverlaufes in der Messebene quer zu Bohrlochachse. Diese Messebene ist in Pfeilerlängsrichtung orientiert. Der Pfeiler ist im Norden im unverritzten Gebirge eingespannt. Deshalb sollten auch hier analog zum Druckkissen B05 höhere Spannungsänderungen zu verzeichnen sein. Gemäß dem im Punkt 3.1 beschriebenen Auswerteverfahren für die SMS-Messebene sind die ermittelten Änderungen der minimalen bzw. maximalen Hauptspannung im Zeitraum Startzeitpunkt der Verfüllung des Abbaus 2 nördl. auf der 3a Sohle bis zum Zeitpunkt des Erreichens des Temperaturmaximums an der Messlokation in Bild 5 dargestellt.

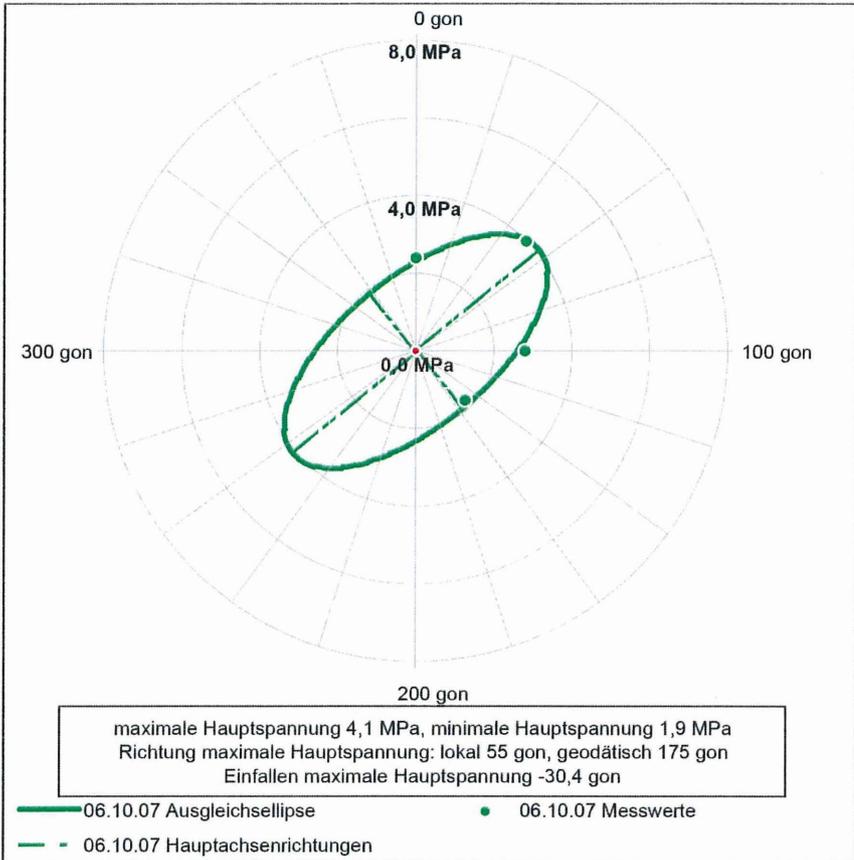


Bild 5: Spannungsellipse für SMS-Messebene radial zur Bohrlochachse am 06.10.07

Die über die Ellipsenanpassung ermittelte maximale Hauptspannungsänderung beträgt 4 MPa und liegt damit noch über der maximal am Kissen B05 festgestellten Spannungsänderung. Mit einem Einfallen von 30 gon ist sie nicht exakt horizontal ausgerichtet sondern zeigt auf den Verfüllabbau 2 nördl., 3a Sohle.

Abschließend werden die Ursachen für die nochmalige Spannungserhöhung ab Februar 2008 diskutiert (Bild 3). Augenscheinlich kommt hier als Auslöser keine Temperaturänderung im Bereich der Messlokation in Frage, denn die Temperatur fällt dort weiterhin ab. Der Zeitpunkt des Beginns der Spannungserhöhung korreliert mit der Verfüllung des Abbaus 2 nördl. auf der 2. Sohle. Analog zu der anfangs betrachteten

Verfüllung des direkt über dem Pfeiler gelegenen Abbaus führen steigende Temperaturen im Umfeld des jetzt in der Verfüllung befindlichen Abbaus zu entsprechenden temperaturinduzierten Spannungen. Diese werden über das Gebirge sowie den Versatzkörper des Abbaus 2 nördl. auf der 3a Sohle abgetragen und führen zu einer Zusatzbelastung des Pfeilers. Aufgrund der Zusatzbelastung wird der Pfeiler in der Höhe gestaucht und in seiner Breite gedehnt. Den Verlauf der maximalen und minimalen Hauptspannung in der SMS-Messebene in Bohrlochachse beginnend vom Start der Verfüllung des Abbaus auf der 2. Sohle bis zum 30.08.2008 zeigt Bild 6. Weiterhin sind die Verschiebungen des Pfeilers in seiner Höhe sowie Breite dargestellt.

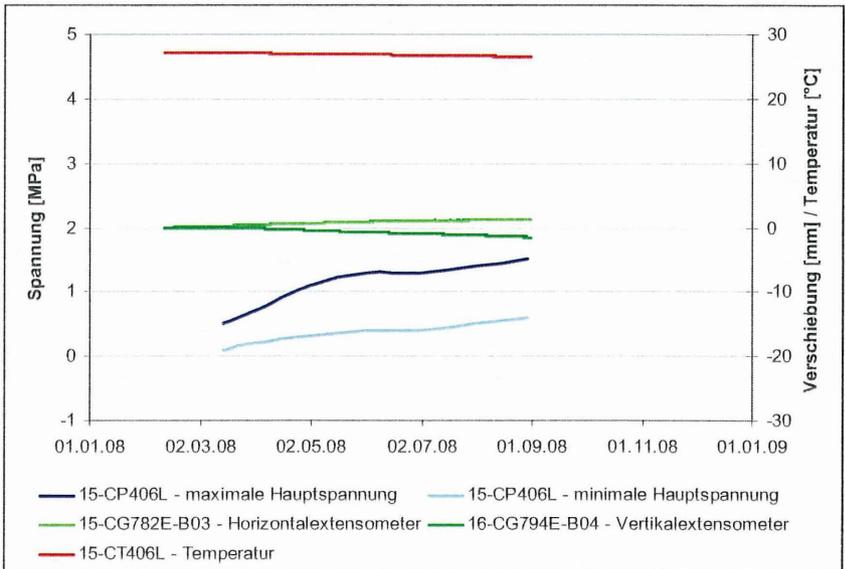


Bild 6: Verlauf der Hauptspannungsänderungen in Bohrlochachse an der SMS CP406L

Die Größenordnung der gemessenen Verschiebungen sind in etwa mit der zur Differenz der Hauptspannungsänderungen gehörigen elastischen Verschiebung erklärbar. Zeitabhängige Deformationen wie sie im Zeitraum steigender Temperaturen an der Messlokation in Pfeilerquerrichtung ermittelt wurden, liegen demzufolge nur im geringen Umfang vor. Deshalb ist diesmal auch in keiner Messrichtung der SMS-Ebene

eine Spannungsreduzierung durch Relaxionsprozesse zu beobachten. In der Messebene quer zur Bohrlochachse ist in diesem Zeitraum in 3 Messrichtungen ebenfalls eine Zunahme der Spannung zu verzeichnen. In der horizontalen Messrichtung B01 fällt die Spannung zwar weiter ab, aber mit deutlich geringeren Gradienten. In beiden Messebenen überlagern sich die Abnahme der Zwängspannungen aufgrund fallender Temperaturen im Pfeilerbereich mit der Zusatzbelastung resultierend aus der Verfüllung des Abbaus 2 nördl. auf der 2. Sohle wobei in Messrichtung des Kissens B01 die Reduzierung der Zwängspannung quantitativ überwiegt.

5 Zusammenfassung

Es konnte nachgewiesen werden, dass mit dem gewählten Aufbau der SMS sowie dem angewendeten Auswerteverfahren plausible Aussagen zu Spannungsänderungen im Sinne der Messaufgabe möglich sind. An den eingesetzten SMS hat insbesondere die Gebirgsankopplung des in Bohrlochachse orientierten Druckkissens B06 Probleme bereitet. Ohne eine Sekundärinjektion hätte in diesen Fällen kein Kraftschluss mit dem Gebirge erreicht werden können. Für zukünftige Messungen ist hier die Möglichkeit der Anordnung des Kissens in einer anderen sinnvollen Richtung innerhalb der SMS-Messebene zu prüfen. Durch die kombinierte Betrachtung von Spannungs- sowie Verschiebungsmessungen werden auch die Ursachen für auf den ersten Blick unplausible Spannungsverläufe erkennbar. Es wird deshalb empfohlen, Spannungsmessungen durch Verschiebungsmessungen zu ergänzen. Bei Auswertung der Messungen wurde festgestellt, dass die größten temperaturinduzierten Spannungsänderungen in Richtungen verlaufen, in denen die Wärmedehnung des Gebirges am meisten behindert wird. Diese war entgegen den ursprünglichen Annahmen in den seltensten Fällen mit der Messrichtung des Kissens B03 identisch. Auswirkungen der Verfüllung eines Abbaues in Form von Spannungsänderungen konnten noch in einigen Dekameter Entfernung vom Abbau festgestellt werden. Selbst wenn eine ideal räumliche Auswertung der Spannungsänderungen aufgrund der vorher genannten Gründe nicht möglich war, geben die Messergebnisse doch ausreichende Informationen, um zusammen mit den Ergebnisse von Verschiebungsmessungen und numerischen Berechnungen die Standsicherheit der zu überwachenden Tragelementen zu bewerten.

6 Literatur

- /1/ Paul, A., Gartung, E.
Empfehlung Nr. 15 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
Extensometermessung
Bautechnik 98 (1991) Heft 2
- /2/ Fischle, W., Manthee, F.; Teichmann, L., Rathke, C., Mauke, R.
Spannungsmessungen in situ
Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig
Heft Nr. 82 (2006) Seite 99 –111
- /3/ Heusermann, S.
Langzeitspannungsmessungen im Salzgebirge - Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen aus einem Großversuch im Forschungsbergwerk Asse
Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig
Heft Nr. 82 (2006) Seite 139 –150

Autoren

Dipl.-Ing. Wolfgang Fischle, Dipl.-Ing. Frank Manthee, Dipl.-Ing. Cornelia Rohr
Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH
(DBE)

Eschenstrasse 55, 31224 Peine

Phone:+495171-431374; 495171-431350 ; 495171-431596

mailto: fischle@dbe.de; manthee@dbe.de, rohr@dbe.de

Dipl.-Ing. Ralf Mauke

Bundesamt für Strahlenschutz (BfS)

Postfach 100149, 38201 Salzgitter

Phone:+491888-3331963

mailto: RMauke@bfs.de

Spannungsmessung im Schachtausbau nach dem Flat-Jack-Verfahren

F. Manthee, W. Fischle, M. Boege, F. Keßler

1 Einleitung

Zur Beurteilung der Standsicherheit eines aus Ziegelmauerwerk bestehenden Schachtausbaus sollte in ausgewählten Bereichen die maximal anstehende Tangentialspannung bestimmt werden und im Anschluss daran über eine Langzeitmessung überwacht werden. Dazu musste ein auf die Messaufgabe zugeschnittenes Messverfahren zur Kurzzeitspannungsmessung ausgewählt und an die örtlichen Gegebenheiten angepasst werden. Das eingesetzte Verfahren, die gewählte Messanordnung sowie die Auswertung der Messungen werden beschrieben. Die Ergebnisse werden diskutiert. Im Resümee erfolgt eine Beurteilung der Anwendbarkeit des Verfahrens für Spannungsmessungen im Ziegelmauerwerk.

2 Messsituation

Der von März 1911 bis August 1913 abgeteufte Schacht besitzt einen Durchmesser von 5,25 m und eine Teufe von 526 m. Der Schacht verfügt über einen durchgängigen Ausbau aus Ziegelmauerwerk aus normalformatigen Ziegelsteinen, das sich entsprechend regelmäßig durchgeführter Begutachtungen in einem überwiegend guten Zustand befindet. Die Dicke des Mauerwerkes in den untersuchten drei Bereichen bei 170 m, 210 m und 240 m Teufe beträgt im Minimum 50 cm. Hohlräume hinter dem Mauerwerk wurden im Ergebnis mehrerer Abtastprogramme keine festgestellt. Die Mauerwerksoberfläche im Bereich der Messlokationen variierte zwischen trocken und feucht, wobei stellenweise Lösung an der Schachtwandung herunter lief. Der Schacht wird als einziehender Schacht genutzt, so dass während der Messungen mit Temperaturschwankungen zu rechnen war. Zur Durchführung der Messungen stand eine auf den Förderkorb montierte ausklappbare Bühne zur Verfügung. Aufgrund von Schachteinbauten konnte nur ein begrenzter Teil des Schachtaufanges für die Messungen genutzt werden.

Stratigraphisch sind die im Bereich der 3 Messhorizonte hinter dem Ausbau anstehenden Gebirgsschichten dem mittleren Keuper (Km) zuzuordnen. Dieser wird nochmals in den oberen Gipskeuper (KmGo), den Schilfsandstein (KmS) sowie den

unteren Gipskeuper (KmGu) unterteilt, wobei in jeder Formation jeweils ein Messhorizont angeordnet war.

3 Messung

3.1 Auswahl des Verfahrens zur Kurzzeitspannungsmessung

In Hinblick auf die genannte Messaufgabe und die beschriebene Messsituation wurden verschiedene Verfahren basierend auf der Entlastungsmethode, der Kompensationsmethode sowie der Methode der Risserzeugung /1/ bzgl. ihrer Eignung unter den konkreten Bedingungen im Schacht nach folgenden Kriterien bewertet:

- Aussagefähigkeit und -sicherheit der Messung in Hinblick auf die zu ermittelnde Messgröße (Tangentialspannung)
- Größe des erfassten Bereiches und damit Unabhängigkeit von lokalen Inhomogenitäten zum Beispiel aus den Mauerwerksfugen
- Länge und erforderliche Einbauteufe der Messsonden in Bezug auf die Mauerwerksdicke von 50 cm
- Handhabung und Platzbedarf der Messausrüstung incl. Equipment zur Herstellung von erforderlichen Bohrungen oder Schlitzern in Bezug auf die Verhältnisse auf dem Förderkorb
- Wirtschaftlichkeit
- Vorliegen von Erfahrungen bzgl. Messungen im Mauerwerksausbau

Unter Beachtung der aufgeführten Kriterien wurde für die Messungen zur Bestimmung der absoluten Tangentialspannungen im Schachtmauerwerk dem Small-Flat-Jack-Verfahren (SFJ-Verfahren) den Vorzug gegeben.

Das SFJ-Verfahren hatte im Vergleich zu anderen Verfahren die folgenden Vorteile:

- Die zu bestimmende Messgröße (Tangentialspannung) lag direkt im Ergebnis der Messung vor. Die Kenntnis von Materialparametern (E-Modul und Querdehnungszahl) und die Umrechnung von Verformungen in die gesuchte Spannung waren wie bei den Verfahren nach der Entlastungsmethode nicht erforderlich. Dies verringerte mögliche Fehler aus der Ermittlung der Materialparameter sowie bei der Auswahl des Stoffgesetzes. Die Verfahren nach der Methode der Risserzeugung lieferten ebenfalls nicht direkt die gesuchte Spannungsgröße.
- Die Messung ergab einen integralen Spannungswert über eine Fläche von ca.

360 cm². Dadurch wurden lokale Inhomogenitäten, wie sie beispielsweise im Bereich der Mörtelfugen oder in den Mauerziegeln auftreten können, gemittelt. Diese lokalen Inhomogenitäten können bei allen anderen aufgeführten Verfahren zu Fehlinterpretationen der Spannungssituation führen.

- Das Verfahren war auf Grund der Abmaße des Druckkissens geeignet, die Tangentialspannungen im Schachtmauerwerk zu ermitteln. Die Abmaße der Messsonden führten hier zum Ausschluss des Mantelentlastungsverfahrens mit HI-Triaxialzelle sowie des Schlitzentlastungsverfahrens.
- Das zur Messung erforderliche Equipment erforderte nur einen geringen Platzbedarf und war auf dem Dach des Förderkorbes transportierbar sowie von dort aus einsetzbar.
- Die Durchführung und Auswertung von Messungen nach dem SFJ-Verfahren war im Vergleich zu den Verfahren der Entlastungsmethode als deutlich kostengünstiger zu bewerten. Insbesondere die Aufwendungen für die Bohrungen sowie die erforderlichen gesteinsmechanischen Untersuchungen an den Probekörpern hätten bei den Verfahren nach der Entlastungsmethode zu vergleichsweise hohe Kosten geführt. Im Vergleich mit dem Hydrofrac-Verfahren war bezogen auf die Durchführung und Auswertung der Messung von in etwa gleichen Kosten auszugehen. Hier lag der Vorteil des SFJ-Verfahrens in der weiteren Nutzung des hergestellten Schlitzes für eine Langzeitspannungsmessung mittels hydraulischer Druckkissen.
- Das SFJ-Verfahren wurde nach vorliegendem Kenntnisstand bisher als einziges Verfahren im größeren Umfang für Spannungsmessungen im Mauerwerksausbau eingesetzt. Insbesondere die Deutsche Bundesbahn hatte dieses Verfahren nach Durchführung einer Studie für Spannungsmessungen in Eisenbahntunneln ausgewählt und dort erfolgreich eingesetzt /2/, /3/.

3.2 Beschreibung des SFJ – Verfahren und der gewählten Messanordnung

Beim Small-Flat-Jack-Verfahren (SFJ-Verfahren) werden mehrere Paare von Messbolzen in die Oberfläche der zu untersuchenden Lokation eingesetzt und eine Anfangsmessung der Messbolzenabstände zum Beispiel mittels eines elektrischen Wegaufnehmers durchgeführt. Anschließend wird mit einer Diamantsäge ein Schlitz mit einer Dicke von 5 mm zwischen den Messbolzen gesägt. Die durch die Entlas-

tung geänderten Abstände zwischen den Messbolzen werden neu eingemessen und daraus die zugehörigen Entlastungsverschiebungen für die einzelnen Messstrecken berechnet. In den Schlitz wird ein kreissegmentförmiges Druckkissen i. d. R. mit einer Länge von 125 mm und einer Breite von 400 mm eingesetzt. Mittels einer Handpumpe wird der Druck stufenweise solange erhöht, bis die ursprünglichen Abstände zwischen den Messbolzen hergestellt sind. Die zu jeder Druckstufe zugehörige Verschiebung wird erfasst. Der zur Rückstellung der Entlastungsverschiebungen notwendige Druck wird unter Berücksichtigung eines Formfaktors für das Kissen sowie des Flächenverhältnisses Kissen/Schlitz in die ursprünglich normal zum Schlitz stehende Spannungskomponente umgerechnet /4/.

Die mit dem Flat-Jack-Verfahren erreichbare Genauigkeit wurde vom Auftragnehmer (AN) mit ca. $\pm 10\%$ vom Betrag der zu bestimmenden Spannungskomponente angegeben.

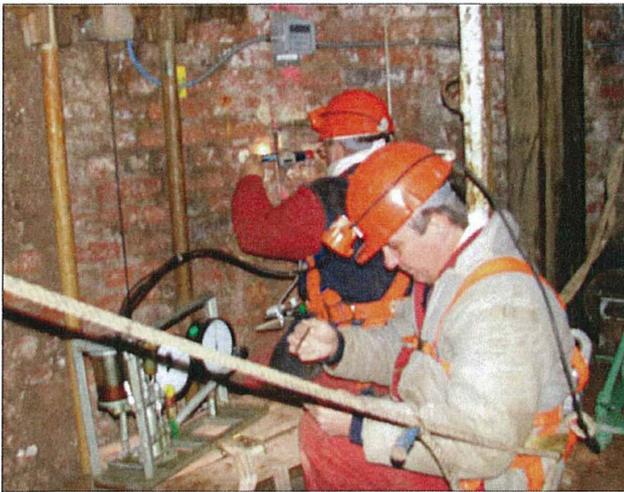


Bild 1: Durchführung einer SFJ-Messung durch stufenweises Steigern des Kissen-druckes und Erfassung der zugehörigen Verschiebung der Messstrecken

Als Messanordnung für eine Messung nach dem SFJ-Verfahren wurde nach /2/ die in Bild 2 dargestellte Anordnung von 6 Messstrecken im Bereich des zu erstellenden vertikalen Schlitzes gewählt. Die Messanordnung stellt eine Besonderheit dar, weil aufgrund der zu bestimmenden Messgröße sowie des vorhandenen Mauerwerksver-

bandes weder eine Anordnung des Schlitzes wie in /3/ vorgeschlagen in der Mitte einer Ziegelsteinlage noch wie in /5/ praktiziert in der Lagerfuge möglich war.

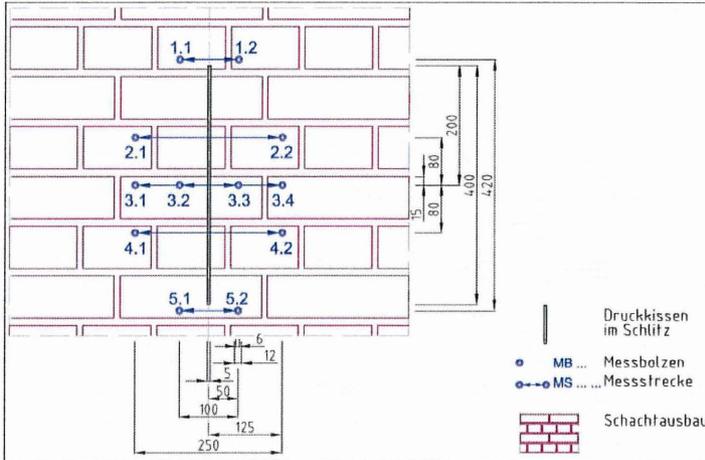


Bild 2: SFJ-Messung - Systemanordnung

Dabei erfolgte die Anordnung von 2 Messstrecken (3.1-3.4, 3.2-3.3) in der Schlitzmitte normal zur Vertikalrichtung. Der Abstand der Begrenzungspunkte betrug 50 mm bzw. 125 mm zur Schlitzmitte. Die Messstrecken 2.1-2.2 und 4.1-4.2 mit einer Länge von 250 mm waren im Abstand von 75 mm oberhalb bzw. unterhalb parallel angeordnet. Die 4 Messstrecken sollten eine Information über die Homogenität der Messergebnisse geben. Jeweils eine weitere Messstrecke mit einer Länge von 100 mm (1.1-1.2, 5.1-5.2) wurde standardmäßig oberhalb bzw. unterhalb der Schlitzenden vermarktet. Der horizontale Abstand der Begrenzungspunkte beträgt hier 50 mm von einer virtuellen Verlängerungslinie des Schlitzes. Die beiden Messstrecken sollten Informationen über möglicherweise auftretende irreversible Verformungen liefern, die einen entsprechenden Fehler bei der Auswertung der Messungen zur Folge hätten. Die Positionierung der Messstrecken am Mauerwerk erfolgte mittels einer durchsichtigen Schablone. Dabei wurde darauf geachtet, dass die Begrenzungspunkte (Messbolzen) generell in den Ziegelsteinen vermarktet wurden. Die Vermessung des Abstandes zwischen den Messbolzen erfolgte mit einer Präzisionsmessuhr mit einer Genauigkeit von $\pm 0,003$ mm. Der Messbereich der SFJ-Druckkissen betrug 40 MPa. Der Kompensationsdruck wurde mit zwei an der Pumpe angebrachten Feinmessma-

nometern der Klasse 0,6 (bis 0,6 MPa) bzw. Klasse 1 (größer 0,6 MPa) erfasst. Die Messungen erfolgten in zwei Be- und Entlastungszyklen.

3.3 Auswerteverfahren

3.3.1 Auswertung der SFJ-Messungen

Für die Ermittlung der Tangentialspannungsbeträge wurden die Ergebnisse der Messstrecke 3.1-3.4 verwendet. Diese Festlegung basierte auf Ergebnissen von Laborversuchen am LNEC, Lissabon, an denen der AN für die Messungen selber teilgenommen hat, und eigenen Versuchen des AN im Auftrag der Deutschen Bahn AG /4/. Die übrigen Messstrecken besaßen nur eine Kontrollfunktion.

In Bild 3 sind exemplarisch für eine Messung die an der Messstrecke 3.1-3.4 während der erstmaligen Be- und Entlastung ermittelten Verschiebungen über dem Druck sowie die zugehörigen Parameter aus einer Geradenanpassung dargestellt.

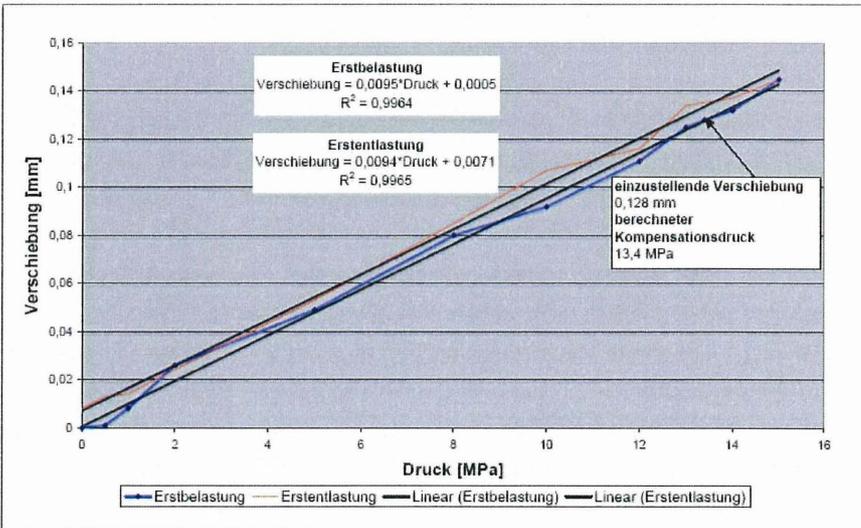


Bild 3: Ergebnisse einer SFJ-Messung an der Messstrecke 3.1-3.4

Aus den Kurven ist ersichtlich, dass sich der Druck-Verschiebungsverlauf in guter Näherung durch eine lineare Funktion beschreiben lässt. Dieser Sachverhalt deutet darauf hin, dass an der Messlokation ein elastisches Materialverhalten vorliegt und damit die Grundvoraussetzung für die Anwendbarkeit des Verfahrens gegeben ist. In

der Regel ist es nicht möglich den Druck so zu steigern, dass der exakte Ausgangs-
abstand zwischen den Messbolzen angefahren wird. Deshalb erfolgt eine Berech-
nung des Kompensationsdruckes aus dem im Bereich der einzustellenden Verschie-
bung vorliegendem Anstieg der beiden Verschiebungs-Druck-Kurven des Belas-
tungszyklus. Anschließend werden die zu einer Messung gehörenden beiden Kom-
pensationsdrücke ggf. um Anliegendeffekte korrigiert, mittels zweier Faktoren (siehe
Pkt. 3.2) in die zu bestimmende Spannungskomponente umgerechnet und anschlie-
ßend gemittelt.

3.3.2 Ermittlung der maximalen Tangentialspannung

Die 3 Spannungsmesshorizonte bestanden aus jeweils 4 Messlokationen, die aus-
gehend von geodätisch Nord bei 67 gon, 117 gon, 167 gon und 217 gon angeordnet
waren. Der Messanordnung lag die Modellvorstellung zu Grunde, wonach eine un-
gleichförmige Radialbelastung des Schachtmauerwerkes in Form einer elliptischen
Verteilung vorliegt. Dem zu Folge muss sich auch die Tangentialspannungsverteilung
im Schachtmauerwerk durch eine Ellipse beschreiben lassen. Durch die Anordnung
der Messlokationen in vier von einander unabhängigen Richtungen kann aus den mit
dem Flat-Jack-Verfahren gemessenen Drücken die Tangentialspannungsverteilung
im Messhorizont durch eine Ausgleichsellipse ermittelt werden. Die Längen der
Halbachsen entsprechen dabei der maximalen und minimalen Tangentialspannung.
Der Vorteil der gewählten Anordnung mit vier Messrichtungen besteht darin, dass die
resultierende maximale Tangentialspannung im Schachtausbau bestimmt werden
kann ohne vorher deren Richtung zu kennen sowie eine einfache Redundanz für die
Ermittlung der Ausgleichsellipse besteht. Im Falle einer gleichförmigen Belastung
müssen die Messungen an den 4 Messlokationen eines Messhorizontes unter Be-
achtung der mit den eingesetzten Messverfahren erreichbaren Genauigkeit identi-
sche Ergebnisse erbringen.

4 Messergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Messungen zeigten in allen 3 Horizonten eine
ungleichförmige Tangentialspannungsverteilung im Schachtmauerwerk. Dabei war in
2 Messhorizonten eine annähernd elliptische Verteilung der Tangentialspannungen
im Schachtmauerwerk als Grundlage für die Berechnung einer Spannungsellipse

gegeben. Exemplarisch sollen hier für einen Messhorizont die Ergebnisse vorgestellt werden.

Im Messhorizont CP003K bei 240 m-Teufe (-106,25 mNN) betragen das gemessene Minimum 5,9 MPa und das Maximum 11,7 MPa. In den beiden anderen Messrichtungen lagen die Tangentialspannungsbeträge bei 7,6 MPa und 8,5 MPa. Die Ergebnisse eingetragen in die zugehörige Schachtscheibe zeigt Bild 4.

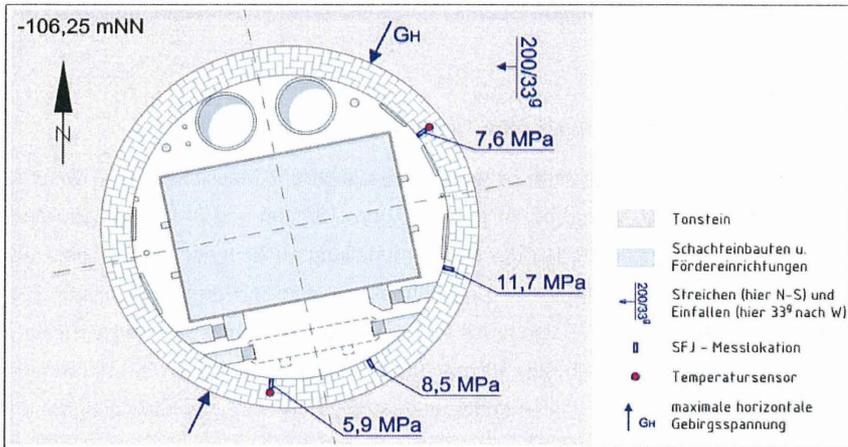


Bild 4: Ergebnisse der SFJ-Messungen im Messhorizont CP003K

Hier war mit sehr guter Näherung eine elliptische Verteilung der Tangentialspannungen im Schachtmauerwerk als Grundlage für die Berechnung einer Spannungsellipse feststellbar. Die zugehörige Spannungsellipse zeigt Bild 5.

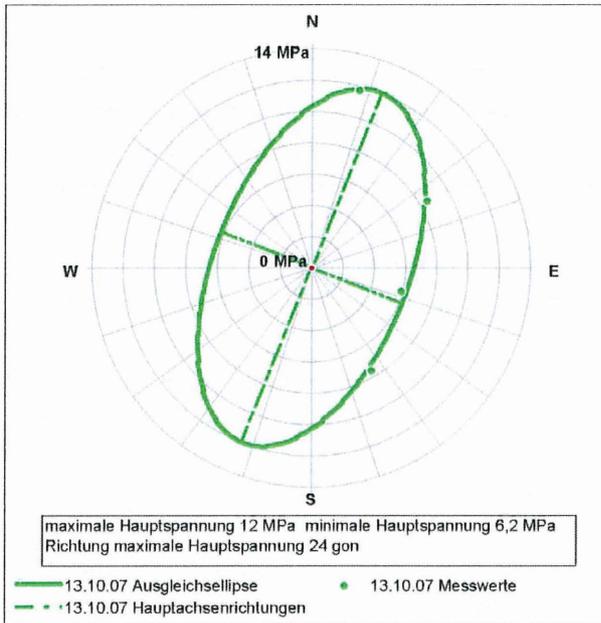


Bild 5 : Spannungsellipse für den Messhorizont CP003K

Aus den Parametern der berechneten Spannungsellipse wurden die maximale Tangentialspannung mit 12,0 MPa und die minimale Tangentialspannung mit 6,2 MPa ermittelt. Die Richtung der maximalen Spannung betrug 24 gon. Sie war ca. nach NNE-SSW ausgerichtet und wies die gleiche Ausrichtung wie die maximale horizontale Gebirgsspannung für diesen Teufenbereich auf (siehe Bild 4), die mit Hydrofrac-Messungen in einer ca. 37 m vom Schacht entfernt abgeteufte Vertikalbohrung ermittelt wurde. Für die anderen beiden Messhorizonte lagen keine Resultate aus Hydrofrac-Messungen vor, so dass hier die Ergebnisse nicht entsprechend verifiziert werden konnten. Ergebnisse aus visuellen Bemusterungen des Mauerwerkes sowie im Bereich der Messhorizonte installierten Konvergenzmesshorizonten weisen aber darauf hin, dass die Resultate plausibel sind. Die Kontrollmessstrecken 2.1-2.2, 4.1-4.2 und 3.2-3.3 bestätigten überwiegend die Ergebnisse der Messstrecke 3.1-3.4.

5 Hinweise für die Ausführung und Auswertung von SFJ-Messungen

Ein Vergleich der Messungen an den 6 Messstrecken unmittelbar nach dem Schlitzzen sowie am darauffolgenden Tag im zeitlichen Abstand von ca. 16 h zeigten signifikante Änderungen der Messstreckenlängen, die wahrscheinlich auf Temperaturänderungen zurückzuführen waren. Eine SFJ-Messung (Schlitzerstellung und Durchführung der Kompensation mit zugehörigen Messungen) muss deshalb unbedingt zusammenhängend durchgeführt werden. Größere Unterbrechungen im Messablauf sind zu vermeiden, da die festgestellten Längenänderungen zu einem Fehler bei der Ermittlung der Kompensationsspannung führen würden. Begleitend zu den SFJ-Messungen ist die Temperatur zu erfassen.

Bei den Messungen im Schacht konnten die Arbeitsgänge Messung vor dem Schlitzzen, Schlitzzen sowie Durchführung der Kompensation i.d.R. nach 3 Stunden beendet werden. Die in diesem Zeitraum gemessenen Temperaturänderungen betragen maximal 0,5 °C.

Die zur Bestimmung des ebenen Spannungszustandes gewählte Messanordnung setzt eine elliptische Verteilung der zu messenden Spannung voraus. Wird im Verlaufe der Messungen festgestellt, dass diese Verteilung nicht gegeben ist, sind in Abhängigkeit von der Messaufgabe ggf. an zusätzlichen Lokationen Messungen durchzuführen. Im vorliegenden Fall der nicht elliptischen Spannungsverteilung in einem Messhorizont wurde eingeschätzt, dass zur Bewertung der Standsicherheit die in den 4 Richtungen erzielten Messergebnisse ausreichen.

Als Kriterium für irreversible Verformungen bei der Schlitzerstellung die möglicherweise zu einer zu hohen Kompensationsspannung führen, sind in /2/ und /3/ Verschiebungen der Randstrecken 1.1-1.2 und 5.1-5.2 größer 20 % der Messstrecke 3.1-3.4 genannt. Als weiteres Indiz für irreversible Verformungen wird ein signifikant steilerer Anstieg der Entlastungskurve der Messstrecke 3.1-3.4 im Vergleich zur zugehörigen Belastungskurve angesehen. Während bei den im Schacht durchgeführten Messungen das Kriterium für irreversible Verformungen bei ca. 70 % der Randstrecken erfüllt wurde, konnten aus dem Vergleich der Anstiege der Be- und Entlastungskurven keine irreversiblen Verformungen abgeleitet werden (siehe auch Bild 3). In der gesamtheitlichen Betrachtung der durchgeführten Messungen wird eingeschätzt, dass bei der gewählten Messanordnung und der Höhe der anstehenden Spannungen die teilweise größeren Verformungen an den Messstrecken 1.1-1.2 und

5.1-5.2 eher als elastische Verformungen als Auswirkung von Randspannungen und nicht als irreversible Verformungen zu interpretieren sind. Eine pauschale Anwendung des Verschiebungskriteriums für die Randstrecken zur Beurteilung der Qualität der durchgeführten SFJ-Messung ist unseres Erachtens nicht gegeben. Hier scheint eine genauere Unterscheidung notwendig, für welche Randbedingungen (Messanordnung, Material, Höhe der Spannung) dieses Kriterium validierbar ist.

6 Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die durchgeführten Messungen als erfolgreich zu bewerten sind. Das angewandte SFJ-Verfahren und die gewählte Messanordnung sind für die beschriebenen Messungen im Ziegelmauerwerk geeignet. Aufgetretene größere Abweichungen im Vergleich der Messstrecken deuten auf lokale Inhomogenitäten hin, die aber auf Grund der komplexen Verhältnisse an den Messlokationen wie die Belastungssituation und der Zustand der Ziegelsteine sowie Mörtelfugen, des unterschiedlichen Fugenanteils in den einzelnen Messstrecken, Feuchtigkeit, Auskristallationen und Beläge nicht außergewöhnlich sind. Die ermittelten Tangentialspannungsbeträge werden im Rahmen der Messunsicherheit von $\leq 10\%$ als zuverlässig bewertet.

7 Literatur

- /1/ Fecker, E.
Bestimmung des Spannungszustandes im Baugrund und in Bauwerken
Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig
Heft Nr. 68 (2002) Seite 127-140
- /2/ Schuck, W., Wullschläger, D.
Spannungsmessungen im Mauerwerksausbau von Eisenbahntunneln
Felsbau 12 (1994) Nr.3
- /3/ Schuck, W.; Fecker, E.
Geotechnische Messungen in bestehenden Eisenbahntunneln
Taschenbuch für den Tunnelbau, 22 Jg. (1998), S. 44-84

- /4/ Rossi, P.
Recent developments of the jack test on masonry structures
Quaderni dell'ISMES, Vol. 231, Bergamo, 1987
- /5/ Maydl, P.
Zerstörungsarmes Verfahren zur Prüfung von Mauerwerk
Zur Anwendung der Flat-Jack-Methode auf Ziegelmauerwerk
Schlussbericht zum Forschungsvorhaben F1185 des Bundesministeriums für
wirtschaftliche Angelegenheiten
Wien, 1990

Autoren

Dipl.-Ing. Frank Manthee, Dipl.-Ing. Wolfgang Fischle

Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH
(DBE)

Eschenstrasse 55, 31224 Peine

Phone:+495171-431350; +495171-431374

mailto: manthee@dbe.de; fischle@dbe.de

Dipl.-Ing. Martin Boege

Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH
(DBE)

ERA Morsleben

Am Schacht 105, 39343 Morsleben

Phone:+4939050-8231

mailto: boege@dbe.de

Dipl.-Geol. Frank Kessler

Bundesamt für Strahlenschutz (BfS)

Postfach 100149, 38201 Salzgitter

Phone:+491888-3331837

mailto: f.kessler@bfs.de

Scherfestigkeitsuntersuchungen an Trennflächen mittels MTS-Schertestsystem des IfG Leipzig – Methodik und Beispiele

Dirk Naumann, Till Popp & Wolfgang Minkley
Institut für Gebirgsmechanik GmbH, Leipzig

1 Einleitung

Das mechanische Verhalten von Diskontinuitäten ist, weil sie die Festigkeit des anstehenden Gebirges abmindern, von grundlegender Bedeutung für die Einschätzung ingenieurgeologischer Fragestellungen, z.B. der Standsicherheit von Grubenbauen oder der mechanisch/hydraulischen Integrität von untertägigen Verschlussbauwerken. Bei den zu beschreibenden Trennflächen kann es sich sowohl um natürliche Diskontinuitäten im Gebirge (z.B. Schichtungen, Materialwechsel, foliierte Gesteine wie Gneise oder Tonsteine) oder um künstliche Trennflächen (z.B. zwischen Baustoff und umgebendem Wirtsgestein bei Streckenverschlüssen) handeln.

Zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Trennflächen gibt es verschiedene Möglichkeiten, so z. B. über die Bestimmung der Bruchgrenze im klassischen Triaxialversuch bei verschiedenen Normalspannungen. Die Brauchbarkeit dieses Verfahrens für eine Bestimmung gebirgsrelevanter Festigkeitsparameter ist aufgrund der im Gebirge vorhandenen lithologischen Variabilität der Gesteine bezüglich der Lage und Ausbildung der Trennflächen und der schwierigen Reproduzierbarkeit gleicher Orientierungen eingeschränkt.

Um diese Unsicherheiten zu beheben, sind experimentelle Untersuchungen zum Scherverhalten an definierten Schichtflächen unverzichtbar, was einerseits eine geeignete Probenahmetechnik und andererseits eine entsprechende Versuchstechnik erfordert. Nur im direkten Scherversuch ist es möglich, die zu untersuchenden Trennflächen so auszurichten, dass die Wirkungslinie der Scherkraft unmittelbar in dieser Ebene bzw. die Wirkungslinie der Normalkraft senkrecht dazu liegt, so dass die effektive Schubspannung gleich der totalen ist. Darüber hinaus ist für die Lösung spezifischer Standsicherheitsprobleme eine entsprechende numerische Rechentechnik mit geeigneten Stoffansätzen erforderlich.

Erst seit wenigen Jahren sind weltweit Prüfmaschinen und Untersuchungstechniken entwickelt worden, um reproduzierbar und somit belastbare Scherversuche an großvolumigen Gesteinsproben durchzuführen (z.B. Blümel, 2000). Seit Mai 2003 ist im Institut für Gebirgsmechanik Leipzig ein modernes Direktschergerät der Fa. MTS

Systems verfügbar, mit dem aufgrund der automatisierten Steuerungs- und Regelungsmöglichkeiten auch neue, von standardisierten Versuchen abweichende Tests durchgeführt werden können. In der Kombination mit konventioneller triaxialer Prüftechnik sowie einem dafür angepassten Stoffansatz lässt sich das mechanische Gesteinsverhalten natürlicher Gesteine mit Trennflächen sehr viel zuverlässiger beschreiben.

Nach der Vorstellung des Schergerätes mit der entsprechenden Probenvorbereitung sowie des neuen zur Beschreibung diskreter Schichtflächen entwickelten Modellansatzes soll für zwei Aufgabenstellungen die praktische Anwendung des Prüfgerätes auf Basis der vorliegenden Erfahrung dargestellt werden:

- (1) Kontaktflächeneigenschaften für den Übergang Baustoff / Salinar zur Bewertung der mechanischen Integrität eines 20 Jahre alten Verschlussbauwerkes
- (2) Untersuchung der Scher- und Matrixeigenschaften von Tonsteinen, die als potentielle Wirtsgesteine für die Errichtung von Untertagedeponien in Frage kommen.

Insbesondere im zweiten Fall wird das auf den experimentellen Untersuchungen basierende neue Modellkonzept vorgestellt, welches eine realistische Bewertung der Entwicklung der Auflockerungszone und der Standsicherheit im geschichteten Tonstein als Rahmenbedingungen für die Errichtung eines Endlagers in einer Tonformation ermöglicht.

2 Methodischer Ansatz

2.1 Das MTS-Scher-Test-System des IfG

Die diskrete Scherfestigkeit von Lockermaterialien (z.B. Böden) oder Gesteinsproben mit Trennflächen (z.B. foliierte Tonsteine) ergibt sich aus der wirkenden Schubspannung (τ_{res}) und der senkrecht dazu gerichteten Normalspannung (σ_n). Zur Beschreibung dieses Zusammenhanges wird zumeist das MOHR-COULOMB'sche Bruchkriterium verwendet, das sich aus der gerade „Umhüllenden“ der Mohr'schen Hauptspannungskreise im Grenzzustand ergibt. Danach wird der Schubwiderstand τ_{res} des Lockermaterials im kritischen Spannungszustand (Bruch) allgemein durch eine lineare Beziehung spannungsabhängig über die Größen c (Kohäsion) und ϕ_T (Reibungswinkel) beschrieben:

$$\tau_{res} = c + \sigma_n \cdot \tan\phi_T \quad (1)$$

Für die Bestimmung dieser Parameter wird das MTS-Scher-Test-System (Modell 816) eingesetzt, in dem die zu untersuchenden Proben so ausgerichtet sind, dass die Wirkungslinie der Scherkraft bzw. Spannung (τ) in der zu untersuchenden Trenn- oder Schichtfläche liegt und die Wirkungslinie der Normalspannung (σ_N) senkrecht zu dieser Fläche orientiert ist.

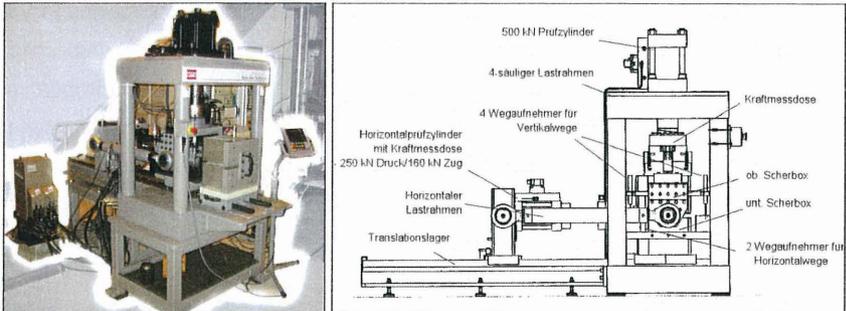


Abb. 1: Das MTS-Scher-Test-System (Modell 816).

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 1 dargestellt. Das Gerät besteht aus einem zweiachsigen Versuchsaufbau mit vertikaler und horizontaler Kräfteinleitung auf die horizontale Trennfläche entsprechend einer Geometrie mit Normal- (σ_N) und Schubspannung (τ), wobei die Probe in einer zweiteiligen Scherbox mittels eines hochfesten Ankerbetons (z.B. Intoplan HH42) fixiert ist und über den vorgegebenen freien Spalt (variabel zwischen 0,5 und 3 cm) einer definierten Scherung unterzogen werden kann. Über eine servohydraulische Regeleinheit können die zwei Regelkanäle, vertikal und horizontal, jeweils Kraft- oder Weg-gesteuert werden.

Während eines Scherversuchs wird über 4 an den Ecken der Scherbox befindliche Wegaufnehmer die vertikale Verschiebung bzw. Aufgleitung oder Kompaktion der beiden Scherflächen, die im Folgenden sinngemäß als Scherdilatanz oder einfach als Dilatanz bezeichnet wird, gemessen sowie über zwei horizontal angeordnete Messaufnehmer die horizontale Verschiebung der Boxen zueinander (und somit auch eine mögliche Verkippung) bestimmt.

Als Prüfkörper können standardmäßig sowohl zylindrische Proben, d. h. Bohrerkerne und abgedrehte Proben bis 150 mm Durchmesser und 300 mm Länge sowie auch quaderförmige und irreguläre Probenkörper bis zu einer maximalen Größe von 200 x 200 x 300 mm verwendet werden.

Die Gewinnung ungeschädigter Probekörper ist Voraussetzung für die Durchführung relevanter Materialuntersuchungen, wie sich aufgrund der vorliegenden Erfahrung von Salzgesteinen zeigt. Danach gestaltete sich die Gewinnung von Schichtflächen zwischen Carnallitit und Steinsalz insbesondere bei anstehendem Carnallitit mit hohem Carnallititgehalt als relativ schwierig. Die Schichtflächen stellen beim bergmännischen Abbau von Kalisalzen ausgeprägte mechanische Schwächeflächen mit einer geringen Haftreibungskohäsion im entspannten Zustand dar. Eine Gewinnung von Scherproben durch Kernbohrungen schlug zunächst fehl. Erst durch Herausschneiden größerer Blöcke aus dem Schichtverband ist es gelungen, Scherproben mit Schichtflächen Carnallitit/Steinsalz herzustellen (Abb. 2). Im gesteinsmechanischen Labor werden die in Kubikmeterdimension angelieferten Salzgesteinsblöcke mit Schichtübergang zerlegt und durch schonendes Bohren oder Drehen zylindrische bzw. würfelförmige Prüfkörper hergestellt.

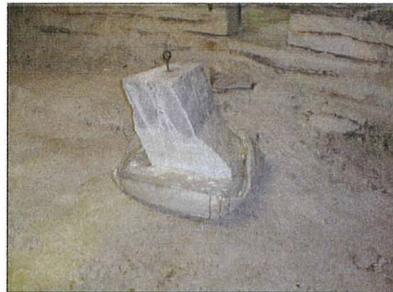


Abb. 2: Gewinnung Probekblock mit Schichtfläche Carnallitit/Steinsalz.

Mit dem servohydraulischen Scherprüfsystem lassen sich, wie bei Blümel et al. (2002) beschrieben, folgende Scherversuchsabläufe realisieren:

- *Scherversuch unter konstanter Normallast (CNL)*
- *Scherversuch unter konstanter Normalsteifigkeit (CNS)*
- *Dilatanzfreier Scherversuch.*

Beim dilatanzfreien Scherversuch wird zur Verhinderung von Aufgleitung (Dilatanz) durch den Regelkreis automatisch die Normalspannung erhöht, bis die Unebenheiten auf der Scherfläche durchgeschert sind, der Scherwiderstand abfällt und nur noch der Restreibungswiderstand wirksam ist. Bei diesem Versuchsablauf lässt sich an einer einzelnen Scherprobe eine vollständige Scher-Normalspannungs-Kurve aufnehmen (Abb. 3), aus der die Scherparameter Reibungswinkel, Aufgleitwinkel, Kohä-

sion und Restreibungswinkel bestimmt werden können. Diese Versuchsart ist geeignet wenn nur wenige Scherproben zur Verfügung stehen, wie es z. B. bei dem bergmännisch nicht mehr aufgeschlossenen Gestein Kainit der Fall war.

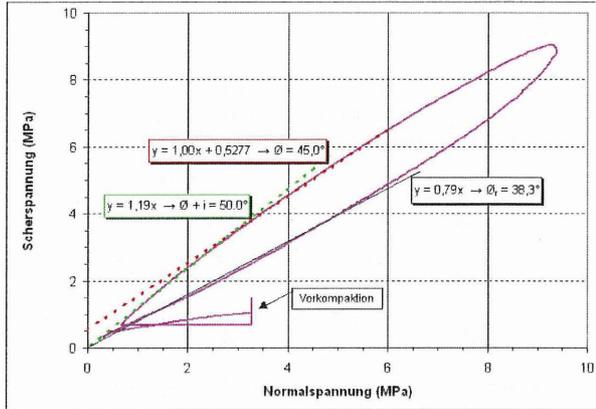


Abb. 3: Dilatanzfreier Scherversuch Kainit.

Allerdings können, wie nachfolgend gezeigt, der eigentliche Versagensmechanismus und die daraus resultierende Dilatanzentwicklung bei Standardversuchen mit definierten Normalspannungen besser bewertet werden. Die jeweilige Versuchsdurchführung ist daher immer an das zur Verfügung stehende Probenmaterial bzw. die Anforderungen für eine notwendige Parametrisierung der durchgeführten Festigkeitsuntersuchungen der darauf basierenden Modellkonzepte anzupassen.

2.2 Erweiterter MINKLEY-Ansatz für Schichtflächenfestigkeiten

Für die Modellierung der Matrixeigenschaften natürlicher Gesteine wird am IfG routinemäßig das viskoelastisch-plastische Stoffmodell nach Minkley verwendet, in dem die Verformungsmechanismen Kriechen, Entfestigung und Dilatanz miteinander verknüpft sind (Minkley et al., 2001). Die in den Berechnungen verwendeten Stoffkennwerte zur Beschreibung des Festigkeits- und Dilatanzverhaltens werden material- und zumeist auch standortspezifisch anhand von Laborversuchen bestimmt (Abb. 4).

Allerdings zeigt sich in der Praxis, dass ohne Einbeziehung von Schichtflächen und Diskontinuitäten eine zufrieden stellende Erklärung gebirgsmechanischer Vorgänge nicht immer gelingt. Zur Behebung dieser Einschränkung wurde ein neues Rechenkonzept entwickelt, das den elasto-plastischen Minkley-Ansatz mit einem neuen Schermodell kombiniert (Abb. 4).

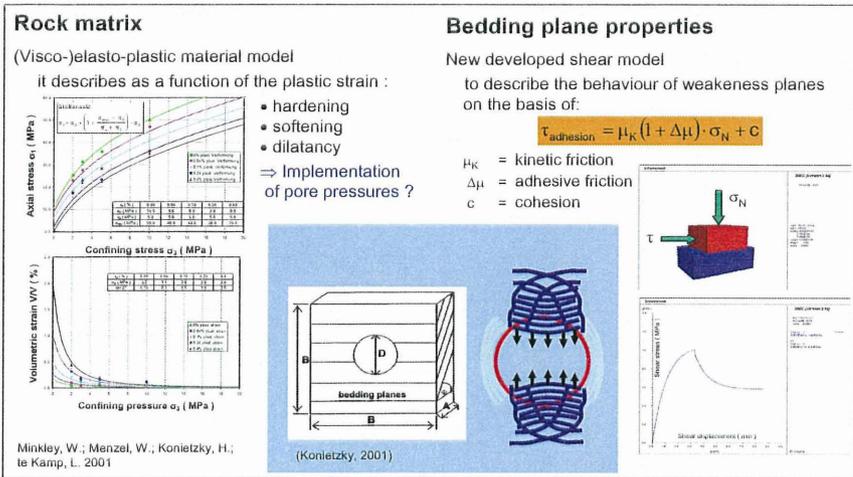


Abb. 4: Schematische Darstellung des Rechenkonzeptes zur Bewertung der Hohlraumeigenschaften des geschichteten Tonsteingebirges anhand einer zweiseitigen Vorgehensweise mit Berücksichtigung der Matriceigenschaften mittels des elasto-plastischen Modellansatzes sowie der reduzierten Schichtflächeneigenschaften über ein Schermodell bzw. MOHR-COULOMB-Ansatz unter den Rahmenbedingungen des URL Mont Terri. Das Inset zeigt schematisch die in situ-Situation einer Tunnelstrecke im Tonstein (nach Blümling & Konietzky, 2003).

Grundlage für die Entwicklung des Schermodells zur Beschreibung des Scherverhaltens von Schichtflächen und Diskontinuitäten in verschiedenen Gesteinen bildete die Analyse bislang vorliegender Versuchsergebnisse und die Durchführung gezielter Schertests zur Aufdeckung und Untersetzung salinarspezifischer Verhaltensweisen (Minkley & Mühlbauer, 2007). Im Unterschied zu Felstrennflächen sind an Diskontinuitäten und Schichtflächen im Salzgebirge neben Reibungsvorgängen Kohäsions- und Haftreibungseigenschaften von besonderer Bedeutung. Salzgesteine besitzen bereits unter normalen bergbaulichen Belastungsbedingungen in bedeutendem Maße die Fähigkeit zur Reaktivierung von Adhäsions- bzw. Kohäsionskräften an den Trennflächen bzw. Schichtflächen. Eine Entfestigung wird durch Haftreibungsverlust und das Abscheren von Unebenheiten bei zunehmender Scherverschiebung bewirkt. Eine umfassende Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Salzgebirges ist daher nur unter Einbeziehung entsprechender Festigkeitsmodelle für Schichtflächen möglich.

Das Scherfestigkeitsmodell basiert auf einem grundlegenden Reibungsansatz in Form eines MOHR-COULOMB'schen Festigkeitsansatzes

$$\tau_{MAX} = \mu \cdot \sigma_N + c \quad (2)$$

mit dem Unterschied, dass die Parameter des Modells keine Konstanten sind. Der Reibungskoeffizient

$$\mu = \mu_K \cdot (1 + \Delta\mu) \quad (3)$$

wird aus einem Term für die Gleitreibung

$$\mu_K = \tan \left(\phi_R + i_0 \cdot e^{-K_2 \frac{\sigma_N}{\sigma_K}} \right) \quad (4)$$

und für die Haftreibung

$$\Delta\mu = \Delta\mu_{vel} \cdot e^{-K_1 \frac{\sigma_N}{\sigma_K}} \quad (5)$$

gebildet. Die Haftreibung resultiert aus der von der Normalspannung abhängigen Aktivierung von Adhäsions- bzw. Kohäsionskräften. c ist die Kohäsion bei Normalspannung Null und ϕ_R ist der Restreibungswinkel. i_0 ist der so genannte Aufgleitwinkel, welcher ein Maß für die Unebenheit der Kontaktflächen repräsentiert und für die Aufweitung des Scherspaltes bei zunehmender Scherverschiebung verantwortlich ist. σ_K ist die Druckfestigkeit der Kontaktfläche. K_1 und K_2 sind Krümmungsparameter, die sich aus der Anpassung des Modells an Versuchsergebnisse ergeben.

Der Haftreibungskoeffizient an Schichtflächen kann geschwindigkeitsabhängig sein. Die Abhängigkeit von der Verschiebungsgeschwindigkeit wird durch eine Funktion berücksichtigt:

$$f_{vel} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \tanh \left(b_S \cdot \log \frac{\dot{v}}{\dot{v}_k} \right) \right] \quad (6)$$

Der Haftreibungskoeffizient wird damit ausgedrückt durch

$$\Delta\mu_{vel} = \Delta\mu_{MAX} \cdot f_{vel} \quad (7)$$

Neben der Geschwindigkeitsabhängigkeit wird auch die Abhängigkeit von der stattgefundenen Scherverschiebung im Modell berücksichtigt. Der Haftreibungskoeffizient wird um einen verschiebungsabhängigen Term (in inkrementeller Form) abgemindert:

$$\Delta\mu_S^p = -\Delta\mu_{\text{vel}} \cdot \frac{\Delta u_S^p}{L_1}. \quad (8)$$

Darin ist Δu_S^p das Inkrement der plastischen Scherverschiebung. L_1 bestimmt die Steilheit des Scherspannungsabfalls im Nachbruchbereich. Mit zunehmender Scherverschiebung wird durch Abscheren der Unebenheiten der Aufgleitwinkel abgemindert:

$$\Delta i = -\Delta i_0 \cdot \frac{\Delta u_S^p}{L_2}. \quad (9)$$

Die inkrementellen Beziehungen (8) und (9) entsprechen einer Reduktion der Haftreibungskomponente und des Aufgleitwinkels in exponentieller Form während des Schervorgangs an den Kontaktflächen.

Das entwickelte nichtlineare Schermodell umfasst als Grenzfälle die in der Felsmechanik bekannten Scheransätze. Setzt man die adhäsive Reibungskomponente, die für die Haftreibung verantwortlich ist $\Delta\mu = 0$ und die Kohäsion $C = 0$ erhält man für den kinetischen bzw. Gleitreibungskoeffizient:

$$\tau_K = \mu_K \cdot \sigma_N \quad (10)$$

Der kinetische Reibungswiderstand wird entsprechend Bez. (4) durch das von der Normalspannung abhängigen Aufgleiten an den Unebenheiten der Scherfläche bestimmt.

Im Fall, dass der der Aufgleitwiderstand $i_G = 0$ ist, also ohne bzw., wenn abgeschliffene Trennflächen vorliegen, stellt sich der Restreibungswiderstand ein:

$$\tau_R = \sigma_N \cdot \tan \phi_R \quad (11)$$

Das entwickelte Schermodell ist in der Lage, über diese bekannten Scherfestigkeitsansätze hinaus, den Entfestigungsvorgang durch Haftreibungsverlust und Abscheren der Unebenheiten mit zunehmender Scherverschiebung abzubilden.

Das visko-elasto-plastische Stoffmodell mit Verfestigung/Entfestigung und Dilatanz (Minkley et al., 2001) und das neue Schermodell für Schichtflächen sind in C++ programmiert und stehen in den diskontinuumsmechanischen Rechen-codes UDEC und 3DEC von ITASCA als „user defined model“ zur Verfügung.

Die Verifizierung der Implementierung erfolgte durch Nachrechnung von Festigkeitsuntersuchungen an Gesteinsproben im Labor. Beispielhaft wurden vorliegende Scherversuchsergebnisse von Schertests an Tonsteinen mittels des in Abb. 4 dargestellten schematischen UDEC-Modells über die Simulation einer Schichtfläche im Tonstein nachgerechnet. Wie Abb. 9 zeigt, wird sowohl für die Entwicklung der Scherfestigkeit als auch der Dilatanz in der Scherebene mit zunehmender Scherverformung eine insgesamt gute Übereinstimmung beobachtet wird. Der dabei verwendete Parametersatz mit mittleren Scherparametern für Schichtflächen in Tonsteinen ist in Tab. 1 angegeben.

Tab. 1: Beispielhafte Schermodellparameter basierend auf der Datenauswertung für die Modellierung von Schertests an Schichtflächen von Opalinuston.

| Parameter | Symbol | Wert | Einheit |
|---|-------------------|---------|----------|
| Restreibungswinkel | ϕ_R | 23 | ° (Grad) |
| Aufgleitwinkel | i_0 | 22 | ° (Grad) |
| Druckfestigkeit Kontaktfläche | σ_K | 2,2 | MPa |
| Krümmungsparameter 1 | k1 | 1,0 | |
| Krümmungsparameter 2 | k2 | 0,8 | |
| Kohäsion | c | 0,2 | MPa |
| Diff. Haftreibungskoeffizient | $\Delta\mu_{MAX}$ | 0,6 | |
| Entfestigungsdistanz 1 | L1 | 0,0005 | m |
| Entfestigungsdistanz 2 | L2 | 0,003 | m |
| Distanzparameter | r | 0,08 | |
| Geschwindigkeitsfaktor | b_S | 1,2 | |
| Krit. Scherverschiebungsgeschwindigkeit | v_K | 0,00001 | mm/s |
| Schersteifigkeit | k_S | 10 | GPa/m |
| Normalsteifigkeit | K_n | 8 | GPa/m |

3 Untersuchungen zur Scherfestigkeit der Kontaktfläche zwischen Baustoff und Salzgestein

Die Nachweisführung zur geomechanischen Standsicherheit und der geohydraulischen Gebrauchsfähigkeit von Abschlussbauwerken erfordert die Entwicklung geeigneter Modellansätze zur Beschreibung der gekoppelten geomechanischen/hydraulischen Eigenschaften der standortspezifischen Wirtsgesteinsformationen in Wechselwirkung mit dem Bauwerk. Ein wesentlicher Parameter dafür ist das Kontakt- bzw. Anbindeverhalten des eingesetzten Baustoffs an das Gebirge, wenn z.B. bei der einseitigen Druckbeaufschlagung des Bauwerks infolge Flutung in der Kontaktfuge Scherspannungen induziert werden. Sie hängen wesentlich von den eingesetzten Baustoffeigenschaften ab.

Im vorliegenden Fall ging es darum die vorliegende Scherfestigkeit und das Kontaktverhaltens eines Dammbauwerks im Steinsalz, bestehend aus einem monolithischen Salzbetonköpers nach einer Standzeit von mehr als 20 Jahren zu bestimmen. Hierfür wurden aus der Kontaktfuge zwischen Bauwerk und dem Salzgestein mittels koaxial zur Streckenachse angeordneter Bohrungen zylindrische Bohrkernproben gewonnen, die halbseitig aus Salzbeton bzw. Steinsalz bestanden (Abb. 6). Die Trennfläche zwischen den beiden Halbschalen ist entsprechend den lithologischen Eigenschaften des Salzgesteins an der Streckenkontur unregelmäßig ausgebildet und liegt daher nicht als ideale ebene Fläche vor (vgl. Abb. 5).

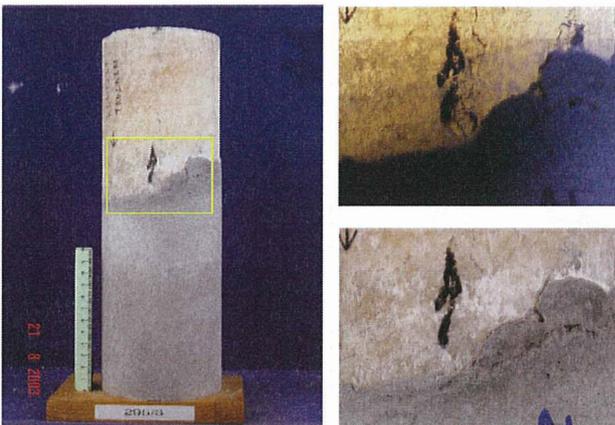


Abb. 5: Vorbereitete Scherproben mit einer Trennfläche zwischen Salzbeton und Steinsalz: Grenzfläche Salzbeton/Steinsalz. (re. ob.) Detail Grenzfläche – Durchlicht. (re. unt.) Detail Grenzfläche – Auflicht.



Abb. 6: Prüfkörper vor dem Versuch a) Stirnfläche und b) laterale Ansicht; c) vorbereiteter und in unterem Scherkasten in hochfestem Mörtel eingegossener Prüfkörper.

Neben Druck- und Zugversuchen an diesen Prüfkörpern wurden insbesondere Scherversuche bei konstanter Normalspannung (CNL) in Ein- oder Mehrstufenversuchstechnik zur Bestimmung von Peak- und Restfestigkeitswerten durchgeführt. Während die Normalspannungen den als relevant eingeschätzten Bereich von σ_N zwischen 0,25 und 5 MPa abdecken, wurden zusätzlich noch bei einer Normalspannung die Verschiebungsgeschwindigkeiten variiert: $1 \cdot 10^{-3}$, $1 \cdot 10^{-4}$ mm/s, sowie $1 \cdot 10^{-5}$ mm/s.

Vorraussetzung für die Durchführung der Schertests war, dass die zu untersuchende Trennfläche möglichst in der Scherebene und horizontal angeordnet war, wofür ein 2 cm weiter Scherspalt gewählt wurde. Die Proben wurden hierfür individuell in die Scherkästen eingebaut, wobei die Proben vor dem Eingießen mit dem Anker Mörtel jeweils über einen speziellen Probenhalter fixiert wurden (Abb. 6c).

Exemplarisch sind in Abb. 7 die Ergebnisse eines Einstufenversuchs dargestellt. Als Messparameter wurden wie beschrieben während der Scherung neben den Prüfkraften in vertikaler und horizontaler Richtung (jeweils über Kraftmessdosen) die Horizontalverschiebung (2 Wegaufnehmer) sowie die vertikale Probenverschiebung der beiden Scherkästen zueinander (4 Wegaufnehmer) gemessen. Die gemessenen Wege werden für die Auswertung jeweils gemittelt.

Während der Scherung ergibt sich ein charakteristisches Bild. Nach Überwindung der Spitzenscherfestigkeit setzt bei zügiger Scherverschiebung Entfestigung an den Schichtflächen ein und die Dilatanz fällt ab. Danach wird ein annähernd horizontales Restfestigkeitsniveau erreicht. Anzumerken ist, dass die Scher- und Normalkraft je-

weils auf die Originalscherfläche bezogen sind, obwohl sich infolge der Verschiebung die sich überlagernden Scherflächen verringern und somit die Effektivspannungen nominell ansteigen. Allerdings wird dieser Effekt, da die maximale Scherfestigkeit bereits nach geringer Verschiebung erreicht wird, als vernachlässigbar eingeschätzt.

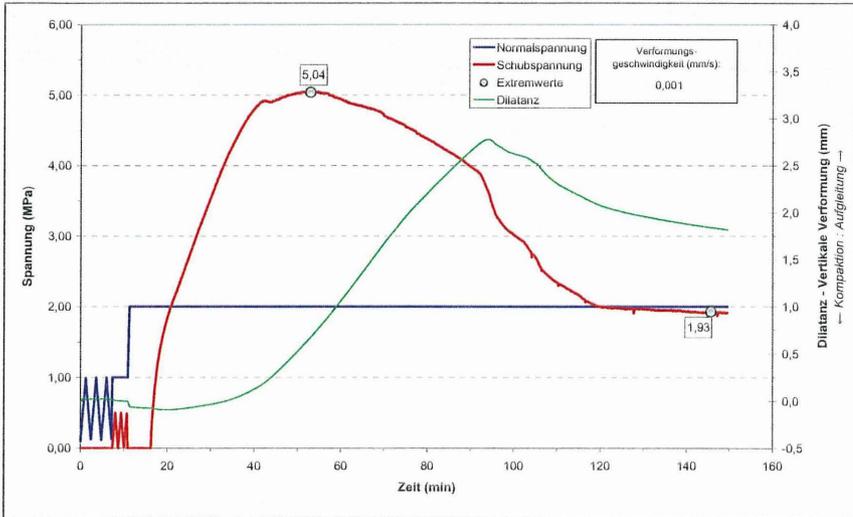


Abb. 7: Beispiel eines Einstufen-Scherversuches an einer Kontaktfläche zwischen Salzbeton und Steinsalz. $\sigma_N = 2 \text{ MPa}$, $\tau_{\text{MAX}} = 5,04 \text{ MPa}$, $\tau_{\text{REST}} = 1,93 \text{ MPa}$; die maximale horizontale Verschiebung beträgt 8 mm. Die Verschiebungsgeschwindigkeit lag bei 0,001 mm/s.

Der Vergleich der Scherspannungs-Verschiebungskurven der verschiedenen Einstufenversuche bei Vertikalbelastungen von $\sigma_N = 0,25$ bis 5 MPa bestätigt den typischen Verlauf der Versagenscharakteristik mit einem, nach Erreichen der maximalen Scherfestigkeit – teilweise sprödbbruchartigen – Festigkeitsverlust mit nachfolgendem Übergang bis in das Restscherfestigkeitsniveau. Bei den höheren Normalspannungen verläuft der Scherspannungsabfall zumeist etwas moderater, aber immer noch mit deutlich ausgeprägter Entfestigung (Abb. 8).

Die Untersuchung der Trennflächen nach Durchführung der Scherversuche dokumentiert sehr unterschiedliche Versagensmuster. Zumeist erfolgt das Scherversagen hauptsächlich im unmittelbaren Kontaktbereich des Salzbetons und führt dort zu Harnisch- oder Strömungsspuren führt. Im Falle von Proben mit geringerer Betonfes-

tigkeit bzw. Haftung des aufgepflanzten Dammbaumaterials kann auch die ursprüngliche Steinsalzbruchfläche mit z.T. scharfkantigen Kristallspaltflächen weitgehend erhalten bleiben.

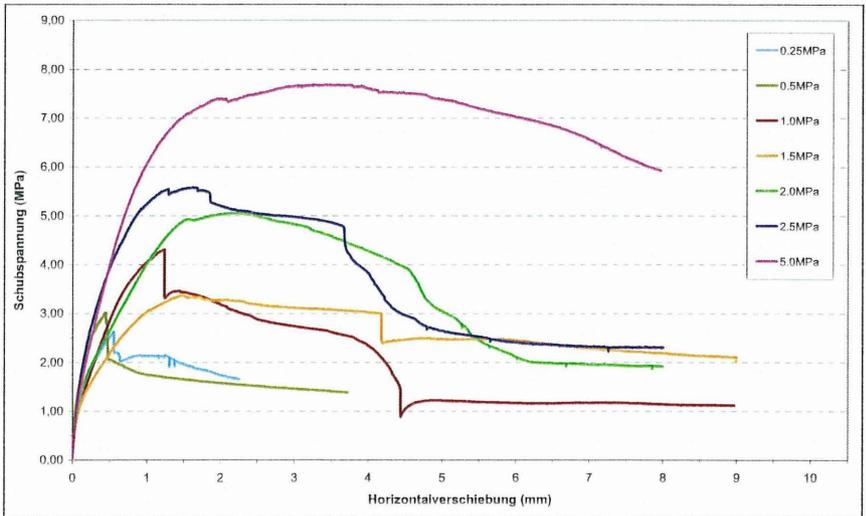


Abb. 8: Scherspannungs-Verschiebungs-Diagramm von 7 Einstuferscherversuchen bei variierten Normalspannungen (0,25 bis 5,0 MPa).

Zusammenfassend zeigen die Laborsuchungen, dass eine Charakterisierung der Trennflächeneigenschaften spezifisch für jeden Einbaustandort mit den jeweils unterschiedlichen Oberflächeneigenschaften des anstehenden Salzgesteins durchzuführen ist. Das setzt auch voraus, dass die künstlichen Proben unter möglichst identischen Einbringbedingungen bezüglich der herrschenden Oberflächenfeuchte und des Verwitterungszustandes der Salzoberfläche herzustellen sind, weil diese die Eigenschaften, wie Anhaftvermögen und Scherfestigkeit, stark beeinflussen. Unabhängig davon, liegt mit der hier beschriebenen Versuchstechnik eine erprobte Technik vor, die zu reproduzierbaren und verwertbaren Ergebnissen führt.

4 Schichtflächenfestigkeiten von Tongesteinen am Standort Mont Terri

Tonige Sedimentgesteine (Ton bzw. Tonsteine) stellen aufgrund ihrer hydraulischen Barrierenwirkung ein potentiell gutes Wirtsgestein für Endlagerkonzepte basierend auf einem dichten Einschluss dar. Allerdings weisen Tongesteine im Gegensatz zum alternativ untersuchten nahezu isotropen Steinsalz eine charakteristische foliationsbezogene transversale Gefügeanisotropie auf, die sich aufgrund der sedimentären Ablagerungsgeschichte der Tonpartikel, vorzugsweise Tonmineralplättchen, und nachfolgender Konsolidation ergeben hat. Als Folge sind die entsprechenden mechanischen und hydraulischen Kenngrößen richtungsabhängig unter Berücksichtigung des herrschenden Spannungsfeldes experimentell zu bestimmen (z.B. Popp & Salzer, 2007, Popp et al., in press).

Im Rahmen eines EU-Vorhabens wurden hierzu an Opalinustonproben aus dem UntertageLabor (URL) Mont Terri umfangreiche Laboruntersuchungen mit verschiedenen Proben- und Belastungsgeometrien auf Basis konventioneller triaxialer Festigkeits- sowie Schertests durchgeführt. Sie dienen als Basis für die Parametrisierung des neu am IfG entwickelten Stoffgesetzes, das eine gekoppelte Beschreibung der mechanischen Schichtflächen- und Matrixeigenschaften von geschichteten Tongesteinen ermöglicht. Dessen Leistungsfähigkeit wird mit der Rückrechnung der Auflockerungszone (ALZ) um eine charakteristische Streckensituation am URL Mont Terri demonstriert.

Die Ergebnisse der Scherversuche an orientierten Schichtflächen sind in Abb. 9 als Spannungs- bzw. Dilatanz-Verformungsdiagramme zusammengefasst. Danach nimmt die Scherfestigkeit erwartungsgemäß mit steigender Normalspannung zu, wobei sich im Übergang nach einem schwach ausgeprägten Spröddbruch ein Restfestigkeitsniveau ausbildet. Während der Scherverformung findet bei kleineren Normalspannungen zunächst eine Aufgleitung an der entstehenden Trennfläche statt. Bei Normalspannungen > 4 MPa dominiert Matrixkompaktion.

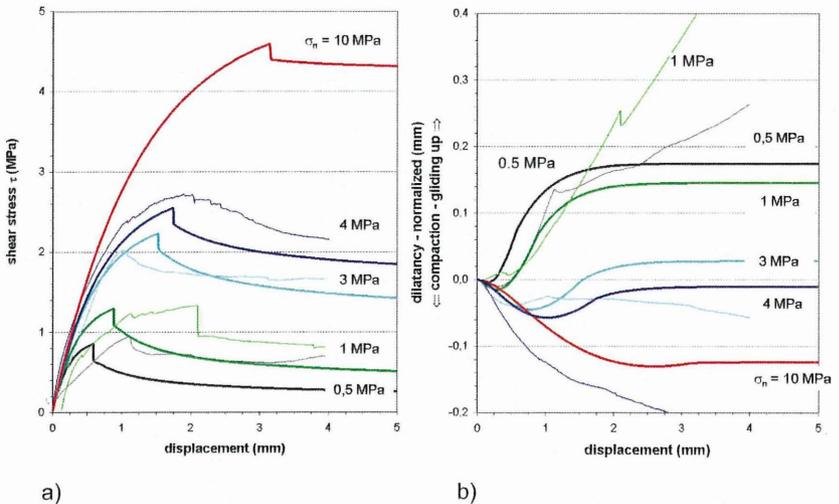


Abb. 9: Charakterisierung der Scherfestigkeit von Schichtflächen in Opalinuston für verschiedene Normalspannungen σ_n : Experimentelle Messdaten (dünne Kurven) im Vergleich numerischen Simulationsberechnungen von Schertests an Opalinuston (dicke Kurven) in einem Spannungsintervall von $\sigma_n = 0,5 - 4$ MPa - Verformungsrate = 0,002 mm/s. a) Scherspannungs-/Verformungskurven. b) Dilatanz vs. Verformung.

In Abb. 10 sind die gemessenen Peak- und Restfestigkeitswerte im Schub-Normalspannungs-Diagramm dargestellt. Dabei zeigt sich für $\sigma_n \geq 1$ MPa ein quasi-linearer Verlauf, der über ein COULOMB'sches Festigkeitskriterium beschrieben werden kann, wobei für trockene Schichtflächen ein Reibungswinkel ϕ von ca. 23° sowie ein Kohäsionswert c von ca. 1 MPa ermittelt wird, der dem Literaturwert aus konventionellen Triaxialtests mit einem Schichteinfallen von ca. 45° entspricht. Zusätzlich sind die über den neuen Schichtflächenansatz von Minkley bestimmten Haft- und Gleitreibungswiderstände dargestellt. Diese bilden offensichtlich das nichtlineare Festigkeitsverhalten des Materials deutlich besser ab, insbesondere bei kleinen Normalspannungen, wie sie in der Auflockerungszone im Konturbereich eines untertägigen Hohlraumes relevant sind.

Weiterhin ist bemerkenswert, dass die Scherfestigkeiten im geschichteten Tonstein bei kleineren Verschiebungsraten, wie sie hier bis 0,00004 mm/s realisiert wurden, gegenüber dem Standardwert mit 0,002 mm/s mit einer Reduktion um ca. 40% deutlich verringert sind.

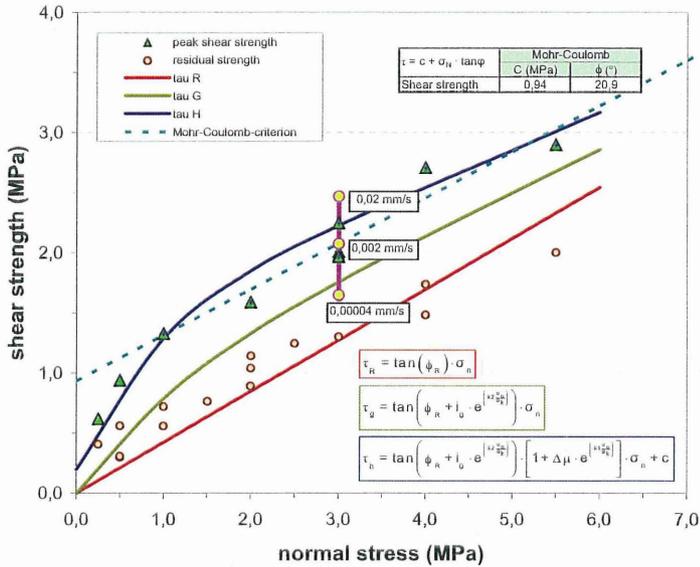


Abb. 10: Haft- und Gleitreibung an Schichtflächen in Opalinuston.

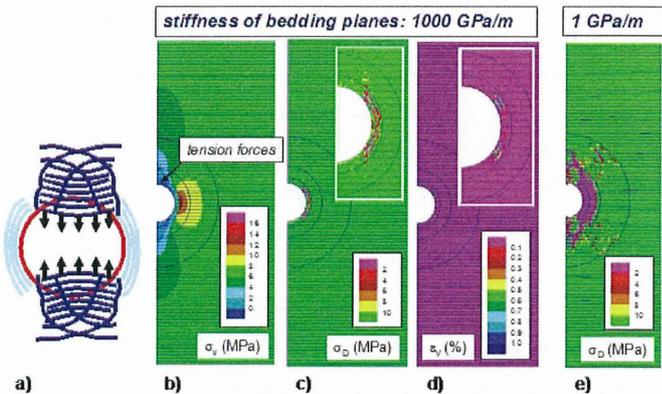


Abb. 11: Simulation einer 2D-Situation einer Strecke am Standort Mont Terri site – kombinierter elasto-plastischer Ansatz zur Beschreibung der Matrixfestigkeit des anstehenden Tonsteins und das neue Schermodell für die Simulation der reduzierten Schichtflächenfestigkeit. – Beachte den Einfluss der Schichtflächensteifigkeit (b – d: Schichtflächensteifigkeit = 1000 GPa/m bzw. e: 1 GPa/m. a) Schematische Darstellung der in situ zu beobachtenden Versagensmuster (verändert nach Blümling, NF-Pro second training course in Cardiff, 2005). b) Vertikale Spannungsverteilung; c) und e) Entwicklung des Damage-Parameters σ_D ; d) die Volumenverformung ϵ_v .

Mit dem auf Basis der Laboruntersuchungen und Feldmessungen für das URL Mont Terri kalibrierten neuen IfG-Modellansatz für Tonsteine konnte insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung bezüglich der Rückrechnung der ALZ um eine kreisförmige Strecke in einer 2D-Simulation mit dem Rechenprogramm UDEC erzielt werden (Abb. 11). Dabei konnten die für das URL Mont Terri typischen spannungsinduzierten Bruchstrukturen mit Extensionsrissen am Stoss sowie Scherversagen infolge Gleitung an den Schichtflächen bzw. Diskontinuitäten in der Firste nachgebildet werden.

5 Schlussfolgerungen

Mit dem MTS-Scher-Test-System (Modell 816) steht am IfG für die Untersuchung von geklüfteten oder natürlichen Gesteinen mit Trennflächen ein ausgereiftes direktes Schergerät zur Verfügung, das seine Leistungsfähigkeit zur Bestimmung praxisrelevanter Festigkeitsparameter im mehrjährigen Einsatz hinreichend dokumentiert hat. Allerdings macht die Herstellung ungeschädigter Proben eine material- und untersuchungsspezifische Gewinnungs- und Präparationstechnik erforderlich. Unabhängig davon ergeben sich aus den experimentellen Untersuchungen und Berechnungen folgende Schlussfolgerungen:

- Die Scherspannung, die sich aus Haft- und Gleitreibung sowie Kohäsion zusammensetzt, ist abhängig von der Normalbelastung der Schichtflächen.
- Schicht- oder Trennflächen zeigen häufig ein geschwindigkeitsabhängiges Scherverhalten, wobei dieser Aspekt insbesondere für sehr kleine Verschiebungsraten zumeist experimentell wenig untersucht ist und somit auch in Modellierungen unzureichend berücksichtigt wird.
- Das für die Beschreibung von Schichtflächenfestigkeiten neu entwickelte Schermodell stellt insbesondere in der Kombination mit dem elastoplastischen Festigkeitsansatz ein universelles Werkzeug zur geomechanischen Beschreibung natürlicher Gesteine dar.
- Die Ergebnisse aus Scheruntersuchungen zum mechanischen Verhalten von Schicht- und Trennflächen können bei einer Vielzahl praktischer geomechanischer Fragen genutzt werden, u. a. der Dimensionierung von Hohlräumen in unterschiedlichen Wirtsgesteinen sowie der Bewertung der mechanisch-hydraulischen Integrität von Verschlussbauwerken.

Literatur

- Blümling, P. & Konietzky, H. (2003). Development of an excavation disturbed zone in clay-stone (Opalinus Clay). Geotechnical measurements and modelling: Proceedings of the international symposium, 23-25 September 2003, Karlsruhe, Germany; Natau O., Fecker, E., Pimentel E. (eds.); Lisse [et al.]: A.A.Balkema Publishers, 127-132.
- Blümel, M.; Button, E. A.; Pötsch, M. (2002). Steifigkeitsabhängiges Scherverhalten von Fels. - in: Felsbau 20 (2002) 3, 22 – 32.
- Blümel, M. (2000). Neue Laborversuchstechniken für felsmechanische Versuche (Improved Procedures for Laboratory Rock Testing).- DGGT (ed.): Proceedings of the EUROCK 2000 Symposium, Aachen, 27.-31. März 2000, Essen (Glückauf), 573-578.
- Minkley, W., Menzel, W., Konietzky, H & te Kamp, L., 2001. A visco-elasto-plastic softening model and its application for solving static and dynamic stability problems in potash mining. In Billiaux et al. (eds.), FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics; Proc 2. Inter. FLAC-Symp., Napoli, 29-31 Oct. 2001. Rotterdam: Balkema, 21-27.
- Minkley, W. & Mühlbauer, J., 2007. Constitutive models to describe the mechanical behaviour of salt rocks and the imbedded weakness planes. In Proc. 6th Conference on the Mechanical Behaviour of Salt, Hannover, 22-25 May 2007, Rotterdam: Balkema, 119-127.
- Popp, T. & Salzer, K., 2007. Anisotropy of seismic and mechanical properties of Opalinus clay during triaxial deformation in a multi-anvil apparatus. , Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 32, 8-14, 879-888.
- Popp, T., Salzer, K. & Minkley, W. (in press). Influence of bedding planes to EDZ-evolution and the coupled HM properties of Opalinus Clay. Physics and Chemistry of the Earth.

Einfluss der Bewetterungstemperatur auf das mechanische Verhalten des Schachtes 1 im Erkundungsbergwerk Gorleben

Stefan Heusermann & Ralf Eickemeier

Kurzfassung

Im Zuge der Auffahrung des Erkundungsbergwerks Gorleben wurde im Oktober 1996 die durchschlägige Wetterführung von Schacht 1 nach Schacht 2 fertiggestellt. Wenige Monate später traten im Stoß des Schachtes 1 zahlreiche Risse auf. Gleichzeitig ergaben Temperaturmessungen, dass die jahreszeitlich bedingten Schwankungen der Bewetterungstemperatur zu einer temporären Abnahme der Gebirgstemperatur von bis zu 20 °C führten. Zur Analyse dieser beobachteten Effekte wurden numerische Modellberechnungen durchgeführt, die durch den Vergleich experimenteller und theoretischer Befunde ergänzt wurden. Die Ergebnisse der Modellberechnungen belegen, dass die Risse eindeutig auf die Abkühlung der Bewetterung zurückgeführt werden können. Die Risse haben sich nach Veränderung der Bewetterungsbedingungen wieder geschlossen.

1. Einleitung

Die geowissenschaftliche Erkundung des Salzstocks Gorleben hinsichtlich seiner Eignung als Standort für die Einlagerung hochradioaktiver wärmeentwickelnder Abfälle begann vor fast 30 Jahren mit einem übertägigen Untersuchungsprogramm. Ab 1983 folgte die untertägige Erkundung, in deren Verlauf der Schacht 1 ab 1986 und der Schacht 2 ab 1987 abgeteuft wurde. Nach Fertigstellung der Schächte schlossen sich ab Oktober 1996 auf der 840-m-Erkundungssohle der Durchschlag zwischen den beiden Schächten sowie die Auffahrung des Infrastrukturbereichs und des Erkundungsbereichs EB1 an. Das untertägige Untersuchungsprogramm umfasste bis zum Beginn des Moratoriums im Jahr 2000 geologische, geotechnische, geophysikalische und bergmännische Erkundungsmaßnahmen, die als Datengrundlage für eine Eignungs- und Langzeitsicherheitsaussage für das geplante Endlager notwendig sind (BORNEMANN & BRÄUER, 1999).

Der derzeitige Stand der geologischen Erkundung des Salinars und der Hohraumauffahrung des Erkundungsbergwerks mit den beiden Schächten, dem Infrastrukturbereich und dem Erkundungsbereich EB1 ist in Abb. 1 dargestellt. Detaillierte Ergebnisse der geologischen Erkundung sind bei BORNEMANN ET AL. (2008) beschrieben.

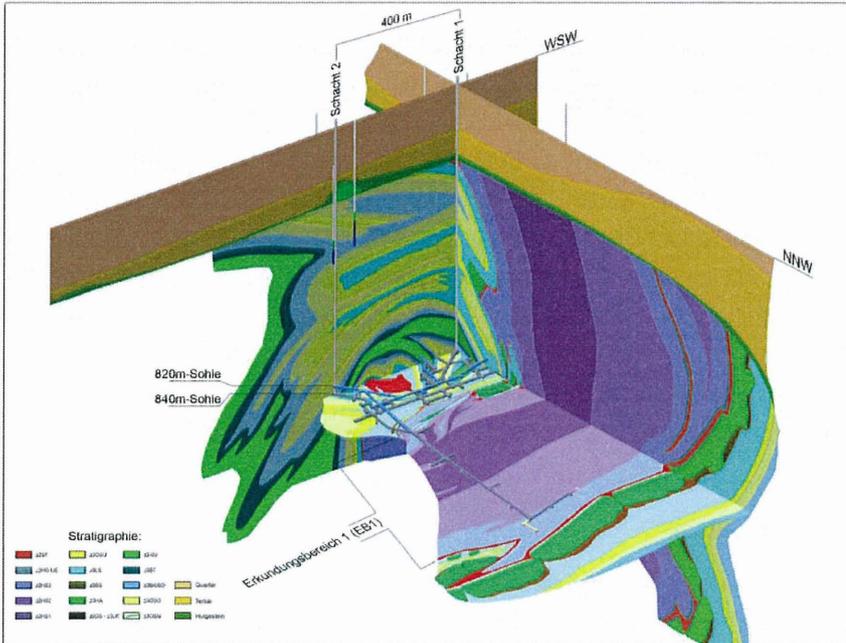


Abb. 1: Geologische Situation im Salzstock Gorleben nach den Ergebnissen der bisherigen untertägigen Erkundung (Quelle: BGR, Ref. B2.5)

2. Geotechnische Messungen und örtliche Beobachtungen im Schacht 1

Das geotechnische Untersuchungsprogramm wurde gemeinsam von dem Bundesamt für Strahlenschutz (BfS), der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) und der Deutschen Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe (DBE) konzipiert und ausgeführt. Es umfasst die Ermittlung aller für die standortspezifischen Sicherheitsanalysen benötigten geowissenschaftlichen Daten, die lückenlose Dokumentation der erkundeten geologisch-geotechnischen Gegebenheiten sowie diejenigen Informationen, die für die

detaillierte bergmännische Planung des Grubengebäudes erforderlich sind. Das Messprogramm beinhaltet insbesondere geomechanische, geohydraulische und geophysikalische In-situ-Untersuchungen (z. B. Gebirgsverformungs-, Gebirgsspannungs-, Permeabilitäts- und Temperaturmessungen sowie seismologische Messungen), geomechanische Laboruntersuchungen zur Ermittlung der thermomechanischen Eigenschaften des Salzgebirges sowie begleitende Modellberechnungen zur Auswertung und Interpretation von In-situ-Messungen und örtlichen Beobachtungen.

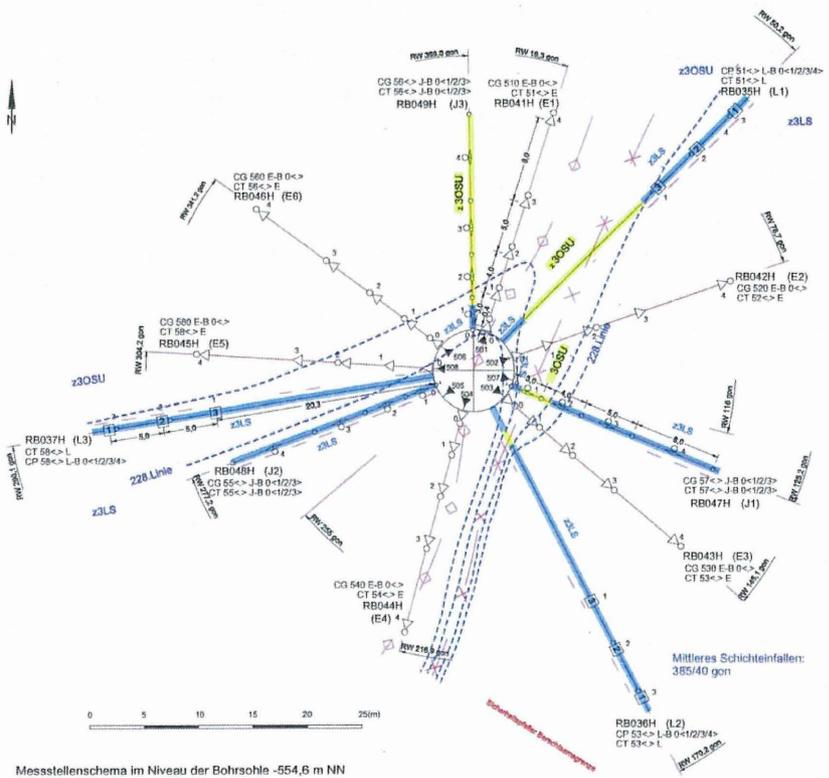


Abb. 2: Gorleben Schacht 1 – Erkundungshorizont EH3 mit geotechnischen Messbohrungen (Quelle: DBE)

Geotechnische Messungen werden im Erkundungsbergwerk sowohl in den Schächten als einzigem zugänglichen Aufschluß im Salzgebirge oberhalb der Erkundungssohle wie auch im Erkundungsbereich EB1 und im Infrastrukturbereich

durchgeführt. Abb. 2 zeigt als Beispiel die Instrumentierung im Erkundungshorizont EH3 des Schachtes 1. Dieser charakteristische Messquerschnitt umfasst mehrere Schachtkonvergenzmesspunkte, drei Inklinometermessbohrungen (J1-J3), sechs Extensometermessbohrungen (E1-E6) und drei Spannungsmessbohrungen (L1-L3) mit jeweils drei Spannungsmonitorstationen sowie verschiedene Temperaturmesspunkte am Schachtstoß und im Salzgebirge. Für die insgesamt zehn über die Tiefe verteilten Erkundungshorizonte in beiden Schächten liegen inzwischen Messergebnisse über einen Zeitraum von annähernd 15 Jahren vor.

Über die In-situ-Messungen hinaus werden aber auch örtliche Beobachtungen und visuelle Befunde herangezogen, die im Rahmen einer ganzheitlichen Analyse neben den messtechnischen Befunden und theoretischen Untersuchungen in die Standortbewertung einfließen und ggf. bei Standsicherheitsanalysen von Bergwerkskomponenten zu berücksichtigen sind. Ein derartiger visueller Befund kann beispielsweise die Ortung oder Aufnahme von Rissen sein. Dazu wird im Folgenden das temporäre Auftreten temperaturbedingter Risse im Salinar des Schachtes 1 als Beispiel beschrieben.

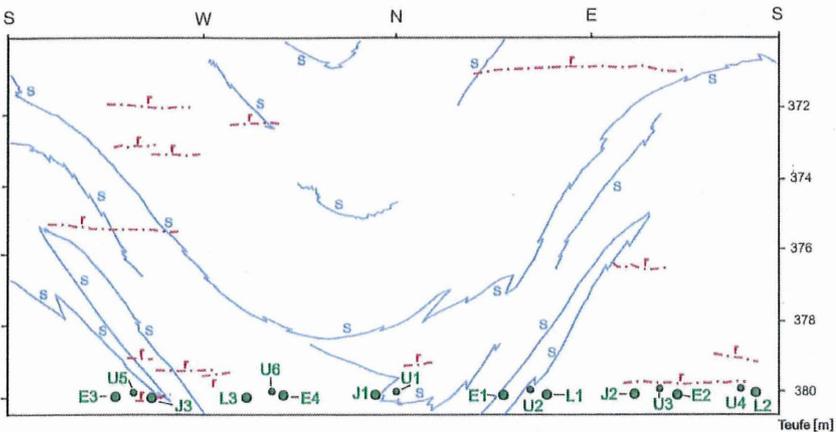


Abb. 3: Geologische Aufnahme der Schichtgrenzen (s) und der durch Bewitterung induzierten Risse (r) im EH1 des Schachtes 1 (Quelle: DBE)

Nach Herstellung der durchschlägigen Wetterführung vom wettereinziehenden Schacht 1 zum Schacht 2 Gorleben fielen die Temperaturen am Stoß des Schachtes 1 ab Mitte Oktober 1996 aufgrund der jahreszeitlich bedingten Kälteperiode um bis zu 20 °C unter die initiale Gebirgstemperatur. Anfang Januar 1997 wurden dann im Schachtstoß insgesamt 37 horizontale Risse mit Rissweiten zwischen 1 und 3 mm beobachtet, wobei die Risse über die gesamte Schachtröhre verteilt waren. Abb. 3 zeigt exemplarisch für den Erkundungshorizont EH1 in einer Abwicklung des Schachtstoßes die kartierten Schichtgrenzen (s) im Salinar und die beobachteten horizontalen Risslinien (r). Ferner sind analog zu Abb. 2 die Ansatzpunkte der Messbohrungen eingetragen (U1-U6: zusätzliche Bohrungen für Ultraschallmessungen).

Abb. 4 zeigt die Detailaufnahme eines Risses, der im Schachtstoß oberhalb des Erkundungshorizontes EH1 beobachtet wurde. Das im Jahr 2006, also ca. zehn Jahre nach dem Auftreten der Risse angefertigte Foto belegt, dass die Risse sich inzwischen aufgrund veränderter günstiger Bewetterungsbedingungen wieder geschlossen haben, jedoch noch eindeutig zu identifizieren sind.



Abb. 4: Horizontaler Riss im Stoß des Schachtes 1 Gorleben (Quelle: DBE/BfS)

3. Modellberechnungen

Um die Ursache der Rissbildung zu ermitteln, wurden von der BGR thermo-mechanische Modellberechnungen durchgeführt. Insbesondere sollte damit untersucht werden, ob die in situ beobachteten Risse auch theoretisch infolge jahreszeitlicher wetterbedingter Abkühlung nachgewiesen werden können. Die thermischen Berechnungen zur Ermittlung der räumlich-zeitlichen Temperaturänderung und die thermomechanischen Berechnungen zur Ermittlung der thermisch induzierten Spannungen und Verformungen erfolgten mit dem Finite-Elemente-Programmsystem ANTEMP/ANSALT (NIPP, 1991).

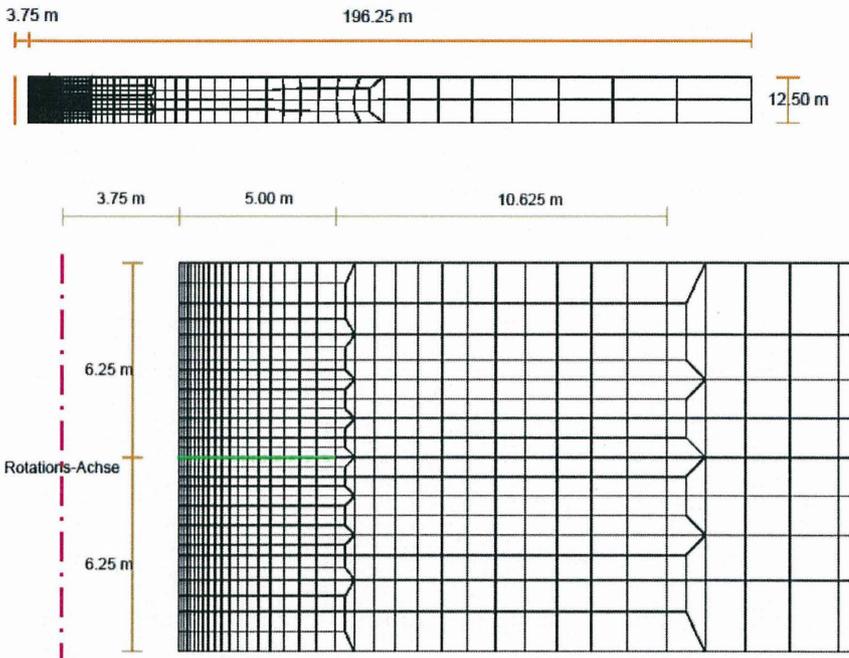


Abb. 5: Finite-Elemente-Modellierung des Schachtes (oben: Gesamtmodell, unten: Modellausschnitt mit grün dargestellten Gap-Elementen)

Der Salinarteil des Schachtes wurde vereinfachend als Homogenbereich (stratigraphische Einheit des Liniensalzes z3LS) angenommen, so dass für die Modellierung des Schachtes eine rotationssymmetrische Kreisringscheibe im ebenen

Verzerrungszustand gewählt werden konnte (Abb. 5). Der den Schachtradius betreffende Innenradius des Modells beträgt 3,75 m, der Außenradius 200 m und die Höhe 12,5 m. Entlang der Mittellinie des Modells wurden ausgehend vom Schachtstoß bis 5 m in das Gebirge hinein Kontaktelemente, sogenannte Gap-Elemente, angeordnet, die senkrecht zur Kontaktfläche nur eine Übertragung von Druckspannungen zulassen und eine potentielle, horizontal verlaufende Rissfläche simulieren. Diese Elemente öffnen sich, sobald Zugspannungen auftreten.

Für die Berechnung des instationären Temperaturfeldes wurden die am Schachtstoß in verschiedenen Erkundungshorizonten gemessenen Temperaturen herangezogen. Sie wurden in der thermischen Modellierung als polygonzugartig verlaufende Temperaturrandbedingung vorgegeben. Die für die Berechnung verwendeten temperaturabhängigen thermischen Kennwerte für Steinsalz sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tab. 1: Thermische Kennwerte für Steinsalz

| Temperatur [K] | 260 | 280 | 300 | 320 | 340 |
|---|----------|----------|----------|----------|----------|
| Wärmeleitfähigkeit λ [W/m/K] | 5,98068 | 5,60943 | 5,26082 | 4,93412 | 4,62860 |
| spezif. Wärmekapazität c_p [W*d/m ³ /K] | 21,59018 | 21,67993 | 21,76968 | 21,85943 | 21,94918 |

Die sich daran anschließenden thermomechanischen Modellberechnungen wurden mit zwei unterschiedlichen Materialmodellen durchgeführt. Zunächst wurden die Verzerrungsraten des Salzgebirges mit einem Modell nach Gl. (1) mit ideal-elastischem Verhalten nach Gl. (2) und stationärem Kriechen nach Gl. (3) und (4) ermittelt:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^t = \dot{\epsilon}_{ij}^{el} + \dot{\epsilon}_{s,ij}^{cr} \quad (1)$$

In Gl. (1) sind:

$\dot{\epsilon}_{ij}^t$ = Gesamtverzerrungsrate,

$\dot{\epsilon}_{ij}^{el}$ = elastische Verzerrungsrate,

$\dot{\epsilon}_{ij}^{cr}$ = Kriechverzerrungsrate.

Die elastische Verzerrungsrate $\dot{\varepsilon}_{ij}^{el}$ ist bestimmt durch:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{el} = -\frac{\nu}{E} \dot{\sigma}_{kk} \delta_{ij} + \frac{(1+\nu)}{E} \dot{\sigma}_{ij} \quad (2)$$

Die Kriechverzerrungsrate wird wie folgt ermittelt:

$$\dot{\varepsilon}_{s,ij}^{cr} = \frac{3}{2} \frac{s_{ij}}{\sigma_{eff}} \dot{\varepsilon}_{eff}^{cr} \quad (3)$$

$$\dot{\varepsilon}_{eff}^{cr} = A_1 e^{\frac{Q_1}{RT}} \left(\frac{\sigma_{eff}}{\sigma^*} \right)^n \quad (4)$$

In einer zweiten Berechnung wurde zusätzlich Bruchverhalten des anstehenden Salinars nach Gl. (5) bis (9) berücksichtigt. Dazu wurde nach Gl. (8) ein Drucker-Prager-Kriterium verwendet, mit dem Zugspannungen auf 1 MPa begrenzt wurden. Dadurch war es möglich, rechnerisch Gebirgsbereiche auszuweisen, in denen das Bruchkriterium verletzt ist und eine homogen verteilte Auflockerung auftritt. So konnte der Einfluss dieser Auflockerung im schachtnahen Bereich auf die Öffnungsweite diskreter Risse und auf die Spannungsverteilung abgeschätzt werden.

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^t = \dot{\varepsilon}_{ij}^{el} + \dot{\varepsilon}_{s,ij}^{cr} + \dot{\varepsilon}_{ij}^f \quad (5)$$

Die viskoplastische Verzerrungsrate $\dot{\varepsilon}_{ij}^f$ wird gemäß den folgenden Beziehungen ermittelt:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^f = 3 \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \dot{\varepsilon}^f \quad (6)$$

$$\dot{\varepsilon}^f = A_{pl} e^{-\frac{Q}{RT}} \text{sign}(\sigma_v) \left| \frac{\sigma_v}{\sigma^*} \right|^{n_{pl}} \frac{\langle F \rangle}{\sigma_v} \quad (7)$$

$$F = \alpha I_\sigma + \sqrt{II_S} - k \quad (8)$$

$$\sigma_v = \sqrt{3} \left(\alpha I_\sigma + \sqrt{II_S} \right) \quad (9)$$

Den Berechnungen liegen folgende Materialparameter zugrunde:

- E = Elastizitätsmodul (25000 MPa),
- ν = Querdehnungszahl (0,27),
- α_t = Temperatureausdehnungskoeffizient ($4,2E-05$ 1/K),
- σ^* = Normierungsspannung (1,0 MPa),
- R = universelle Gaskonstante ($8,3143E-03$ kJ/mol/K),
- Q = Aktivierungsenergie (54,0 kJ/mol),
- A = Strukturfaktor (0,18 1/d),
- n = Spannungsexponent (5),
- α = Materialparameter (0,2886751),
- k = fiktive Kohäsion (0,8660254 MPa),
- A_{pl} = Strukturfaktor (180000,0 1/d),
- n_{pl} = Spannungsexponent (1).

Um auch die Teufenabhängigkeit der berechneten Zustandsgrößen wie Risslängen, Rissöffnungsweiten, Gebirgsverformungen und Gebirgsspannungen beurteilen zu können, wurden die Modellberechnungen exemplarisch für zwei Erkundungshorizonte, EH3 in einer Teufe von ca. 580 m und EH5 in einer Teufe von ca. 750 m durchgeführt. Als Primärspannungszustand wurde der theoretische lithostatische Überlagerungsdruck angenommen. Bei Annahme einer konstanten Dichte von $2,2 \text{ g/cm}^3$ ergibt sich eine Primärspannung von 12,76 MPa für EH3 und von 16,39 MPa für EH5. Dies stimmt weitgehend mit den Ergebnissen von Gebirgsspannungsmessungen in den Schächten überein (HEUSERMANN ET AL., 2003). Der in den Berechnungen berücksichtigte Zeitraum umfasst 837 Tage für den Erkundungshorizont EH3 und 661 Tage für den Erkundungshorizont EH5.

4. Berechnungsergebnisse

In Abb. 6 ist exemplarisch für den Erkundungshorizont EH3 der zeitliche Verlauf der berechneten und gemessenen Temperaturen dargestellt. Dabei sind die an der Kopfplatte von Extensometern sowie die für mehrere Gebirgspunkte mit unterschiedlichem Abstand zum Schachtstoß mit $d = 3, 7, 12$ und 20 m ermittelten Werte aufgetragen. Der polygonzugartig angenäherte theoretische Temperatur-

verlauf am Stoß gibt den deutlich oszillierenden Verlauf der Messwerte sehr gut wieder. Für die weiter vom Stoß entfernt liegenden Punkte zeigt sich eine bemerkenswert gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Temperaturen.

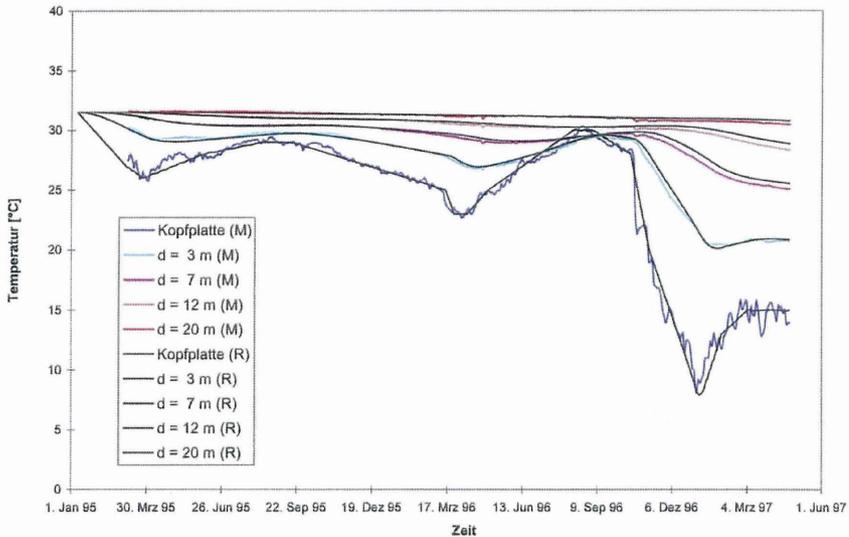


Abb. 6: Gemessener und berechneter Temperaturverlauf im Erkundungshorizont EH3 des Schachtes 1 für verschiedene Punkte im Gebirge (M = Messwerte, R = rechnerische Werte)

In Abb. 7 ist exemplarisch für den Erkundungshorizont EH3 das verformte FE-Modell mit der Verteilung der Hauptzugspannungen zum Zeitpunkt 734 d nach Berechnungsbeginn (ohne Berücksichtigung des Bruchkriteriums) dargestellt. Zu diesem Zeitpunkt ergibt sich rechnerisch die größte Rissöffnungsweite. Aufgrund der Abkühlung durch Bewetterung treten im Nahbereich des Stoßes Zugspannungen auf, die das Öffnen der Kontaktelemente bewirken. Die Öffnung des Risses reicht ungefähr bis 4,7 m in das Gebirge hinein. Am oberen und unteren Modellrand ist eine Rissausbildung modellmäßig nicht möglich. Daher werden dort hohe Zugspannungsbeträge von bis zu 13 MPa berechnet, die jedoch aufgrund der geringen Zugfestigkeit von Steinsalz als nicht realistisch einzustufen sind. Eine Modellvariante mit Berücksichtigung eines entsprechenden Drucker-Prager-Bruchkriteriums mit

einer Zugfestigkeit von 1 MPa ergibt nur noch geringe Zugspannungen. Der Riss reicht dann nicht mehr so weit in das Gebirge und weist eine etwas geringere Öffnungsweite auf.

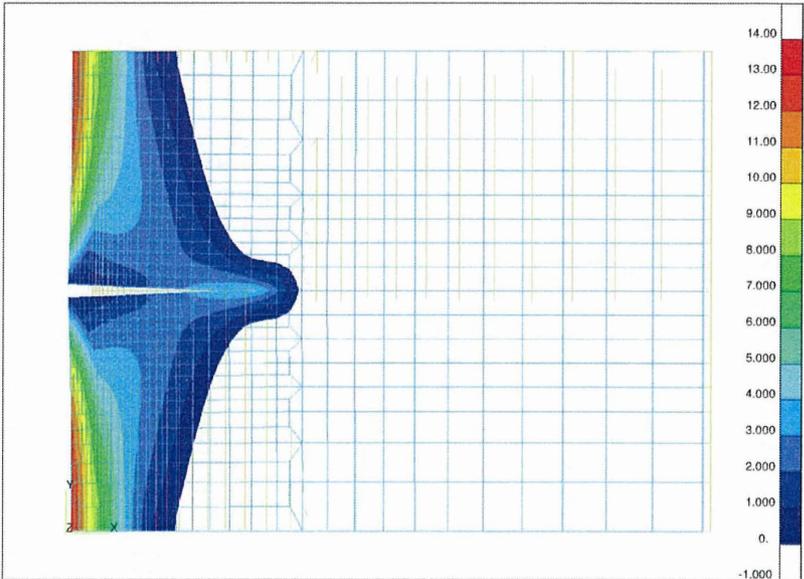


Abb. 7: Darstellung der berechneten Verformungen und Zugspannungen 734 Tage nach Berechnungsbeginn

In Abb. 8 ist exemplarisch für den Erkundungshorizont EH3 der zeitliche Verlauf der Rissöffnungsweite direkt am Schachtstoß dargestellt, und zwar jeweils mit und ohne Berücksichtigung des Drucker-Prager-Bruchkriteriums. Es zeigt sich, dass ohne Berücksichtigung des Bruchverhaltens durch die Vernachlässigung dilatanter Formänderungen die Rissöffnungsweiten erheblich größer sind. Der Zeitpunkt der Rissentstehung ist von den gewählten, in Gl. (1) und Gl. (5) beschriebenen Materialmodellen weitgehend unabhängig. Die maximalen Rissöffnungen für den Erkundungshorizont 3 betragen 4,37 mm (mit Bruchkriterium) bzw. 7,18 mm (ohne Bruchkriterium). Für den Erkundungshorizont EH5 werden geringere Rissweiten ermittelt, die maximal 2,07 mm (mit Bruchkriterium) bzw. 5,24 mm (ohne Bruchkriterium) betragen.

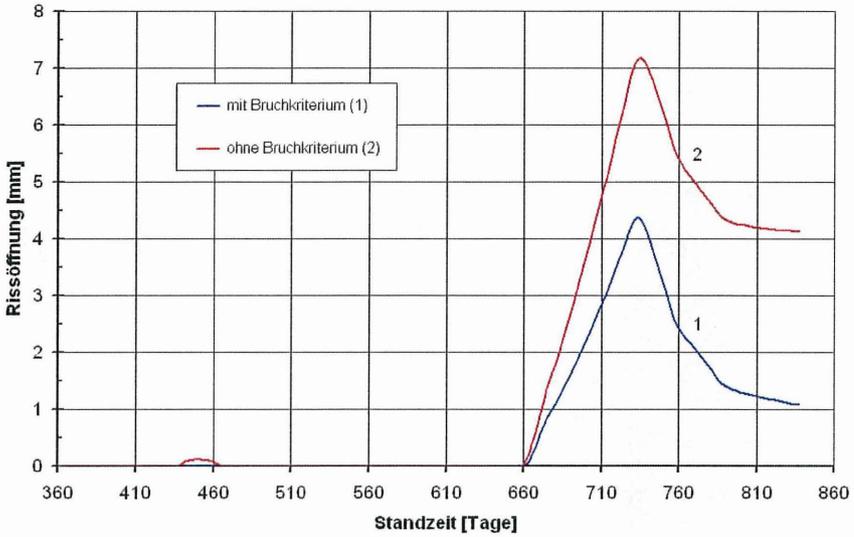


Abb. 8: Berechnete zeitliche Entwicklung der Rissöffnungsweite im Erkundungshorizont EH3 des Schachtes 1

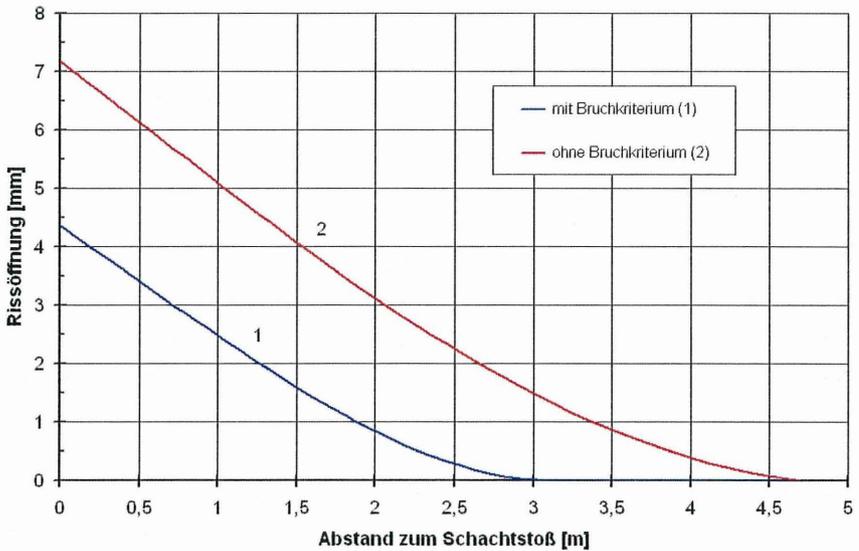


Abb. 9: Berechnete Rissöffnungsweite in Abhängigkeit vom Abstand zum Schachtstoß im Erkundungshorizont EH3

In Abbildung 9 sind für den Erkundungshorizont EH3 die Rissöffnungsweiten in Abhängigkeit vom Abstand zum Schachtstoß aufgetragen. Dabei wurde für beide Berechnungsvarianten derjenige Zeitpunkt gewählt, zu dem sich die maximalen Rissöffnungsbeträge ergeben. Für den Erkundungshorizont EH3 wird nach Abb. 9 eine maximale Risslänge von ca. 3,20 m (mit Bruchkriterium) bzw. ca. 4,70 m (ohne Bruchkriterium) ermittelt. Für den Erkundungshorizont EH5 werden geringere Risslängen berechnet, die maximal 1,90 m (mit Bruchkriterium) bzw. 3,80 m (ohne Bruchkriterium) betragen.

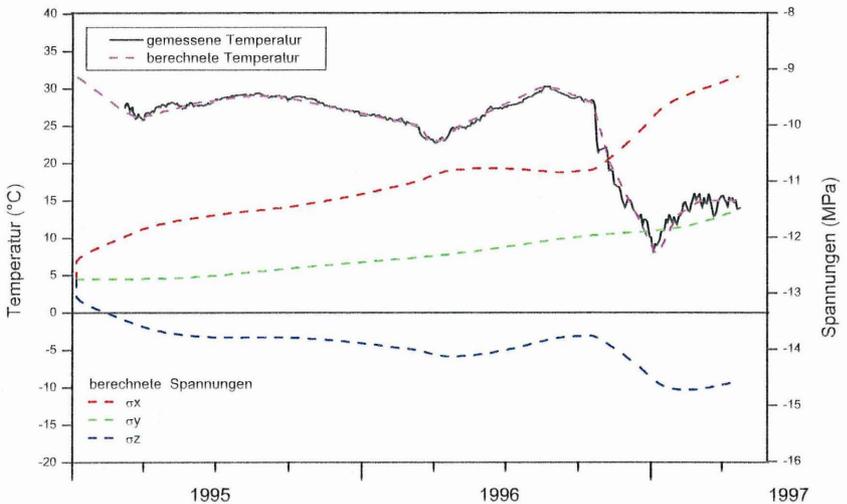


Abb. 10: Zeitlicher Verlauf der berechneten Spannungen im Erkundungshorizont EH3 (Elementpunkt in 20 m Abstand vom Schachtstoß)

Abb. 10 zeigt am Beispiel des Erkundungshorizontes EH3 für einen Gebirgspunkt mit 20 m Abstand vom Schachtstoß die ohne Bruchkriterium berechneten Radialspannungen σ_x , Tangentialspannungen σ_y und Vertikalspannungen σ_z in Abhängigkeit von der Zeit. Zusätzlich ist die zeitliche Änderung der gemessenen und berechneten Temperatur am Schachtstoß aufgetragen. Die am Schachtstoß auftretenden Temperaturänderungen wirken sich auch in 20 m Abstand signifikant auf die Spannungsentwicklung im Gebirge aus.

Zur Gesamtbewertung der im Schacht 1 beobachteten Risse wurden neben den Modellberechnungen auch einige Ergebnisse geotechnischer In-situ-Messungen herangezogen. Neben den Temperaturmessungen wurden insbesondere Daten aus Langzeitspannungsmessungen im Salzgebirge und Schachtkonvergenzmessungen berücksichtigt.

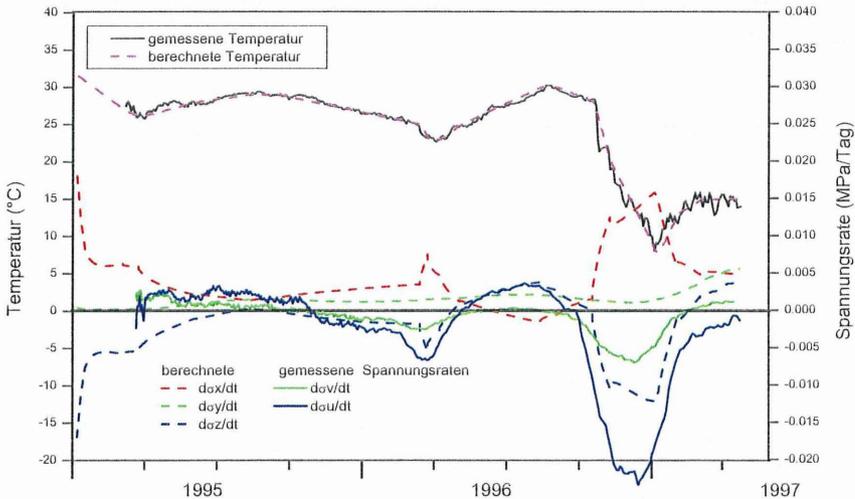


Abb. 11: Zeitlicher Verlauf der gemessenen und berechneten Spannungsraten im Erkundungshorizont EH3 (Elementpunkt in 20 m Abstand vom Schachtstoß)

Gemessene und berechnete Spannungsraten sind exemplarisch für den Erkundungshorizont EH3 für einen Messpunkt in 20 m Abstand vom Schachtstoß in Abb. 11 dargestellt. Die berechneten Raten der Radial- und Tangentialspannungen zeigen eine deutliche Abhängigkeit von der am Schachtstoß auftretenden Temperatur. Die berechnete Vertikalspannungsrate reagiert dagegen unempfindlicher auf die Temperaturänderungen. Die gemessene Tangentialspannungsrate verläuft qualitativ ähnlich wie die berechnete, jedoch sind die gemessenen Beträge bis zu zweimal größer als die berechneten. Die gemessene Vertikalspannungsrate zeigt bezüglich der auftretenden Minima und Maxima ein ähnliches Verhalten wie die

berechnete Kurve, die Beträge weichen jedoch erheblich voneinander ab. Die berechnete Radialspannungsrate kann nicht mit Messdaten verglichen werden, da die Radialspannungskomponente messtechnisch nicht erfasst wurde. Insgesamt zeigt der Vergleich, dass eine Validierung der berechneten, thermisch induzierten Spannungsänderungen mit Hilfe der Messdaten nicht vollständig möglich ist. Dies wird vorrangig auf die durch die Modellwahl verursachten vereinfachenden und einschränkenden Bedingungen, insbesondere im Hinblick auf den gewählten ebenen Verzerrungszustand der Kreisringscheibe, zurückgeführt.

Der Vergleich berechneter und gemessener Schachtkonvergenzen zeigt, dass sich für den Erkundungshorizont EH3 in qualitativer und auch quantitativer Hinsicht eine gute Übereinstimmung ergibt (Abb. 12). Zwischen der am Schachtstoß gemessenen Gebirgstemperatur (Abb. 6) und der berechneten bzw. gemessenen Konvergenzkurve ist eine deutliche Korrelation festzustellen. Für den Erkundungshorizont EH5 ergibt sich aus den Messdaten eine wesentlich geringere Konvergenz als aus den Modellberechnungen. Dies wird insbesondere auf die im Bereich des EH5 anzutreffenden Steinsalzschichten (stratigraphische Einheiten des z3BK/BD und des z3AM) zurückgeführt, die eine geringere Duktilität als die in den Modellberechnungen für beide Erkundungshorizonte einheitlich angenommene stratigraphische Einheit des Liniensalzes (z3LS) aufweisen.

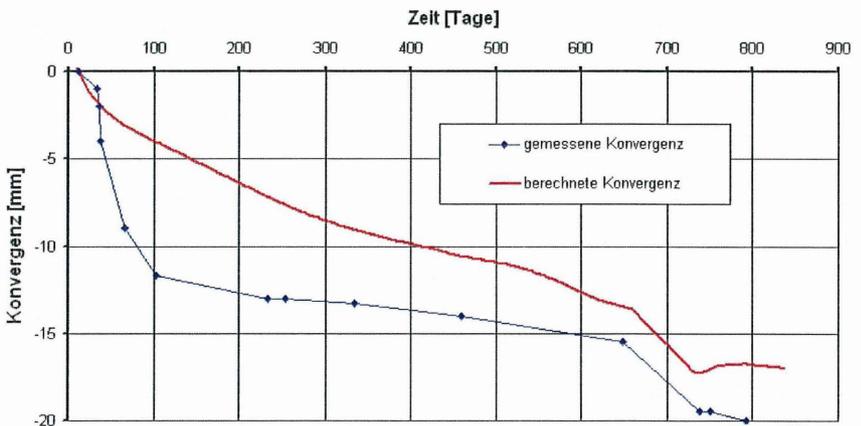


Abb. 12: Gemessene und berechnete Konvergenzen im Erkundungshorizont EH3 des Schachtes 1

5. Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge der Auffahrung des Erkundungsbergwerks Gorleben wurde im Oktober 1996 die durchschlägige Wetterführung von Schacht 1 nach Schacht 2 fertiggestellt. Kurze Zeit darauf traten im Stoß des Schachtes 1 im Salinar zahlreiche horizontal orientierte Risse auf. Gleichzeitig ergaben Temperaturmessungen am Schachtstoß, dass die jahreszeitlich bedingten Schwankungen der Bewetterungstemperatur zu einer temporären Abnahme der Gebirgstemperatur von bis zu 20 °C führten. Zur Analyse dieser beobachteten thermischen und mechanischen Effekte wurden von der BGR Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt.

Die Berechnungen erfolgten unter Berücksichtigung stationären Kriechens von Steinsalz. Zusätzlich wurde auch ein Drucker-Prager-Kriterium zur Erfassung von Bruchvorgängen und zur Begrenzung aufnehmbarer Zugspannungen verwendet. Für die Modellierung des Schachtes wurde eine Kreisringscheibe unter rotations-symmetrischer Beanspruchung gewählt. Ausgehend vom Schachtstoß wurden im Modell Kontaktelemente angeordnet, mit denen horizontal orientierte Rissflächen simuliert werden konnten.

Die Analyse der beobachteten Risse wurde durch den Vergleich gemessener und berechneter Schachtkonvergenzen, Gebirgsverformungen und Gebirgsspannungsänderungen ergänzt. Aus den Berechnungen resultieren Rissöffnungsweiten bis ca. 4 mm und Risslängen bis ca. 3,0 m sowie durch Überschreitung der Zugfestigkeit von Steinsalz verursachte Auflockerungszonen von bis zu 3,80 m.

Die hier dargestellten, an einem vergleichsweise einfachen geometrischen Modell einer Kreisringscheibe durchgeführten Berechnungen sind sehr gut geeignet, die Ursache der im Schacht 1 beobachteten, thermisch induzierten Risse aus theoretischer Sicht zu klären. Das Auftreten der Risse im Schachtstoß kann nach den Berechnungsergebnissen eindeutig auf die jahreszeitliche wetterbedingte Abkühlung des Gebirges am Schachtstoß und auf das damit verbundene Auftreten von Zugspannungen zurückgeführt werden. Die in den Berechnungen ermittelten horizontal orientierten Radialrisse beeinträchtigen jedoch nicht die Standfestigkeit des Schachtstoßes, sofern nicht Rissmuster mit anderer Orientierung auftreten, z. B. Risse mit stoßparallelen Flächen, die dann zu Abschalungen führen können. Begünstigend für die Standfestigkeit des Schachtes ist, dass die der

Abkühlungsphase folgende Erwärmungsphase wieder zu einem Schließen der Risse geführt hat und die Bewetterungstemperatur seitdem durch Installation einer Bewetterungsheizung nahezu konstant gehalten wird, so dass sich die Risse wieder geschlossen haben.

Literatur

- Bornemann, O. & Bräuer, V. (1999): Results of Geological Investigations at the Gorleben Salt Dome, the Potential Repository Site for Radioactive Waste in Germany. Proceedings Radioactive Waste Management and Environmental Remediation, Nagoya, Japan.
- Bornemann, O., Behlau, J., Fischbeck, R., Hammer, J., Jaritz, W., Keller, S., Mingerzahn, G. & Schramm, M. (2008): Standortbeschreibung Gorleben, Teil 3: Ergebnisse der über- und untertägigen Erkundung des Salinars. Geol. Jahrbuch, Reihe C, 73, 211 S., 50 Abb., 7 Tab., 5 Anl., 255 Lit.-Zitate, ISBN: 978-3-510-95964-8.
- Heusermann, St., Eickemeier, R., Sprado, K.-H. & Hoppe, F.-J. (2003): Initial Rock Stress in the Gorleben Salt Dome Measured During Shaft Sinking. Geotechnical Measurements and Modelling (Eds.: O. Natau, E. Fecker & E. Pimentel), pp. 139-144, Balkema.
- Nipp, H.-K. (1991): Testbericht und Freigabemitteilung für das Programmsystem ANSALT I (Release 1991-1). Fachbericht, Archiv-Nr. 108 586, BGR, Hannover.

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann
Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)
Stilleweg 2, 30655 Hannover
E-Mail: Heusermann@bgr.de

Dipl.-Ing. Ralf Eickemeier
Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)
Stilleweg 2, 30655 Hannover
E-Mail: Ralf.Eickemeier@bgr.de

Die messtechnische Instrumentierung bei der Erweiterung des Füllortes 2. Sohle am Schacht Konrad 2

Th. Schröpfer, W. Fischle

1 Einleitung

Im Rahmen der Errichtung eines Endlagers für radioaktive Abfälle mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung im früheren Eisenerzbergwerk Konrad wird unter anderem das bestehende Füllort 2. Sohle (850 m-Sohle) inkl. des dazugehörigen Schachtbereichs für die Aufgaben der Endlagerung erweitert.

Diese Baumaßnahme wird durch ein baubegleitendes, geotechnisches Monitoringsystem inkl. rechnerischem Kalibrierungs- und Prognosemodell zur Überprüfung des Tragverhaltens sowie zur endgültigen Dimensionierung des Ausbaus begleitet und kontrolliert. Die Ausführungsplanung des Monitoringsystems wird im Folgenden vorgestellt.

2 Erweiterung des Füllortes 2. Sohle

Für den Umschlag der Gebinde mit radioaktivem Abfall vom (vertikalen) Schachttransport auf den untertägigen, horizontalen Weitertransport wird das bestehende Füllort in seinem Durchmesser stark erweitert.

Im weiteren Verlauf geht es über verschiedene Querschnittsanpassungen in den alten Querschlag bzw. in die Einlagerungstransportstrecke über. Das eigentliche Füllort erhält hierbei eine Länge von rd. 65 m (15 m Blindort, 50 m Füllort) und einen lichten Durchmesser von minimal 10 m.

Der bisherige Schachtausbau im Bereich des Füllorts wird durch einen neuen Schachtausbau in Stahlbeton (sog. oberer und unterer Schachtkragen) ersetzt. Die bisherige Schachtglocke wird stark erweitert sowie auf die Querschnittsfläche des Füllorts angepasst (s. Bild 1 und Bild 2).

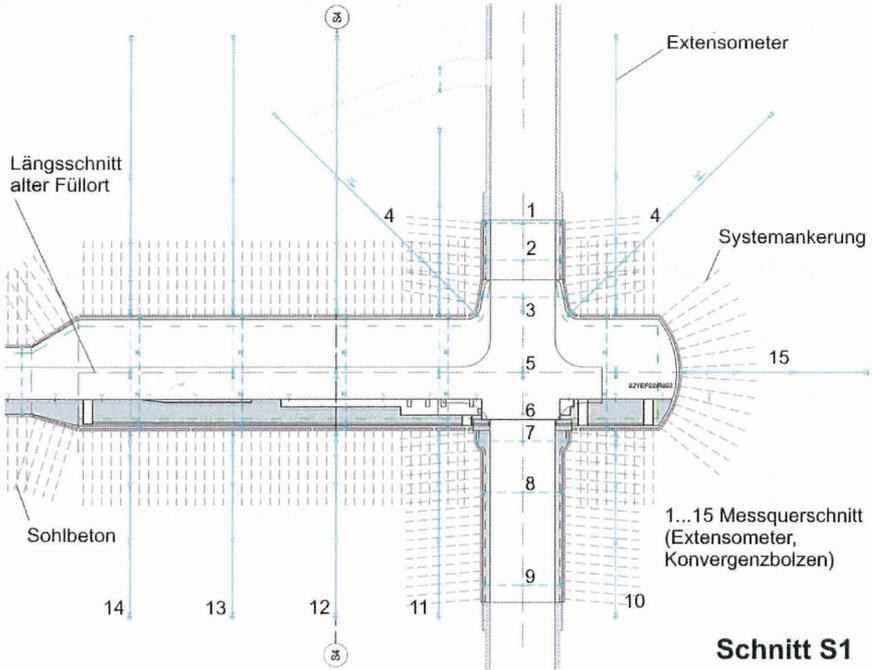


Bild 1: Längsschnitt Endausbau Füllort 2. Sohle

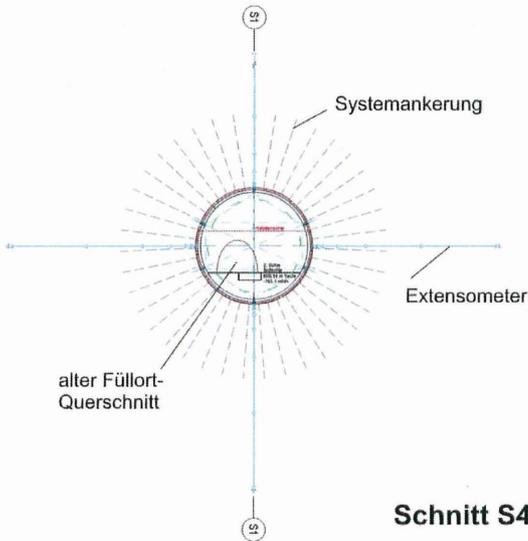


Bild 2: Querschnitt Endausbau Füllort 2. Sohle

Bei der Durchführung der Baumaßnahme wird in einem ersten Schritt der vorhandene Schachtausbau im Bereich der späteren Schachtglocke herausgenommen, und der Schacht in dieser Phase mit einer geschlitzten Spritzbetonschale inkl. Systemankerung (Gleitanker) nachgiebig gesichert. Die Dicke der Sicherung beträgt hierbei rd. 20 cm, die Stauchfugenbreite rd. 30 cm. Die Ankerdichte wurde mit 1 Stk./m² gewählt; die Ankerlänge beträgt rd. 8 m.

Das Füllort wird nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) in drei, jeweils durchgängigen Teilausbrüchen (Kalotte, Strosse und Sohle) mit einer Teilschnittmaschine vom Schacht aus aufgefahren. Die vorläufige Sicherung besteht aus einer geschlitzten und damit nachgiebig gestalteten äußeren bewehrten Spritzbetonschale (Dicke 20 cm, Stauchfugenbreite ca. 35 cm) inkl. Systemankerung (Gleitanker, Ankerdichte: 1 Stk./m², Ankerlänge: 8 bis 16 m). Eine sowohl voreilende wie auch nachfolgende Gebirgsvergütung ist optional eingeplant. Zur Kompensation der eintretenden Konvergenzen wurde ein planmäßiges Überprofil von ca. 75 cm für das Füllort 2. Sohle und 30 cm für den entsprechenden Schachtabschnitt vorgesehen. Der komplette Ausbruchdurchmesser des Füllortes beträgt 12,5 m und für den Schachtabschnitt 9,0 m.

Nach Abklingen der Konvergenzen, die entsprechend der Beobachtungsmethode aufgezeichnet und interpretiert werden, wird zuerst der endgültige Schachtausbau in Stahlbeton (Dicke rd. 30 bis 150 cm) ausgeführt. Die Schachtglocke und das Füllort erhalten anschließend eine quasi starre, innere, bewehrte Spritzbetonschale mit einer Dicke von ca. 30 cm.

Für die anschließende fördertechnische und maschinelle Ausrüstung des Füllortes wird abschließend die Sohle aufbetoniert.

Als Bauzeit werden derzeit rd. 4 Monate im Durchlaufbetrieb und als Konvergenzzeit rd. 18 Monate veranschlagt.

3 Kurzbeschreibung der Geologie

Der Bereich des Füllortes ist stratigraphisch den Schichten des Unteren Korallenooliths zuzuordnen, der von unten nach oben aus den jeweils ca. 15 - 20 m mächtigen Serien des Trümmerkalks, der Fladentonsteine und der Erzkalke gebildet wird (s. Bild 3). Die zuunterst anstehende Trümmerkalkserie besteht aus gebankten, teilweise oolithischen Kalksteinen in Wechsellagerung mit Tonsteinlagen, deren

Dicke im Zentimeterbereich liegt. Die Fladentonsteinserie wird hauptsächlich aus engständig geklüfteten Ton- bis Tonmergelsteinen bzw. Mergeltonsteinen gebildet, die von drei ca. 1 - 2 m mächtigen Kalksteinbänken durchzogen sind. Der Fladentonstein neigt bei Wasserzutritt zum Quellen. In die Kalksteinbänke sind Mergeltonsteinlagen eingeschaltet.

Die hangend anschließende Erzkalkserie ist aus einer Wechselfolge von Ton-Mergelstein- und Kalksteinbänkchen aufgebaut. Der Anteil der Kalksteinbänke nimmt nach oben hin kontinuierlich zu.

In den im unteren Korallenoolith gelegenen Aufschlüssen ist eine Tektonik mit N-S-streichenden und mit ca. 50 bis 67 Gon nach Westen einfallenden Trennflächen ermittelt worden. Hinzu kommen schicht-parallele Bewegungsflächen in dem stark gebankten Gestein. Die Schichtung streicht ebenfalls N-S und fällt i. M. mit ca. 22 Gon nach Westen ein. Ein weiteres tektonisches Element bilden Trennflächen, die nahezu vertikal zur Schichtung streichen und in nördliche Richtungen einfallen.

Aus den bisherigen Betriebserfahrungen ist das Gebirge als druckhaft einzuschätzen. Die Mächtigkeit der bisherigen Auflockerungszone wird mit rd. 3 m abgeschätzt.

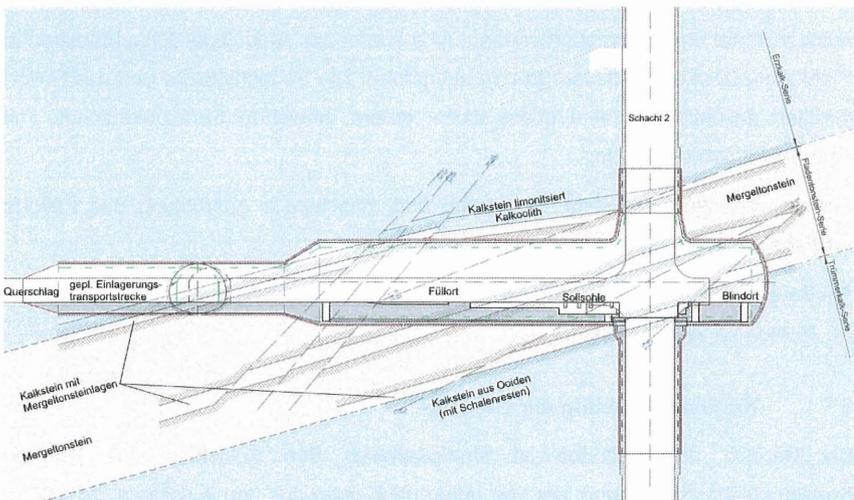


Bild 3: Geologischer Querschnitt Füllort 2. Sohle

4 Geplante messtechnische Instrumentierung

4.1 Allgemeines

Infolge der Teufenlage des Füllorts, den geologischen und gebirgsmechanischen Randbedingungen ist entsprechend den bisher durchgeführten numerischen Prognoseberechnungen /3/ bei der Füllorterweiterung mit hohen Konvergenzen und großen Auflockerungszonen zu rechnen. Zur Gewährleistung eines sicheren Bauablaufs und einer funktions- sowie standsicheren Ausbaudimensionierung ist das folgende geotechnische Überwachungsprogramm mit z.T. tief in das Gebirge reichenden Extensometern vorgesehen. Es beruht auf den o.g. Randbedingungen, bisherigen Betriebserfahrungen (u.a. /4/) und den Auswertungen der Prognoseberechnungen.

Insgesamt werden

- 6 Messquerschnitte mit Konvergenzmessbolzen und 5fach-Stangen-Extensometer (Firste, Ulmen und Sohle bzw. im Schacht),
- 2 Messquerschnitte nur mit 5fach-Stangen-Extensometer (Schacht und Ortsbrust)
- 7 Messquerschnitte nur mit Konvergenzmessbolzen (Schacht)

eingerrichtet. Weitere Details können Tabelle 1 entnommen werden. Die Lage der Messquerschnitte ist in Bild1 und Bild 2 dargestellt.

| Messquerschnitt | 5fach-Extensometer | | Konvergenzbolzen |
|-----------------|------------------------------|--------------------------------|--------------------|
| | Anzahl (max. Einbautiefe) | Lage und Einbauort | |
| 1 bis 3 | -- | Schacht | je 6 |
| 4 | 2 (20 m), 2 (30 m) | Schachtglocke (geneigt) | -- |
| 5 | 2 (20 m) | Schachtglocke (horizontal) | 6 |
| 6 bis 9 | -- | Schacht | je 6 |
| 10, 12 bis 14 | 4 (30 m) | Füllort (vertikal, horizontal) | je 10 (2 temporär) |
| 11 | 4 (20 m) | Füllort (vertikal, horizontal) | 10 (2 temporär) |
| 15 | 1 (20 m) | Ortsbrust (horizontal) | -- |
| Summe | 23 | | 88 |

Tabelle 1: Messtechnische Bestückung der Messquerschnitte

Im Bereich der äußeren und inneren Spritzbetonschale werden verlängerbare Schutzrohre um die Messsysteme so eingebaut, dass die einwandfreie Durchführung der Messungen jederzeit gewährleistet ist. Die Schutzrohre werden gegen eindringenden Beton und eindringende Flüssigkeit abgedichtet. Zur Streckenseite wird zusätzlich ein Deckel angebracht.

Alle Messquerschnitte werden schrittweise unmittelbar nach dem Freilegen entsprechender Teilquerschnitte eingerichtet. Während der Bauphase ist eine

Messung aller verfügbaren Konvergenzbolzen und Extensometer 2x täglich vorgesehen. Zu Beginn der sogenannten Konvergenzzeit wird dieser Messrhythmus beibehalten und in Abhängigkeit der Messergebnisse den überwachungstechnischen Notwendigkeiten angepasst.

4.2 Konvergenzbolzen

Zur Überwachung der hohlraumnahen Konvergenz wurde der aus korrosionsbeständigem Edelstahl hergestellte Universalmessbolzen der DBE ausgewählt. Bei Bedarf erhält er im Betrieb unter Tage als zusätzlichen Schutz eine aufsteckbare, hohlzylinderförmige Schutzkappe aus Kunststoff.

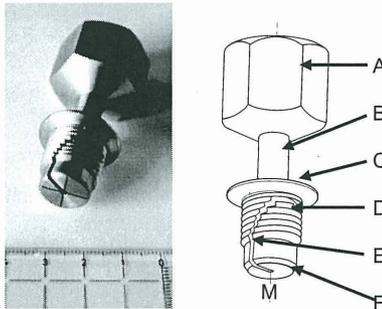


Bild 4: Universalmessbolzen

Im Füllort 2. Sohle wird der Universalmessbolzen in einer möglichen Ausführungsvariante an einem rd. 500 mm langen Klebeanker (gerippter Stahl, \varnothing 20 mm, geklebt mit 2-Komponenten-Silikatharz) über ein M20 Innengewinde am Adapter A (s. Bild 4) angeschraubt. Der Punkt M ist unabhängig vom Messverfahren sowohl für Höhen- und Lagemessungen durch den Universalmessbolzen eindeutig definiert. Am zylindrischen Übergangsstück befindet sich eine Kugelfläche (C), deren Mittelpunkt sich auf der Unterseite (E) und auf der Rotationsachse befindet.

Die Konvergenzen aller Messbolzen werden mittels elektronischem Tachymeter im Zuge von trigonometrischen Messungen erfasst. Hierzu wird ein Mini-Reflektor mit Zielzeichen mittels einer Einhängegabel am Messbolzen befestigt oder alternativ unter Verwendung von Adaptern kardanischn aufgehängte Tripelprismen bzw. Reflektoren auf das $3/8''$ -Gewinde des Messbolzens aufgeschraubt. Die Messdaten werden im Tachymeter gespeichert.

Zur Qualitätssicherung werden regelmäßig Kontrollmessungen mittels Invarmaßband durchgeführt.

4.3 Extensometer

Zur Überwachung der hohlraumfernen Deformationen, zur Überprüfung der gewählten Gleitanker-Verankerung und als Entscheidungsgrundlage für den Einsatz von Gebirgsvergütungen werden die o.g. Verschiebungsmessungen mit 5fach-Stangen-Extensometer entsprechend Bild 5 ausgeführt.

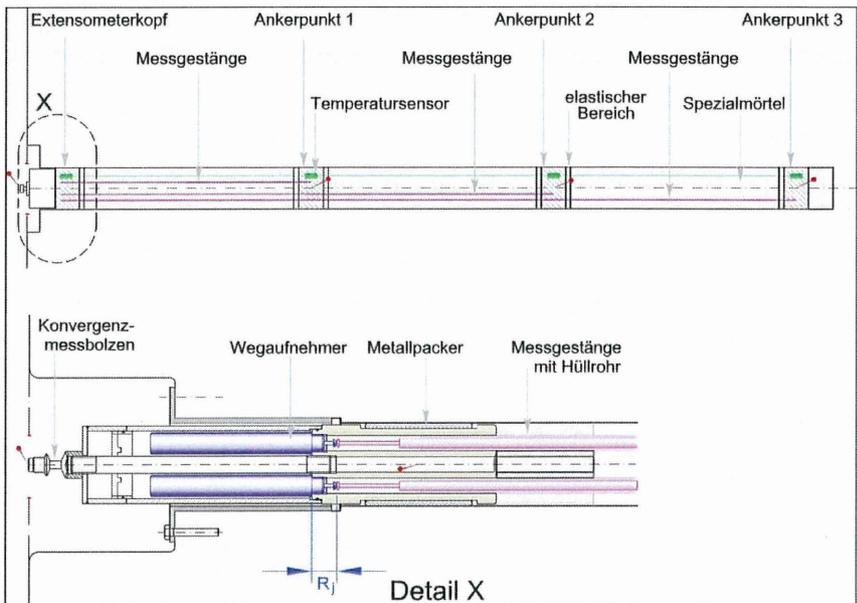


Bild 5: Schematische Darstellung 5fach-Stangen-Extensometer

Zur Erfassung der Verschiebungen werden elektrische Wegaufnehmer eingesetzt, die robust ausgeführt sind und für die aus der langjährigen Erfahrung der DBE aus anderen Projekten eine hohe Zuverlässigkeit und hohe Genauigkeit nachgewiesen ist. Zur Qualitätssicherung werden regelmäßig Kontrollmessungen mittels Messuhr durchgeführt.

Als Extensometer wurde ein Kunststoffstangen-Extensometer (Glasfaserstab in PEHD-Hüllrohr) gewählt, um einen möglichst unkomplizierten Einbau in kurzer Zeit zu ermöglichen, d.h. die 5fach-Stangenextensometer werden fertig konfektioniert auf die Baustelle angeliefert. Die Bohrungen werden infolge der Quellneigung des

Tonfladenstein als Trockenbohrung ausgeführt. Je nach Standfestigkeit des Gebirges verbleibt die Verrohrung für den Einbau der Extensometer im Bohrloch und wird erst anschließend gezogen.

Die weiteren Ausführungs- bzw. Einbauanforderungen werden im Zuge von Probebohrungen (s. Kapitel 4.4) festgelegt.

4.4 Probebohrungen

Um den Einbau und die Funktion der Extensometer unter den o.g. Randbedingungen sicherstellen zu können, wird mit 4 Probebohrungen im Füllort 2. Sohle die Standfestigkeit der Bohrlochwände für die Extensometerbohrungen festgestellt und die Notwendigkeit zusätzlicher technischer Ausführungs- bzw. Einbauanforderungen abgeklärt.

Damit die Gebirgsverhältnisse trotz Beschränkung auf wenige Bohrungen umfassend erfasst werden, werden die Bohrungen im mittleren Drittel des späteren Füllortes in ca. 15 und 25 m Entfernung vom Schacht positioniert. Die Anordnung ist so gewählt, dass möglichst viele unterschiedliche Trennflächen und Gesteinsarten durchteuft werden. Dementsprechend wurde auch die geplante Teufe angepasst, die mindestens 10 m beträgt, um den Bereich der möglichen Auflockerungszone zu erfassen.

| Entfernung Schachtachse [m] | Richtung [gon] | Neigung [gon] | Teufe [m] | Ø [mm] | Gestein |
|-----------------------------|----------------|---------------|-----------|--------|--|
| 15 | 50 | 0 | 10 | 101 | Mergeltonstein, Kalkstein mit Mergeltonsteinlagen, Mergeltonstein |
| 15 | | -100 | 11 | 101 | Kalkstein mit Mergeltonsteinlagen, Mergeltonstein, Kalkstein mit Mergeltonsteinlagen, Kalkstein aus Ooiden |
| 25 | 250 | 0 | 12 | 101 | Mergeltonstein |
| 25 | | 100 | 11 | 101 | Mergeltonstein, Kalkstein mit Mergeltonsteinlagen, Kalkoolith, Kalkstein limonitisiert |

Tabelle 2: Merkmale der Bohrungen

Infolge der Quellneigung des Tonfladensteins muss trocken gebohrt werden. Die Bohrkronen sind dementsprechend thermisch stabil auszuwählen. Um auch das Eindringen von Kondenswasser aus der Druckluft zu vermeiden, wird ein Kältetrockner zwischengeschaltet. Für eine ausreichende Staubabsaugung wird gesorgt.

Bei zumindest temporär standfestem Bohrloch wird es zur Erfassung der Bohrlochstabilität und der Tiefe der Auflockerungszone mit einer Bohrlochkamera befahren und das Ergebnis aufgezeichnet. Die Veränderung des Bohrlochdurchmessers über die Zeit wird mit einer Bohrloch-Kalibersonde bestimmt. Die Messungen werden in Abhängigkeit von der Verformung nach einem Tag, nach einer Woche und in der Folge monatlich wiederholt. Dadurch sollen der Zustand der Bohrungen und mögliche Veränderungen dokumentiert und Rückschlüsse auf das Einbauverfahren und das Messsystem gezogen werden.

5 Messwerterfassung, -übertragung und -dokumentation

Nach derzeitigem Planungsstand werden bei den Extensometern die Messwerte mittels den o.g. elektrischen Wegaufnehmern erfasst, bei Bedarf digital gewandelt und innerhalb des Füllorts 2. Sohle über Koaxialkabel (Länge ca. 100 m) und anschließend via Glasfaserkabel (Länge ca. 2 km) zur Messdatenerfassungsanlage bzw. zum Messdaten-Computer im klimatisierten Messcontainer am Schacht 1 auf der 1.000 m-Sohle übertragen. Dort werden die Daten aus Datenschutzgründen auf gespiegelten Festplatten abgespeichert.

Die Messwerterfassung und -speicherung erfolgt bei den Konvergenzbolzen mit Hilfe eines elektronischen Tachymeters. Die Messwerte werden nach beendeter Messung über eine Schnittstelle als Rohdaten auf die Messdatenerfassungsanlage bzw. auf den Messdaten-Computer überspielt.

Über ein weiteres Glasfaserkabel im Schacht Konrad 1 (Länge ca. 1,0 km) werden anschließend die Daten automatisch zur DBE nach Peine weitergeleitet und in einer Datenbank gespeichert.

Über eine Remote-Steuerung und entsprechender Software soll direkt von Peine aus eine Kommunikation mit der Messdatenerfassungsanlage bzw. dem Messdaten-Computer ermöglicht werden. Die in der IT-Branche üblichen Sicherheitsvorkehrungen (z.B. Firewall, Passwortabfrage) werden hierbei beachtet.

Bei der DBE in Peine werden die Messdaten auf Festplatten und Backup-Systemen gesichert, mittels Software auf Konsistenz geprüft, ausgewertet, je nach Bedarf tabellarisch und grafisch dargestellt und entsprechend der projektspezifischen Nomenklatur dokumentiert.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Erweiterung des Füllorts 2. Sohle am Schacht Konrad 2 wird durch ein baubegleitendes geotechnisches Monitoringsystem zur Kontrolle und Überprüfung des Tragverhaltens des Verbundsystems Sicherung/Ausbau – Gebirge sowie zur endgültigen Dimensionierung des Ausbaus begleitet. Hierzu werden in 15 Messquerschnitten insgesamt 23 5fach-Stangenextensometer und 88 Konvergenzbolzen eingebaut und gemessen. Zur Festlegung der Ausführungs- bzw. Einbauanforderungen bei den Extensometern werden infolge der komplexeren Geologie vier Probebohrungen erstellt. Zusätzlich zu den o.g. Messungen werden baubegleitend numerische, dreidimensionale Berechnungen für vorlaufende Prognosen und für den Standsicherheitsnachweis durchgeführt.

7 Literatur

- /1/ Empfehlungen des Arbeitskreises 3.3 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Nr. 15: Verschiebungsmessungen längs der Bohrachse – Extensometermessungen, Bautechnik, Heft 2, 1991
- /2/ Empfehlungen des Arbeitskreises 3.3 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Nr. 18: Konvergenz- und Lagemessungen, Bautechnik, Heft 10, 1996
- /3/ WBI: Projekt Konrad, 2. Sohle, Standsicherheitsuntersuchungen für das Füllort, Mai 1996
- /4/ DBE: Konvergenzmessungen im Grubengebäude – Messepoche 03/2007 bis 03/2008, Juni 2008

Text für Tagungsband

„Geotechnische Messungen an einer Pilotströmungsbarriere“

Autoren

Thomas Meyer - DBE TECHNOLOGY GmbH

Lutz Teichmann - DBE TECHNOLOGY GmbH,

Matthias Heydorn – HelmholtzZentrum München, Schachtanlage Asse

1 Einleitung

Zur Schließung der Schachtanlage Asse ist u.a. der Bau von Strömungsbarrieren (SB) geplant, deren Aufgabe es ist, die hydraulischen Wegsamkeiten zwischen den Einlagerungskammern (ELK) und dem übrigen Grubengebäude einzuschränken. Damit soll die durch Konvergenz oder Gasbildung induzierte Lösungsverdrängung aus den ELK gelenkt und der Lösungsaustausch durch Konvektion reduziert werden. Unter diesen Bedingungen ergeben sich prognosefähige chemische Verhältnisse in den ELK.

Im Mai und Juni 2003 wurde auf der 775-m-Sohle der Schachtanlage Asse die Pilotströmungsbarriere (PSB) A2 gebaut, mit welcher der Nachweis zur bautechnischen Machbarkeit im Maßstab 1:1 erbracht wurde. In einem zweiten Schritt wurde versuchstechnisch eine Durchströmung des Baukörpers und der umgebenden Auflockerungszone (ALZ) mit $MgCl_2$ -Lösung realisiert, um Aussagen zur integralen Permeabilität des Gesamtsystems Barriere, Konturfläche und Gebirge zu treffen, sowie um thermische und hydraulisch-mechanische Modellrechnungen zur Funktionalität der SB kalibrieren bzw. verifizieren zu können.

Die Druckbeaufschlagung der PSB A2 erfolgte in mehreren Abschnitten, wobei der Erste im Wesentlichen der Aufsättigung des Betonkörpers und der umgebenden ALZ diente (Auffüll- und Aufsättigungsphase). Der 2. Abschnitt beinhaltete eine Druckabfallphase in der die Druckkammer abgesperrt blieb, d. h. es wurde keine Lösung eingepresst. In dieser Phase wurden die technischen Voraussetzungen für die folgende Druckerhöhung geschaffen. Der folgende 3. Abschnitt diente dazu, abzusichern, welche Drucksteigerungsraten sicher zu realisieren sind. In dieser Phase wurden die Beaufschlagungsdrücke um 0,25 MPa/Monat

bzw. 0,01 MPa/d gesteigert. Der 4. Abschnitt beinhaltet eine Druckhaltephase bei ca. 2 MPa. Die Transportrechnungen zum Nachweis der Langzeitsicherheit zeigen, dass sich nur kurzzeitig und an wenigen SB Druckdifferenzen von mehr als 1 MPa ergeben und diese im Maximum bei 2 MPa liegen. Während der Einleitung von $MgCl_2$ -Lösung wird durch technische Maßnahmen sichergestellt, dass die Druckdifferenz axial der SB den Wert von 2 MPa nicht überschreitet.

Die Druckbeaufschlagung der PSB A2 mit einer $MgCl_2$ -Lösung diente dazu:

1. die grundlegenden Mechanismen bei der Aufsättigung der SB und der dadurch beeinflussten Spannungsentwicklung in der Kontaktzone beim Aufbau hydraulischer Druckdifferenzen zu untersuchen.
2. die zulässige Drucksteigerungsraten für SB zu ermitteln.
3. die integrale Permeabilität der SB abzuschätzen.
4. die während der Druckbeaufschlagung gemessenen Normalspannungsentwicklungen unter Berücksichtigung des Belastungsverlaufs mit den Ergebnissen der Modellrechnungen zu vergleichen.

Für die Druckbeaufschlagung der PSB A2 wurden über ca. 4 Monate annähernd stationäre Fließverhältnisse bei einem Differenzdruck von 2 MPa eingestellt. Diese Phase diente der Ermittlung der integralen Permeabilität der PSB A2. Anschließend wurde zur Absicherung der Versuchsergebnisse der Differenzdruck bis auf 2,57 MPa gesteigert und hierbei die Entwicklung der integralen Permeabilität beobachtet.

2 Bauphase - Vorbereitende Arbeiten

Der Standort der PSB A2 befindet sich am westlichen Ende der 2. südl. Richtstrecke nach Westen auf der 775-m-Sohle der Schachtanlage Asse. Der Streckenabschnitt wurde 1975 mit Bohr- und Sprengarbeit aufgeföhren. Der Bereich der Ortsbrust wurde zur Vorbereitung der Druckbeaufschlagung als Druckkammer vorgesehen. Ihm schließt sich die PSB A2 mit einer Länge von insgesamt 40 m an, die sich aus einer 30 m langen Kernbarriere sowie den zwei die Kernbarriere begrenzenden 5 m langen Widerlagern zusammensetzt. Abbildung 1 und Abbildung 2 stellen die PSB A2 schematisch in einem Längs- und Querschnitt dar.

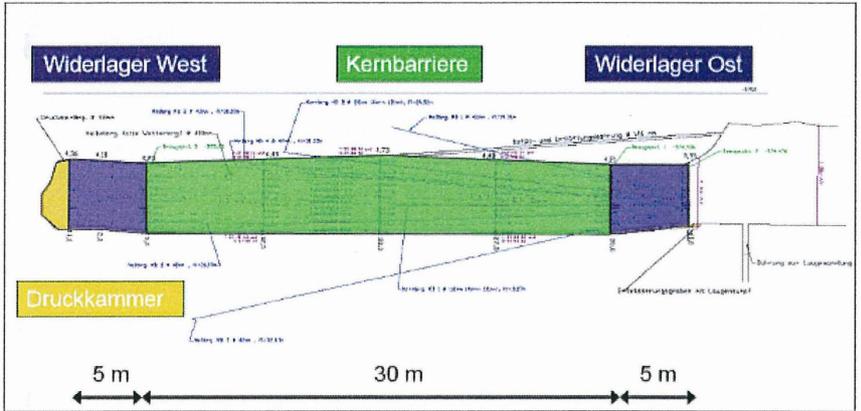


Abbildung 1: Längsschnitt PSB A2

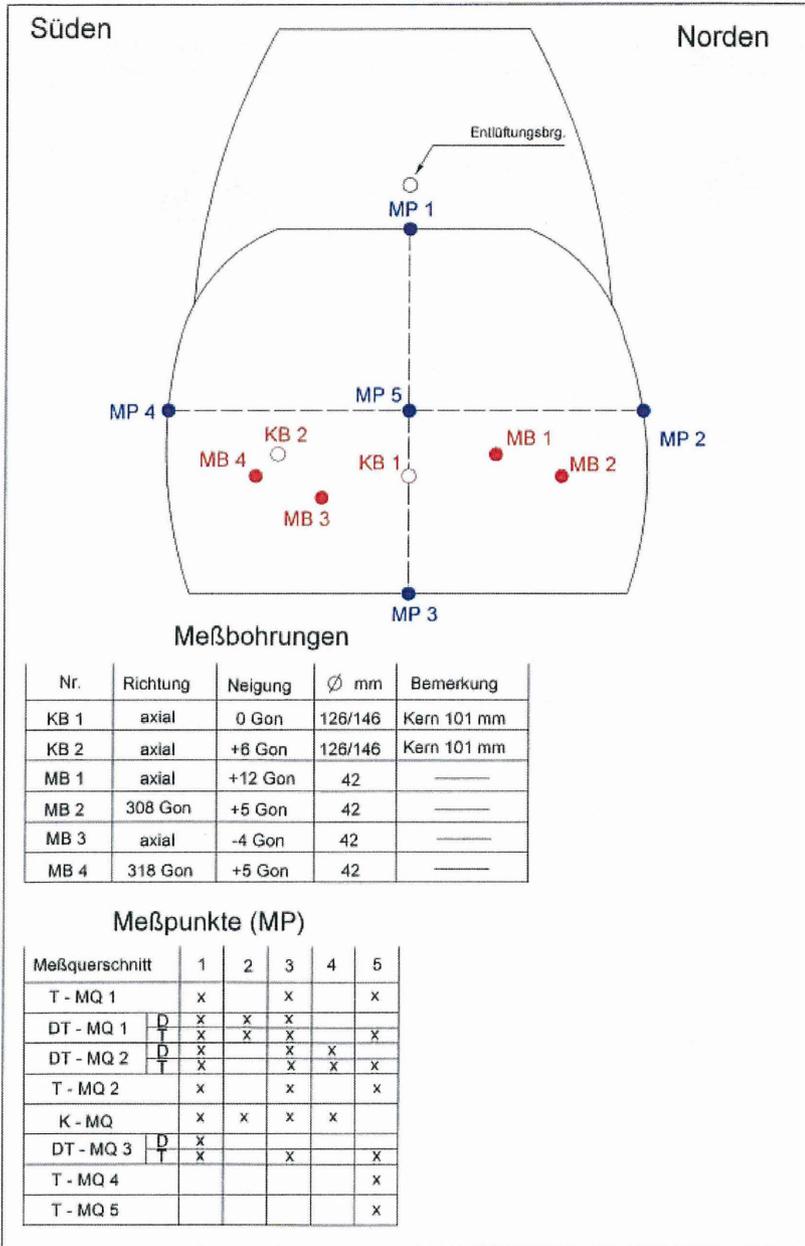


Abbildung 2: Querschnitt PSB A2

2.1 Konturfläche

Die gesamte Konturfläche der PSB A2 wird stratigraphisch dem Liniensalz der Leine-Folge (Na₃β) zugeordnet, einem Steinsalz das von engräumigen, nahezu isoklinal verfalteten Sulfatlagen durchsetzt ist. Der Nachschnitt der im Jahr 1975 zu Versuchszwecken aufgefahrenen Strecke erfolgte Ende 2002 mit einer Firstenfräse. Die Nachschnitttiefe betrug zwischen ca. 0,2 m (Stöße) und ca. 0,5 m (Firste, Sohle) und orientierte sich lokal an den Erfordernissen hinsichtlich der Konturierung auf die firstbündige Befüll- und Entlüftungsbohrung hin (Firstdom). Der technische Ablauf des Fräsens bewirkt die Ausbildung eines konvexen Wellenmusters an der Steinsalzkontur mit Rippenhöhen von ca. 5 – 10 cm in einem Abstand von ca. 20 – 50 cm.

2.2 Installierte Messtechnik

2.2.1 Druck- und Temperatursensoren im Bereich der PSB A2

Nach Fertigstellung des Streckensaumnachschnitts der PSB A2 wurden in der Strecke und an der Konturfläche insgesamt 7 Drucksensoren, die jeweils mit Temperatursensoren gekoppelt sind, und 12 einzelne Temperatursensoren installiert. Sie dienen zur Dokumentation von Druck- und Temperaturänderungen, die sich während der Bauphase und aus dem Fluiddruckaufbau in den Poren des Baukörpers und der Kontaktzone während der Druckbeaufschlagung mit MgCl₂-Lösung ergeben. Eine schematische Übersicht zur Anordnung der Messsensoren findet sich in Abbildung 1 und 2.

Die Messwerte der Sensoren werden in der Regel stündlich über eine automatische Messanlage (MFA) abgerufen und zwischengespeichert. Die Messwerte werden regelmäßig über Modem von über Tage ausgelesen.

Zur Erfassung des Parameters Temperatur werden eingesetzt:

- 7 Stück Temperatursensor AD 590 in Kombination mit Betonspannungssensor (Fa. Glötzl)

Technische Daten:

Output im linearen Bereich: 1 µA/K

Messbereich: -55°C ... +150°C

- 12 Stück Thermistor NTC (Fa. Glötzl)

Technische Daten:

Ausführung: kurvenabgeglichener Mehrpunktsensor

Temperaturmessgenauigkeit im Bereich 0 ... +70°C: 0,2 K

Betriebstemperatur: -55 ... +125°C

Nennwiderstand bei +25°C: 3 k Ω

- 2 Stück Temperaturfühler in Kombination mit Luftfeuchte- und Temperatursensor HMW71Y (Fa. VAISALA)

Technische Daten:

Messbereich: -20 ... +60°C

Linearität: besser als 0,1°C

Temperatursensor: Pt 1000 IEC 751 class B

Zur Erfassung des Parameters Druck werden eingesetzt

- 7 Stück Betonspannungssensor EBKE 20/30 K200 Z4 in Kombination mit Temperatursensor AD 590 (Fa. Glötzl)

Technische Daten:

Versorgung (10V DC): 4 mA

Ausgangssignal: 1 – 1000 MV

Überlastsicherheit 1 – 200 bar: 50 % v.E

Linearität einschl. Hysterese: $\leq 0,5$ % v.E.

Thermische Nullpunktverschiebung: 0,1 mV/K

Langzeitdrift: < 2 mV

Zusätzlich ist ein Sensor zur Erfassung des Druckes der Druckkammer in der Begleitstrecke an der Hochdruckarmatur installiert.

2.2.2 Konvergenzmessungen

Zur Erfassung der Konvergenzraten im Bereich der PSB A2 wurden kurz vor und nach den Nachschnitarbeiten zwei Konvergenzmessquerschnitte (K-MQ), bestehend aus je einer horizontalen und einer vertikalen Messstrecke, eingerichtet. Seit November 2002 wird das Messprofil K-MQ1 7,0 m östlich des östlichen Widerlagers in horizontaler und vertikaler Richtung gemessen. Ab Februar 2003 wurde ein zweites Messprofil K-MQ2 zwischen dem Messprofil K-MQ1 und dem Widerlager eingerichtet (1,0 m östl. des östl. Widerlagers).

2.3 Bau der PSB A2

Im Zeitraum vom 09.05. bis zum 20.05.2003 wurden die beiden 5 m langen Widerlager aus Sorelbeton erstellt. Zwischen den Widerlagern wurde im Zeitraum vom 02.06. bis 17.06.2003 in 11 Befüllabschnitten der 30,0 m lange Kernbarrierebereich mit Sorelbeton vollständig

firstbündig betoniert. Das Gesamtvolumen des eingebrachten Sorelbetons beträgt 827 m^3 . Der Regelquerschnitt der PSB A2 liegt bei 21 m^2 .

2.4 Infrastruktur Druckbeaufschlagung

Im Januar 2006 wurde eine Druckregelanlage (DRA) der Fa. Glötlz installiert, die sich apparativ in einen Zulauf- und einen Ablaufbereich gliedert

Zulaufbereich

Der Zulaufbereich in der Begleitstrecke wurde mit zwei je 140-l-fassenden Edelstahltanks ausgerüstet, die miteinander gekoppelt wurden (Abbildung 3). Einer der Tanks ist mit einem kapazitiv messenden Füllstandssensor ausgerüstet. Der aktuelle Füllstand ist über eine digitale Füllstandsanzeige, bzw. durch eine direkt am Tank angebrachte, transparente Füllstandsleitung ablesbar. Die Befüllung der Tanks mit MgCl_2 -Lösung erfolgt automatisch bei Erreichen eines voreingestellten Mindestvolumens von 60 l in den Tanks aus 1000-l-Vorratscontainern. Die MgCl_2 -Lösung aus den Zulauftanks wird einer umgerüsteten Membranpumpe vom Typ Wagner SF 27 zugeleitet, die entsprechend der eingestellten Sollwerte und Regelgrenzen das geplante Druckregime fährt.



Abbildung 3: Druckregelanlage Zulaufbereich

Zur Sicherheit wurde redundant ein zweites identisches Pumpsystem installiert, das bei Bedarf automatisch zugeschaltet wird. Die $MgCl_2$ -Lösung wird ab der Pumpe über die Hochdruckarmatur in die Druckkammer geleitet. Die Hochdruckarmatur wurde mit einem zusätzlichen Drucksensor bestückt. Die Signale dieses Drucksensors werden durch die Messwerterfassung der nachgeschalteten DRA genutzt, um das Druckregime einzustellen. Alle Signale der DRA werden zusammen mit den Signalen der Druck- und Temperaturmesswerterfassung aus der PSB A2 auf der MFA zwischengespeichert und können unter Tage direkt ausgelesen werden oder von über Tage durch Telefonleitung über Modem abgerufen werden. Zusätzlich wurde ein Übertragungsgerät der Fa. TELENOT installiert, das die vier Kategorien

- Alarm Druckregelung (Fehler Pumpe bzw. Sollwertüberschreitung)
- Alarm Füllstand (Überlauf Füllstand Ablauftank)
- Alarm Grenzwertüberschreitung (Grenzwertverletzung Messwerte)
- Netzalarm Druckregelanlage (Stromausfall)

per automatischer Telefonansage an das Handy des Bereitschaftsdienstes weitergibt. Von Extern ist dann eine Kontrolle der aufgelaufenen Messdaten und eine Änderung der Vorgabewerte durch das Softwareprogramm GLA möglich.

Ablaufbereich

Im Ablaufbereich wurde ein 140-l-fassender Edeltank installiert, der mit einem kapazitiv messenden Füllstandssensor ausgerüstet wurde. Der aktuelle Füllstand ist auch hier über eine digitale Füllstandsanzeige bzw. durch eine direkt am Tank angebrachte, transparente Füllstandsleitung ablesbar.

Die luftseitig der PSB A2 austretenden Lösungen werden durch ein Rinnensystem gefasst und einer vertikalen Sammelbohrung in der Sohle zugeführt. Im Tiefsten der Sammelbohrung ist eine Pumpe installiert, die über eine Zeitschaltuhr gesteuert wird. Die sich sammelnde Lösung wird in regelmäßigen Zeitabständen in den Ablauftank gepumpt. Bei Erreichen eines Maximalstandes wird die Lösung durch manuelles Öffnen eines am Tanktiefsten angebrachten Kugelhahnes über eine Schlauchleitung in einen 1000-l-Vorratscontainer abgeleitet.

2.5 Permeabilitäts- und Hydrofrac-Messungen

Im Rahmen der standortbezogenen Vorerkundung wurden Permeabilitäts- und Hydrofrac-Messungen von der Fa. IBeWa und von dem IfG in zwei Bohrungen durchgeführt (Druckbeaufschlagungsbohrung DB sowie der Bohrung B30 im Bereich der Ortsbrust). Die Permeabilitätsmessungen dienen der Bestimmung der Reichweite der ALZ und deren

Permeabilität für Gas bzw. Fluid. Die Hydrofrac-Messungen gaben Auskunft über die Größe der kleinsten Hauptnormalspannung.

Nach Fertigstellung der PSB A2 wurden Permeabilitäts- und Hydrofrac-Messungen in den fünf Messbohrungen MB1 – MB5 durchgeführt, um die Integrität und Dichtigkeit sowie die Einspannung (σ_{\min}) zu untersuchen. Diese Messgrößen und die Messwerte der installierten Drucksensoren waren Grundlage für die Einschätzung, dass die PSB A2 qualitätsgerecht erstellt wurde und für eine Druckbeaufschlagung geeignet ist.

2.6 Pneumatische Druckprüfung

Im Zeitraum vom 26.07. bis 29.07.2004 wurde eine pneumatische Druckprüfung durchgeführt. Ziel dieser Prüfung war es, Aussagen zu den folgenden Punkten zu bekommen ohne den Versuchsort für den geplanten Drucktest mit $MgCl_2$ -Lösung ungünstig zu verändern:

- Identifikation von Fehlstellen, die bei der späteren Druckbeaufschlagung mit $MgCl_2$ -Lösung mögliche Wegsamkeiten bilden könnten,
- Überprüfung der Funktionstüchtigkeit der Druckbeaufschlagungstechnik,
- erste Messergebnisse zur Permeabilität der ungesättigten PSB A2 für Gas,
- Identifikation von notwendigen Anpassungen für den Haupttest mit $MgCl_2$ -Lösung.

Die Druckbeaufschlagung erfolgte durch Druckluft, die der Druckkammer über die abgepackerte Druckbeaufschlagungsbohrung zugeführt wurde. Vor Beginn der Druckbeaufschlagung wurden ca. 5 kg Dotierungsgas R 134a (Tetrafluorethan) vorgelegt, um mögliche Wegsamkeiten während der folgenden Druckbeaufschlagung mit Luft detektieren zu können. Das eingesetzte Messgerät zur Detektion des dotierten Gases ist auf einen Massestrom von $> 0,0017$ g/h eingestellt. Die Auslösegrenze liegt bei ca. 0,09 mg/l (ca. 80 ppm) Gaskonzentration (akustischer Warnton).

Die Druckbeaufschlagung erfolgte bis zu einer Druckstufe von 0,176 MPa (0,286 MPa, absolut). Danach wurde die Druckbeaufschlagung beendet und der Druckabfall gemessen. Im Ergebnis konnte eine integrale Gaspermeabilität von $3,5E-16$ m² abgeschätzt werden. Zwei technisch bedingte Fehlstellen wurden identifiziert und geschlossen.

3 Druckbeaufschlagung der PSB A2 mit $MgCl_2$ -Lösung

3.1 Aufsättigungsphase

Ab dem 06.10.2004 wurde die Druckkammer mit Lösungsdruck beaufschlagt. Das Druckregime wurde zunächst mit geringen Drucksteigerungs- und Befüllraten gefahren, um eine schonende Aufsättigung des Baukörpers und der Auflockerungszone zu erreichen. Der Maximaldruck in der Druckkammer stand in dieser Phase mit 1,39 MPa an.

Reaktionen im Baukörper während der Druckbeaufschlagung wurden durch die Druck- und Temperatursensoren erfasst. Die Drucksteuerung erfolgte über ein Regulieren der Absperr- und Kugelventile. Zusätzlich konnte der installierte Druckminderer in der Begleitstrecke begrenzt zur Druckregelung eingesetzt werden.

In der Aufsättigungsphase wurden vom 06.10.2004 bis zum 15.04.2005 insgesamt $36,185 \text{ m}^3$ $MgCl_2$ -Lösung in die Druckkammer eingeleitet. Die Druckphasen erstreckten sich jeweils über Stunden bis zu mehreren Monaten in unterschiedlichen Druckstufen. Die Maximaldrücke ergeben sich jeweils aus dem anstehenden Innendruck der Druckkammer und dem Befülldruck, der sich aus der gefahrenen Befüllmenge in Abhängigkeit von der Drosselung der anstehenden hydrostatischen Druckhöhe ergab.

Aus geometrischen Gründen und aufgrund der Bausstoffeigenschaften ist eine vollständige Aufsättigung nicht erreichbar. Es ist davon auszugehen, dass sich im Kernbereich und im östlichen Bereich des Baukörpers einzelne Cluster sowie diffus im Totporenanteil Luftporen befinden, deren Kompressibilität einen Einfluss auf das Durchströmungsverhalten ausüben. Dies ist bei der Berechnung der integralen Permeabilität bei instationären Verhältnissen zu berücksichtigen.

3.2 Ruhephase 1

Im Zeitraum vom 15.04.2005 bis zum 19.01.2006 war die Druckkammer abgeriegelt und es wurden keine Handlungen ausgeführt, die Auswirkungen auf die Druckentwicklung haben konnten. In diesem Zeitraum wurden der Druckabfall in der Druckkammer, die Druckentwicklung in der Kontur, sowie die Rate der ablaufenden Lösung gemessen und dokumentiert. Weiterhin wurden die technischen Voraussetzungen für die Realisierung präzise gesteuerter Drucksteigerungen geschaffen.

3.3 Drucksteigerungsphase 1

Nach Installation der Druckregelanlage im Januar 2006 erfolgte eine kontinuierliche Steigerung des Lösungsdruckes in der Druckkammer im Automatikbetrieb nach

voreingestellten Drucksteigerungsraten, die durch kurze Druckhaltephasen unterbrochen wurde. Die Höhe der Drucksteigerungsrate wurde aus den Ergebnissen der Auf sättigungsphase abgeleitet und auf eine vorausseilende Radialspannungsentwicklung an der Kontur orientiert. Sie betrug ca. 0,25 MPa/Monat und wurde bis zum Erreichen der modelltechnisch ermittelten, maximal auf die SB wirkenden Differenzspannung von 2,0 MPa axial fortgeführt.

3.4 Druckhaltephase 1

Am 12.09.2006 wurde ein Fluiddruck von 2,025 MPa in der Druckkammer erreicht und bis Februar 2007 auf diesem Wert konstant gehalten.

3.5 Druckhaltephase 2

Durch eine technische Störung der Mess- und Regeltechnik verschob sich am 12.02.2007 die Sollwertvorgabe auf einen Fluiddruck von 2,15 MPa. Auf diesem Druckniveau wurde die Druckhaltephase 2 bis zum 18.04.2007 gefahren.

3.6 Drucksteigerungsphase 2

Vom 18.04. bis 30.05.2007 wurde eine weitere Drucksteigerungsphase mit einer Steigerungsrate von 0,01 MPa/d eingestellt. Sie dient dem Ziel, die Entwicklung der integralen Permeabilität auch unter einem axialen Differenzdruck zu beobachten, der über dem rechnerisch aus den Modellrechnungen des Langzeitsicherheitsnachweises für SB zu erwartenden Differenzdruck liegt.

3.7 Druckhaltephase 3

Am 30.05.2007 wird mit Erreichen eines Druckniveaus von 2,57 MPa eine dritte Druckhaltephase eingestellt, um die integrale Permeabilität bewerten zu können. Diese Konstanthaltephase endet mit dem Beginn von Injektionsarbeiten am Standort der PSB A2 am 20.05.2007. Sie wird anschließend fortgesetzt bis zum 17.12.2007.

3.8 Ruhephase 2

Nach Abriegeln der Druckkammer am 17.12.2007 wird der Verlauf des Druckabfalls und die Einstellung des Einschließdruckes beobachtet. Er stabilisiert sich mit geringer Druckverlustrate auf einem Niveau von 1 MPa.

4 Messergebnisse

4.1 Radialspannung in der Kontaktzone

Die installierten Drucksensoren erfassen den radialen totalen Druck in der Kontaktzone. In der Bau- und Ruhephase spiegelt der erfasste Druck die Wechselwirkung zwischen dem

Baukörper aus Sorelbeton und dem umgebenden Salzgestein wider. Folgende wesentliche zeitlich veränderliche Parameter bzw. Effekte beeinflussen die Radialspannungsentwicklung in der Kontaktzone:

1. Materialparameter des Sorelbetons,
2. Thermische Effekte aus der chemischen Abbindereaktion des Sorelbetons,
3. Materialparameter des umgebenden Salzgestein insbesondere der ALZ,
4. Konvergenzverhalten in diesem Bereich, dass durch die gebirgsmechanische Gesamtsituation (Gebirgsspannungen, Schädigungszustand der Tragelemente, Feuchte) beeinflusst wird.

Mit dem Beginn der Aufsättigung tragen zusätzlich und zunehmend auch Porendrücke zum totalen Druck bei. Der Einfluss der Porendrücke wird durch folgende Parameter und Effekte beeinflusst:

1. Die Permeabilität zwischen der Druckkammer und dem jeweiligen Drucksensor beeinflusst die Zeitspanne von der Druckänderung in der Druckkammer bis zur Druckänderung im Bereich des Sensors. Weiterhin beeinflusst sie auch die Porendruckverteilung in der SB insgesamt.
2. Permeabilität und Porosität des Sorelbetons und der ALZ.
3. Der Sättigungsgrad der Poren mit $MgCl_2$ -Lösung beeinflusst die Steifigkeit des Systems. Diese führt in der Wechselwirkung mit der Konvergenz und der Permeabilität zu einem vergleichsweise starken Einfluss auf die Druckentwicklung.

Alle genannten Effekte sind lokal unterschiedlich und zeitlich veränderlich. In Abbildung 4 wird die Entwicklung der Radialspannungen im Bereich aller sieben installierten Spannungssensoren in Verbindung mit dem Druckregime der Druckkammer zusammenfassend dargestellt.

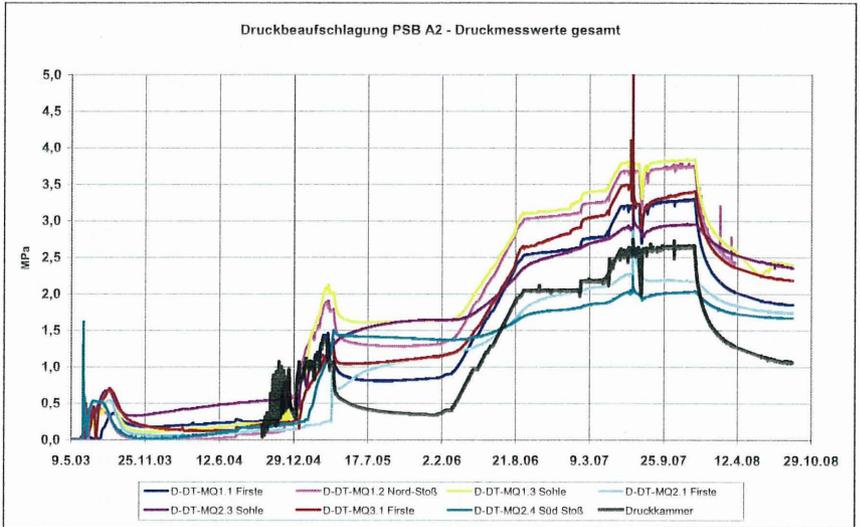


Abbildung 4: Radialspannungen in der Kontaktzone

4.2 Temperaturentwicklung

4.2.1 Gesamte Temperaturentwicklung

Die Gesamtdarstellung der Temperaturentwicklung ist aus Abbildung 5 zu ersehen. Der einsetzende Hydratationsprozess bewirkte innerhalb von 6 bis 8 Stunden einen Anstieg der Temperatur, der im Firstbereich des Massenbauwerks nahezu identisch ist mit der laborativ gemessenen adiabatischen Abbinde­temperatur des eingesetzten Sorel­betons.

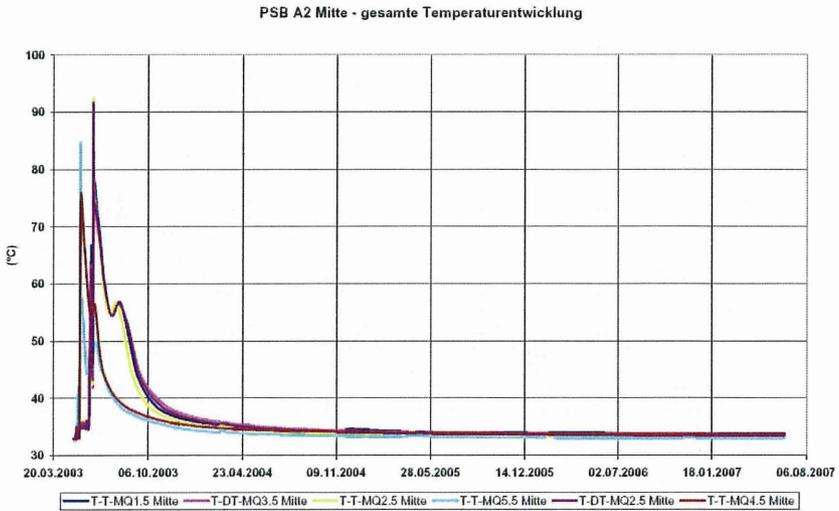


Abbildung 5: Temperaturentwicklung gesamt

Die gemessene Maximaltemperatur wurde an der Firste mit 98,9°C festgestellt. Der Abkühlungsprozess mit einer asymptotischen Annäherung an die Gebirgstemperatur (Standort PSB A2 33,5°C) zieht sich über ca. 2 Jahre hin. Nach 5 Monaten war die Temperatur im Bauwerkszentrum von einer Maximaltemperatur von 88,0°C auf < 40,0°C abgefallen.

Während des Abkühlungsprozesses nach Bauwerkserstellung war zu beobachten, dass im Baustoff Sekundärreaktionen auftraten, die lokal eine temporäre Temperaturerhöhung in der Höhe von 0,2 bis 0,4 K bewirkten. Es wird davon ausgegangen, dass es sich bei diesem Vorgang um eine Nachhydratation von ungebundenem MgO mit MgCl₂-Lösung handelt, die im Laufe des Abkühlungsprozesses frei wird.

Während der Aufsättigung des Bauwerks kam es zu sekundären geringfügigen Temperaturerhöhungen, die mit dem Voranschreiten der Lösungsfront in Verbindung stehen. Dieser Effekt ließ sich während der Druckbeaufschlagung nutzen, um das Fortschreiten der Lösungsfront innerhalb des Sorelbetons zu beobachten.

4.3 Austrittsmengen und -raten

Die Ende 2005 installierte Messtechnik erfasst die Austrittsmengen östlich der PSB A2 kontinuierlich. In der Druckhaltephase kam es zu einer kontinuierlichen Annäherung zwischen der Einpress- und der Austrittsrate. Dies belegt die Zuverlässigkeit der erfassten Daten.

Eine erste Feuchtstelle wurde am 03.02.2005 175 Tage nach Beginn der Befüllung der Druckkammer vor der luftseitigen Mauerung in der Sohle festgestellt.

Am 06.04.2005 trat erstmals Lösung tropfenweise aus dem südlichen Stoßbereich vor der PSB A2 aus. Bis zum 14.04.2005 weitete sich der Austrittsbereich flächenhaft am Südstoß bis zu einer Höhe von ca. 3,1 m über der Sohle und ca. 5,0 m östlich der Mauer. Am 22.08.2006 zeigte sich eine punktförmige Austrittsstelle ca. 1,0 m über der Sohle am Südstoß und in ca. 7,6 m vor der Mauer der PSB A2.

Am Nordstoß war eine verzögerte und geringere Ausdehnung von Austrittspunkten in einem Bereich bis 1,5 m über Sohle und 2,2 m in östlicher Richtung vor der Mauer festzustellen. Vereinzelt Austrittspunkte fanden sich bis ca. 5 m vor der PSB A2.

Ab 04.10.2006 treten zunächst punktförmig Lösungen im südlichen Firstbereich vor der Mauerung der PSB A2 aus, die sich in der Folgezeit zu einem ca. 1 m² großen Durchfeuchtungsbereich ausdehnen. Trotz weiterer Drucksteigerung in der Druckkammer im Februar und April 2007 bis auf 2,57 MPa kommt es zu keiner weiteren Ausdehnung der luftseitig durchfeuchteten Bereiche.

Die austretenden Lösungen wurden über Rinnen und einen Drainagekanal gefasst und in eine Altbohrung (Ø 350 mm), die sich 4,5 m vor der Mauer der PSB A2 in der Sohle befindet, geleitet. Die Austrittsmengen wurden anfangs durch werktägliches bzw. wöchentliches Auslitern der sich im Grabentiefsten bzw. in der Sohlenbohrung sammelnden Lösung bestimmt. Nach Installation der DRA im Januar 2006 wurden die Lösungen durch eine zeitschaltuhrgesteuerte Pumpe aus der Sammelbohrung in einen Ablauftank gefördert und dort volumetrisch über die angeschlossene Messwerterfassung der DRA erfasst. Die Lösungen wurden nach der Volumenbestimmung vor Ort in 1000-l-Containern gesammelt.

Ab Beginn der Fluid-Druckbeaufschlagung am 6.10.2004 wurden bis 31.08.2008 über die Druckkammer in die PSB A2 insgesamt 59,0 m³ MgCl₂-Lösung eingepresst und 20,3 m³ luftseitig aufgefangen.

5 Bestimmung der integralen Permeabilität

Die integrale Permeabilität einer Strömungsbarriere ergibt sich aus der Summe der Produkte der Querschnittsfläche und der dazugehörigen Permeabilität aller relevanten Bereiche des Gebirges und der Kernbarriere bezogen auf den Querschnitt der Kernbarriere (Baukörper aus Sorelbeton). Da bei der Druckbeaufschlagung der PSB A2 die Teilpermeabilitäten nicht exakt bekannt sind, wird die integrale Permeabilität vereinfacht mit den im Folgenden dargestellten Verfahren bestimmt.

5.1 Auswerteverfahren und Ergebnisse

Die Berechnung der integralen Permeabilität für stationäre Verhältnisse ergibt sich aus der Gleichung nach *Darcy*. d.h., Differenzdruck und Durchströmungsrate müssen konstant sein. Diese Bedingungen sind erfüllt, wenn der Druck in der Druckkammer sowie die Zulauf- und Ablaufraten über einen längeren Zeitraum stabil sind.

Für die instationären Phasen der Druckbeaufschlagung wurde die integrale Permeabilität mit speziellen Auswerterroutinen durch die Fa. IBeWa bestimmt. Zur Überprüfung bzw. Kalibrierung der gebirgsmechanischen Berechnungen wurden gekoppelte hydraulisch-mechanische Modellrechnungen mit für das Bauwerk und die ALZ differenzierten Permeabilitäten durchgeführt.

Mit Hilfe der eingesetzten Messtechnik, der Bauwerksgeometrie und den o.a. Auswerteverfahren konnte nachgewiesen werden, dass die integrale Permeabilität des Barrierebauwerks $< 2E-15 \text{ m}^2$ beträgt.

Weiterhin zeigt sich, dass es selbst bei permanent anstehenden Druckdifferenzen von 2 MPa bei ausreichender Einspannung zu einer Verringerung der Permeabilität kommt.

6 Bewertung der eingesetzten Messtechnik

Folgende Schlussfolgerungen können zur eingesetzten Messtechnik gezogen werden:

- Die in der PSB A2 im Jahre 2003 eingebauten Druck- und Temperatursensoren sind ausreichend genau und bis heute nahezu voll funktionsfähig.
- An den Messkabeln kam es weder beim Betonierprozess noch bei der Druckbeaufschlagung zu Beschädigungen.

- Für die präzise Steuerung von Druckbeaufschlagungsregimen erwies sich die automatische Messanlage mit Alarmmodul der Fa. Glötzl als zuverlässig und wartungsarm.
- Anzahl und Anordnung der Sensoren waren zum Erreichen der Messziele ausreichend und erlaubten Rückrechnungen zur Entwicklung und Überprüfung von numerischen Modellen.
- Für umfassende Bewertungen zur Funktionalität von Strömungsbarrieren sind generell geotechnische Vorerkundungen des Standortes und Laboruntersuchungen zur Festigkeit und Dichtigkeit des Bausstoffs sowie der Kontaktfläche Baustoff/Gebirge erforderlich.

Verformungsmessungen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern

Sebastian Szczyrba, Wolfram Kudla

1 Einleitung

Die Übergänge zwischen Brücken und den anschließenden Erdbauwerken stellen im Straßenbau kritische Bereiche dar, an denen der Fahrkomfort teilweise durch größere Unebenheiten oder Setzungsmulden über dem Hinterfüllbereich beeinträchtigt wird.

Mit dem Ziel, die Setzungen innerhalb des Hinterfüllmaterials zu reduzieren, werden derzeit im Rahmen eines vom BMVBS geförderten Forschungsvorhabens insgesamt acht verschiedene Hinterfüllungsvarianten an zwei Autobahnbrücken unter Verkehrsbelastung bei realen Bedingungen untersucht.

Zur Erfassung der Verformungen wurden in die Hinterfüllungen in verschiedenen Höhenlagen horizontale Inklinometermessrohre und Streckenmessrohre quer und längs zur Fahrbahn sowie Vertikalmessstellen eingebaut. Die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche werden mittels Nivellement ermittelt. Das Messprogramm und die bisher gesammelten Erfahrungen sollen vorgestellt werden.

2 Untersuchte Hinterfüllungsvarianten

Am Bauwerk BW 37 an der BAB A 72 zwischen Chemnitz und Hof wurden die folgenden Hinterfüllungen zwischen März und Juli 2006 ausgeführt (Abb. 1):

- Hinterfüllung mit Recyclingmaterial (RC-Material),
- Hinterfüllung mit Schotter 0/45, geforderter Verformungsmodul $E_{v2} \geq 150 \text{ MN/m}^2$,
- „Kurzer Betonkeil“, Hinterfüllung mit Magerbeton, Neigung der Unterseite 1:1, Oberfläche 1:2,
- „Langer Betonkeil“ Hinterfüllung mit Magerbeton, Neigung der Unterseite 1:3, Oberfläche 1:10.

Im November 2006 wurde die Richtungsfahrbahn Hof – Chemnitz für den Verkehr freigegeben. Ein Jahr später folgte im November 2007 die Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Chemnitz – Hof.

Vier weitere Hinterfüllungen konnten an einem zweiten Bauwerk BW 15 an der BAB A 66 zwischen Frankfurt/Main und Wiesbaden hergestellt werden:

- Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden nach ZTVE-StB als Referenzfall,
- Hinterfüllung mit grobkörnigem Boden und Schleppplatte nach He-Int 01 [1],
- qualifizierte Bodenverbesserung mit bindigem Boden als Ausgangsmaterial,
- qualifizierte Bodenverbesserung mit nichtbindigem Boden als Ausgangsmaterial.

Die Arbeiten an diesem Bauwerk werden im Dezember 2008 abgeschlossen.

3 Messprogramm

Schwerpunkt des Forschungsvorhabens ist die Ermittlung der Setzungen innerhalb der Hinterfüllung infolge der Verkehrsbelastung. Es wurden daher horizontale Messrohre längs und quer zur Fahrtrichtung in einer unteren und oberen Lage angeordnet, um die Setzungen innerhalb der Hinterfüllung von den Setzungen des Oberbaus bzw. den Untergrundsetzungen trennen zu können (Abb. 1 und Abb. 2). Die untere Lage wurde so tief wie möglich in die Hinterfüllung eingebaut. Beschränkend war hier die Zugänglichkeit für die Messungen der Längsmessrohre (L) von der unterführten Staatsstraße.

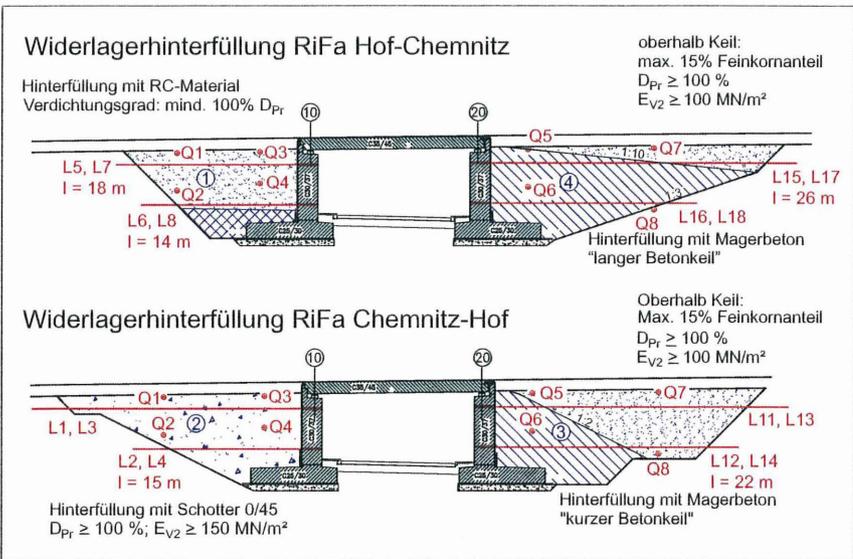


Abb. 1: Querschnitt der Hinterfüllungen am Bauwerk 37 mit Messeinrichtungen.

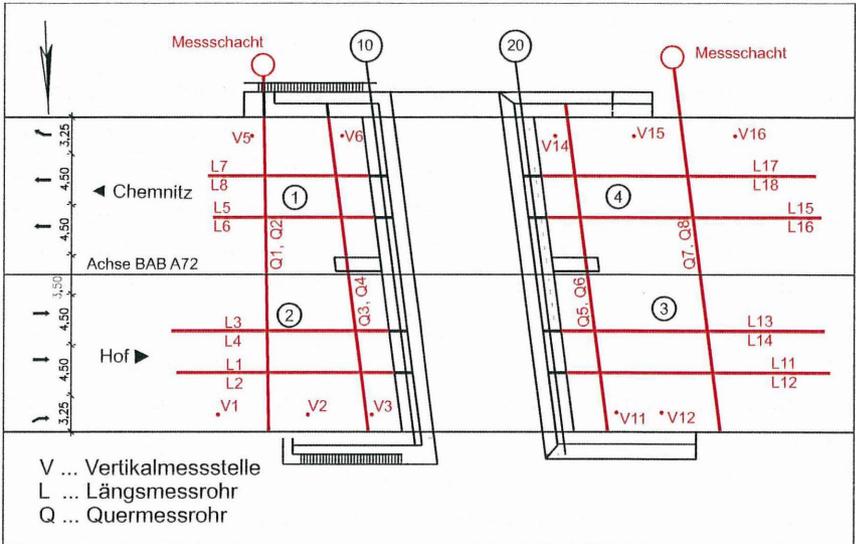


Abb. 2: Lageplan der Messstellen am Bauwerk BW 37.

Die Quermessrohre (Q) verlaufen senkrecht zur Verkehrsrichtung über jeweils zwei benachbarte Hinterfüllbereiche und können von zwei Dienststiegen und von eigens eingerichteten Messschächten aus gemessen werden (Abb. 3). Die oberen Quermessrohre wurden nur 0,50 m unterhalb des Planums verlegt. Die oberen Längsmessrohre liegen ca. 1,0 m tiefer und sind für die Messungen mit einem Fahrgerüst erreichbar.

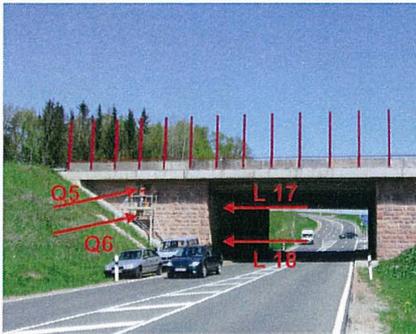


Abb. 3: Messungen am BW 37 mit schematischer Lage ausgewählter Horizontalmessstellen.



Abb. 4: Einbau Streckenmessrohr im Hinterfüllbereich 4 (langer Magerbetonkeil).

Um Beschädigungen im Zuge der Hinterfüllarbeiten zu vermeiden, wurden die Messrohre in ca. 0,40 m tiefen Gräben verlegt (vgl. Abb. 4). Die oberen Längsmessstellen wurden mit Streckenmessrohren ausgeführt, damit auch Horizontalverformungen der Widerlager erfasst werden können. Bei den restlichen Horizontalmessstellen kamen normale Inklinometerrohre zum Einsatz. Das Messprogramm wird um 10 bis zu 28 m tiefe Vertikalmessstellen mit Streckenmessrohren im Bereich des Ein- bzw. Ausgliederungstreifens ergänzt. Insgesamt sind am Bauwerk BW 37 386 m Inklinometerrohre und 432 m Streckenmessrohre eingebaut worden.

Die ein Meter langen Streckenmessrohre können sich in den zugehörigen Muffen gegeneinander verschieben. Für die Messungen wird eine Streckenmesssonde der Fa. Glötzl GmbH eingesetzt, mit der es möglich ist, sowohl Neigungen als auch Längenänderungen zu erfassen. Die Sonde ist wie eine konventionelle Inklinometersonde mit drei Neigungssensoren für den vertikalen und horizontalen Einsatz bei der Neigungsmessung ausgerüstet. Mit dem zusätzlichen Extensometermodul wird bei jeder Messung der Abstand zwischen den Messanschlügen aus Messing an den jeweiligen Rohrenden ermittelt und über einen Wegaufnehmer erfasst (vgl. Abb. 5 und Abb. 6). Dafür kann der Fußteil der Sonde gegenüber dem Sondenkorpus in der Längsachse verschoben werden. Durch einen Vergleich mit den vorangegangenen Messungen können somit die Längsverformungen des Rohrstranges bestimmt werden. Das Messprinzip wurde ausführlich in [2] vorgestellt.



Abb. 5: Fußteil der Streckenmesssonde in Messposition, Anschlag der Führungsrollen am Messanschlag.

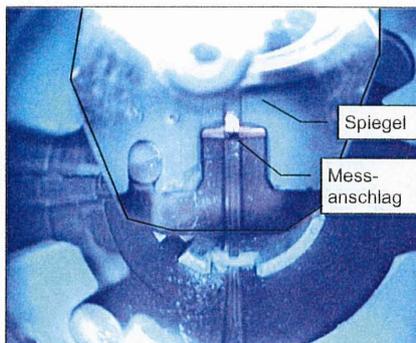


Abb. 6: Videobefahrung Streckenmessrohr, durch Einsatz eines Spiegels wird der Messanschlag sichtbar.

4 Messgenauigkeit Streckenmesssonde

In den Hinterfüllungen werden nur relativ geringe Verformungen erwartet, die hohe Anforderungen an die Messgenauigkeit bedingen. Da mit der Streckenmesssonde noch keine Erfahrungen insbesondere für den Einsatz bei Horizontalmessstellen vorlagen, wurden Untersuchungen zu den zufälligen und systematischen Messabweichungen vorgenommen.

4.1 Zufällige Messabweichung

Nach DIN 1319-1 sind zufällige Messabweichungen Abweichungen des unberichtigten Messergebnisses vom Erwartungswert. Zur Abschätzung dieser Abweichungen wurden an mehreren Messstellen unmittelbar hintereinander Wiederholungsmessungen unter gleichen Randbedingungen bei konstanter Sondentemperatur durchgeführt.

An der 23 m tiefen Vertikalmessstelle V6 wurden acht Wiederholungsmessungen am gleichen Tag und von der gleichen Person ausgeführt, deren Ergebnisse in Abb. 7 dargestellt sind. Dabei wurden Standardabweichungen zwischen 0,012 und

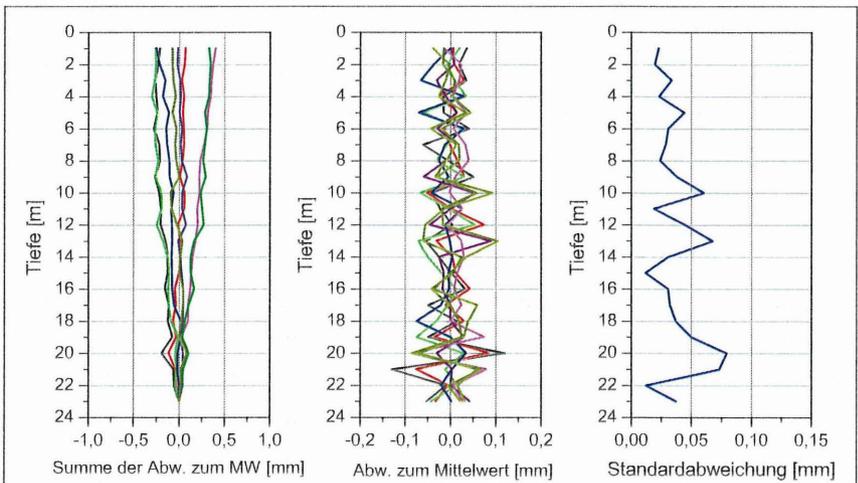


Abb. 7: Abweichung der Streckenmessung von acht unmittelbar hintereinander ausgeführten Wiederholungsmessungen zum Mittelwert und zugehörige Standardabweichungen für die Streckenmessung.

0,079 mm pro Messschritt für die Streckenmessung, d. h. für die Abstandsmessung zwischen jeweils zwei Messanschlägen, ermittelt. Die maximale Abweichung zwischen den einzelnen Messreihen betrug 0,65 mm am Kopfpunkt der Messstelle. Mit zunehmender Tiefe nahmen die Standardabweichungen tendenziell zu, wobei deutliche Schwankungen der Standardabweichungen an einzelnen Messanschlägen zu verzeichnen waren. Unter Berücksichtigung der Fehlerfortpflanzung nach Gauss lag bei dieser Messstelle die mittlere Standardabweichung unter Wiederholbedingungen bei 0,041 mm pro Messschritt.

Ein ähnliches Verhalten wurde auch bei den Horizontalmessstellen beobachtet und hier beispielhaft für acht unmittelbar hintereinander ausgeführte Messungen an der Messstelle L5 in Abb. 8 dargestellt. Die Standardabweichung unter Wiederholbedingungen bei der Streckenmessung zeigte Schwankungen zwischen 0,014 und 0,067 mm pro Messschritt (Abb. 8, links). Mit Schwankungen zwischen 0,021 und 0,070 mm pro Messschritt traten bei der Neigungsmessung mit dem H-Sensor etwas größere Standardabweichungen auf (Abb. 8, rechts).

Beim Einbau der Messrohre für die Horizontalmessstellen wurde streng auf eine ebene Lage der Messrohre ohne stärkere Krümmungen und Neigungen geachtet. Der gespeicherte Sinus-Wert des H-Sensors mit einer Messwertauflösung von 0,00001 kann somit direkt in die Höhendifferenz zwischen vorderer und hinterer Führungsrolle umgerechnet werden und wird daher hier in mm pro Messschritt angegeben (Sondlänge 1 m).

Bei den Messungen zeigte sich, dass die Sonde möglichst langsam mit geringer und gleichmäßiger Zugkraft an die Messanschläge herangeführt werden muss. Bei den Vertikalpegeln erleichtert ein Messaufsatz mit Kraftanzeige das Heranziehen an die Messanschläge. Trotz sorgfältigem Einbau der Messrohre traten an einzelnen Messanschlägen wiederholt größere Abweichungen der Messwerte auf (z. Bsp. Messanschlag bei 7 m in Abb. 8). An solchen Messanschlägen wurden bei anderen Messstellen auch Standardabweichungen von über 0,1 mm/Messschritt sowohl für die Strecken- als auch für die Neigungsmessung festgestellt.

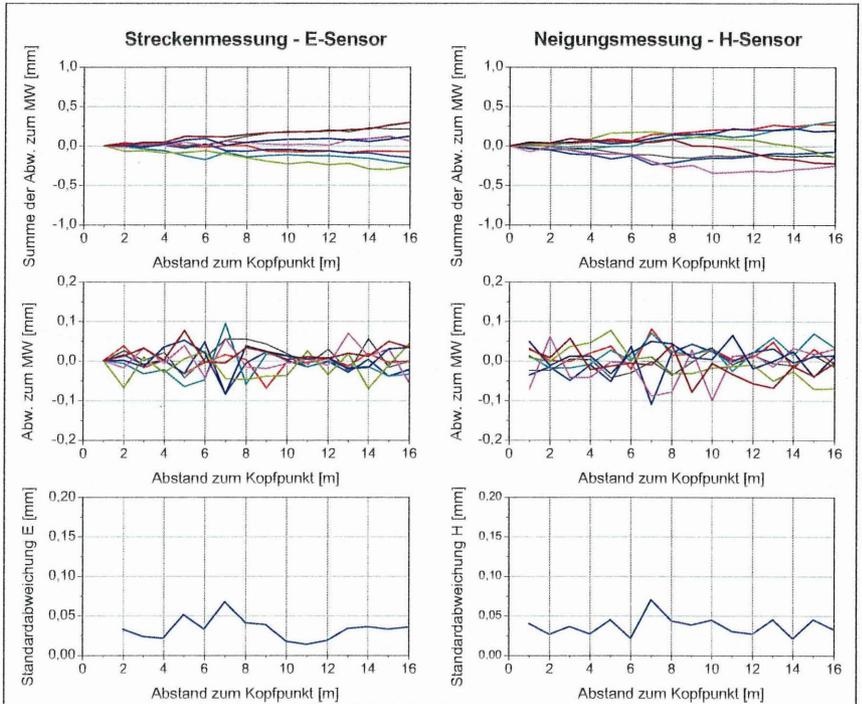


Abb. 8: Abweichung von acht Wiederholungsmessungen zum Mittelwert sowie Ermittlung der Standardabweichung unter Wiederholbedingungen für die Streckenmessung und für die Neigungsmessung bei einer Horizontalmessstelle.

Um den zufälligen Fehler zu minimieren, wurden alle Feldmessungen mindestens vierfach ausgeführt und nach erfolgtem Ausreißertest über Mittelwertbildung für die weitere Auswertung zusammengefasst.

Bei vier Teilmessreihen unter Wiederholbedingungen ergab sich unter diesen Voraussetzungen für eine 20 m lange Messstelle eine Messunsicherheit u^* von $\pm 0,3$ mm, die nach DIN 1319-1 unter Berücksichtigung der Fehlerfortpflanzung nach Gauss ermittelt wurde.

4.2 Systematische Messabweichungen

Systematische Messabweichungen sind nach DIN 1319-1 Abweichungen des Erwartungswertes vom wahren Wert. Bei der Streckenmesssonde können systematische Messabweichungen hauptsächlich durch einen Temperatureinfluss und durch eine Nullpunktverschiebung des jeweiligen Sensors auftreten.

Während der Messungen tritt eine allmähliche Erwärmung der Sonde ein, die durch den geringen Energieverbrauch der Sensoren verursacht wird und die einen Einfluss auf das Messergebnis besitzt. Die Temperaturabhängigkeit der verschiedenen Sensoren wurde sowohl im Kalibrierrohr als auch im Kalibrierstand untersucht. Dafür wurde der Raum über ca. 12 Stunden allmählich erwärmt und im Abstand von fünf Minuten ein Messwert für alle Sensoren gespeichert. Für die Erfassung der Sondentemperatur ist die Streckenmesssonde mit einem zusätzlichen Temperatursensor ausgerüstet. Es zeigte sich, dass die Sondentemperatur den stärksten Einfluss auf die horizontale Neigungsmessung mit dem H-Sensor besitzt. Wie aus Abb. 9 ersichtlich, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Sondentemperatur und dem Messwert des H-Sensors. Die Raumtemperatur wurde von 17 °C zu Beginn der Messungen auf 23 °C zum Ende der Messungen erhöht, was zu einem Anstieg der Sondentemperatur von 19,5 °C auf 28,5°C führte. Durch lineare Regression konnte

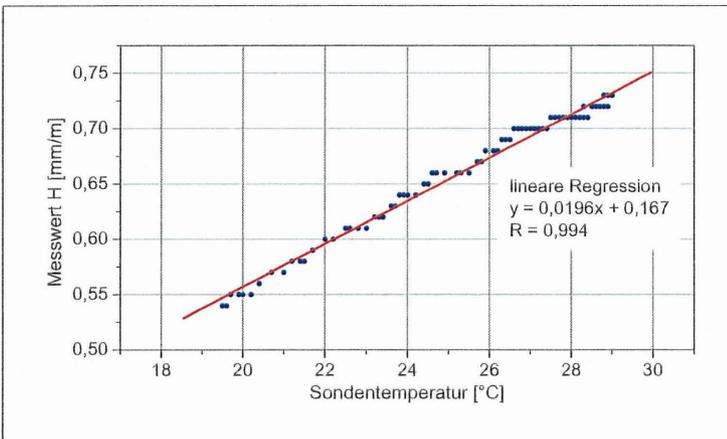


Abb. 9: Einfluss der Sondentemperatur auf die Neigungsmesswerte (H-Sensor,)

ein Temperaturfaktor von $0,02 \text{ mm/m/K}$ abgeleitet werden, der bei der Auswertung der Messreihen genutzt wurde.

Ein Messergebnis für die 28 m lange Horizontalmessstelle Q6 zeigt Abb. 10. Im oberen Diagramm sind die Abweichungen von vier Messreihen, die unmittelbar hintereinander ausgeführt worden, zum Mittelwert der vier Messreihen dargestellt. Nach einer Arbeitspause, während der die Sonde abgeschaltet wurde, war in diesem Fall die Sonde direkt ohne Wartezeit für die weiteren Messungen eingesetzt worden. Die allmähliche Erwärmung während der ca. 1,5 stündigen Messungen führte zu einem Anstieg der mittleren Sondentemperatur pro Teilmessung von $18,5 \text{ °C}$ auf $23,5 \text{ °C}$. Bei der Auswertung ergaben sich systematische Messabweichungen am Fußpunkt der Messstelle von ca. $2,5 \text{ mm}$ zwischen der ersten und letzten Teilmessung. Nach erfolgter Temperaturkorrektur zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den vier Teilmessreihen mit einer gegenseitigen Abweichung von maximal $0,5 \text{ mm}$ (Abb. 10, unten). Mit einer Wartezeit von 30 Minuten vor Beginn der Messungen zur Stabilisierung der Messwerte und zur Temperaturanpassung konnten die systematischen Abweichungen zwischen den Teilmessreihen deutlich reduziert werden.

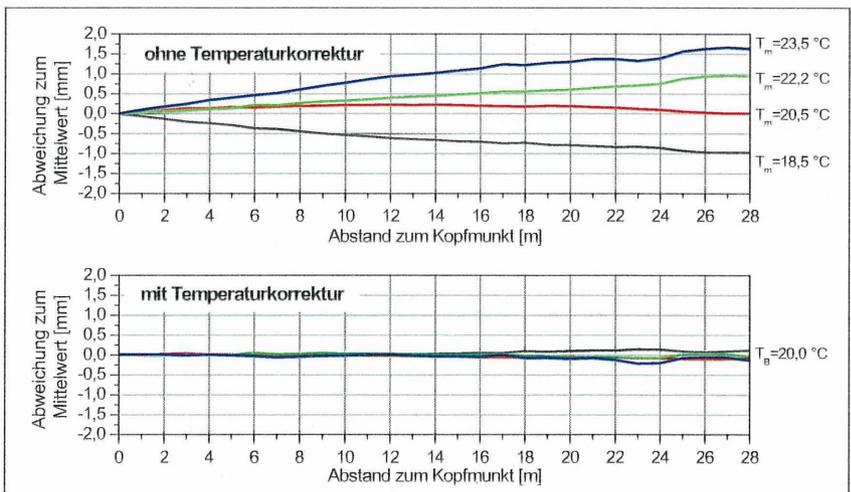


Abb. 10: Temperatureinfluss auf die Neigungsmessung der Streckenmesssonde, oben: keine Temperaturkorrektur der Messwerte bei Schwankungen der mittleren Temperatur T_m zwischen $18,5 \text{ °C}$ und $23,5 \text{ °C}$, unten: Temperaturkorrektur mit einen Faktor von $0,02 \text{ mm/K}$ pro Messschritt und einer Bezugsstemperatur T_B von 20 °C .

Als weitere systematische Messabweichungen wurden Nullpunktverschiebungen der Sensoren untersucht, die durch eine Langzeitdrift des Sensors, durch Verschleiß der Führungsrollen bzw. durch den Wechsel der Führungsrollen verursacht werden können. Vor jeder Messkampagne ist daher eine Bestimmung der Nullpunktabweichung im Kalibriermessstand bzw. in der Kalibrierlehre erforderlich. Die ermittelten Nullwerte werden bei der Auswertung der Messergebnisse berücksichtigt.

Eine weitere Kontrollmöglichkeit für die Messergebnisse besteht durch die überkreuzte Anordnung der Quer- und Längsmessrohre am Bauwerk 37.

5 Besonderheiten beim Einbau

Beim Einsatz von Streckenmessrohren sollen zusätzlich zu den Verformungen senkrecht zum Rohrstrang auch die Verformungen in Richtung der Rohrachse ermittelt werden. Daher ist beim Einbau der Messrohre ein kraftschlüssiger Verbund der Muffen und der Messrohre mit dem umgebenden Material zu gewährleisten, damit die zu ermittelnden Verformungen des Baugrundes oder der Schüttungen auch auf die Messanschlüsse übertragen werden. Die Einrichtung von Vertikal- und Horizontalmessstellen unterscheidet sich dabei grundlegend.

Am Bauwerk 37 wurden für die Vertikalmessstellen Bohrungen mit einem Durchmesser von 146 mm ausgehend von der Asphalttragschicht über den Hinterfüllbereichen bis in eine Tiefe von 28,5 m ausgeführt. Die Bohrungen durchteufen unterschiedliche Materialien mit unterschiedlicher Steifigkeit und Scherfestigkeit (Oberbau, Hinterfüllung, Baugrund), während die Ringraumverfüllung nach dem Einstellen der Messrohre über einen Verpressschlauch mit einem homogenen Material erfolgte.

Der Baugrund wird am BW 37 von stark verwitterten und entfestigten Schichten des unteren Rotliegenden gebildet, die als eine Wechselfolge von stärker sandigen und tonigen Bereichen gekennzeichnet sind. Der Steifemodul dieser Schichten liegt abhängig vom Spannungsniveau bei ca. 20 MN/m². Durch Triaxialversuche an ungestörten Sonderproben wurde ein Reibungswinkel φ' von ca. 28° und eine Kohäsion c' von ca. 60 kN/m² ermittelt.

Die einzelnen Messrohre müssen beim Einbau in das Bohrloch zunächst mit Nieten aneinander befestigt werden. In der Regelausführung wird dafür die Muffe des ersten Messrohres mit zwei Nieten mit dem folgenden Messrohr verbunden und mit Dichtungsband umwickelt, um das Eindringen von Suspension oder Verfüllmaterial zu verhindern. Die Vernietung dient nur als Montagehilfe, um ein Zusammenschieben der Messrohre innerhalb der Muffen oder ein Herausrutschen während des Einbaus in die Bohrung zu vermeiden. Treten Verformungen im Baugrund auf, so müssen sich die Muffen mit dem Umgebungsmaterial gegeneinander verschieben, was zu einem Abscheren der Montagenieten führt.

An das Verfüllmaterial sind daher zwei Anforderungen zu stellen. Es muss annähernd die Steifigkeit des Baugrundes bzw. des umgebenden Materials aufweisen, damit die Verformungen auch auf die Muffen und Messrohre übertragen werden. Des Weiteren ist eine ausreichend hohe Scherfestigkeit zwischen Ringraumverfüllung und Messrohr einschließlich der Muffen zum Abscheren der Montagenieten erforderlich.

Für die Ringraumverfüllung wurde ein Dämmstoff mit einer Zugabe von 8 % Bentonit mit einem Wasser/Feststoff-Wert von 0,9 eingesetzt, für den bei Voruntersuchungen eine einaxiale Druckfestigkeit von $0,5 \text{ N/mm}^2$ nach 28 Tagen und ein E-Modul von 40 MN/m^2 ermittelt wurde. Um das Abscheren der Montagenieten zu untersuchen, wurden Druckversuche zur Ermittlung der Kraft-Verformungslinien ausgeführt. In einem ersten Versuch wurde eine Muffe mit zwei gekürzten Rohren und zwei Nieten als Montageverbindung weggesteuert belastet. Der Versuchsaufbau ist aus Abb. 12 ersichtlich. Das Kraft-Weg-Diagramm zeigt einen gekrümmten Verlauf. Die Maximalkraft von $1,8 \text{ kN}$ trat bei einer Verformung von $4,6 \text{ mm}$ auf. Das Abscheren einer Niete führte bei einer Verschiebung von $5,5 \text{ mm}$ zu einem starken Kraftrückgang auf ca. $1,0 \text{ kN}$. Beim Versuch zeigte sich, dass die Nieten zunächst nicht abscheren, sondern die Verschiebungen durch Verformungen der Lochleibung im PVC-Rohr entstehen.



Abb. 12: Druckversuch Muffe/Rohr



Abb. 13: Druckversuche Muffe/Verfüllung

In einem zweiten Versuch wurde eine Muffe mit Messrohr in einem Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm eingebaut und der Ringraum anschließend mit dem Dämmer-Bentonit-Gemisch verfüllt. Die Muffe wurde nicht mit dem Messrohr verbunden, sondern nur mit einer dünnen Folie gegen das Eindringen von Suspension geschützt, so dass eine Relativverschiebung zwischen Muffe und Messrohr möglich blieb. Nach 28 Tagen wurde die Muffe belastet und das in Abb. 11 rot dargestellte Kraft-Weg-Diagramm aufgezeichnet. Bis zu einer Verschiebung von 0,6 mm stieg die

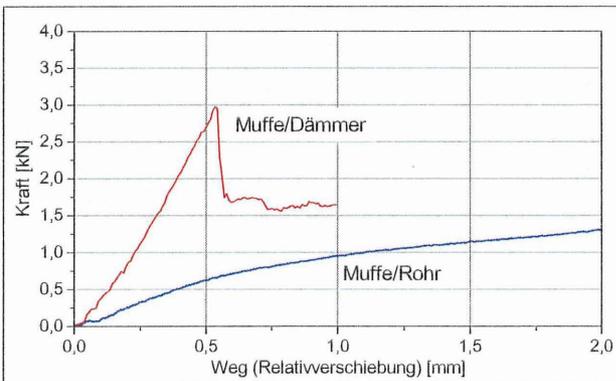


Abb. 11: Druckversuch an den Verbindungen Muffe/Rohr (Abscheren der Montagenieten) und an der Verbindung Muffe/Dämmer.

erforderliche Kraft annähernd linear auf 3,0 kN an. Anschließend trat ein deutliches Versagen des Kontaktbereichs zwischen Muffe und Ringraumverfüllung ein. Abb. 13 zeigt die Muffe und die Ringraumverfüllung nach Versuchsende, wobei ausgeprägte Scherzonen am Formschluss im Kontaktbereich nicht zu erkennen waren.

Durch den Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme in Abb. 11 ist ersichtlich, dass die für die Überwindung der Montagehilfe zwischen Muffe und Rohr erforderliche und damit einwirkende Kraft stets deutlich kleiner ist, als die Kraft, die über den Formschluss zwischen Muffe und Dämmen mobilisiert werden kann.

Die horizontalen Messrohre wurden während der Hinterfüllarbeiten in die Hinterfüllung eingebettet. Dazu wurden in der bereits fertig gestellten Einbaulage ca. 0,40 m tiefe und 0,50 m breite Gräben ausgehoben. Ein dünnes Sandbett erleichterte das horizontale Ausrichten der Rohre. Die Muffen wurden während des Einbaus mit einem Sicherungsstift fixiert, der vor dem Überschütten wieder entfernt wurde. Zusätzlich wurde die Kraftübertragung zwischen Hinterfüllmaterial und Messrohr durch den Einbau von Magerbeton gesichert und damit die Übertragung der Verformungen der Hinterfüllung auf die Messrohre gewährleistet.

Die Längsmessrohre wurden durch die Widerlager hindurchgeführt, damit eine Messung von der Luftseite aus möglich ist. Dafür wurden bereits bei den Schalarbeiten für die Widerlager Leerrohre mit einem Durchmesser von 150 mm in das Widerlager eingebaut. Die Streckenmessrohre wurden in den Durchführungen mit Dichteinsätzen zentriert. Durch das Ausschäumen des Ringraums und den Einbau von Schaumstoff unter dem Rohr können die Relativverformungen zwischen Hinterfüllung und Widerlager schadlos aufgenommen werden. Der erste Messanschlag wurde direkt an der Widerlagerrückseite angeordnet.

6 Ausgewählte Ergebnisse der Verformungsmessungen am BW 37

Die Nullmessungen der Messstellen wurden ca. eine Woche nach dem Einbau noch während der Bauzeit ausgeführt, sofern die Messstellen zugänglich waren. Jeweils vor der Verkehrsfreigabe der Richtungsfahrbahnen im November 2006 und 2007 erfolgte eine erneute Messkampagne, die dann mit Messungen im Abstand von ca. sechs Monaten fortgesetzt wurde.

Für den Fahrkomfort sind die Relativverformungen zwischen Brückenbauwerk und den anschließenden Hinterfüllbereichen maßgebend. Die Setzungen der Brückenwiderlager wurden daher mit jeweils vier Höhenbolzen erfasst. Den Setzungsverlauf für das Widerlager Hof zeigt Abb. 14. Trotz der Vorbelastung und des vergleichsweise gut tragfähigen Baugrundes traten Setzungen bis zu 24 mm ein, die ausschließlich durch Baugrundverformungen unterhalb der Fundamente verursacht wurden. Bereits während der Bauzeit traten ca. 80 % der bisher registrierten Gesamtsetzungen ein, so dass nach der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Chemnitz nur noch Setzungen von ca. 4 mm zu verzeichnen waren. Die Baugrundverformungen umfassen neben dem Brückenbauwerk auch die anschließenden Hinterfüllbereiche und Streckenabschnitte und führten zu einer lang gestreckten Setzungsmulde, die für den Fahrkomfort als unkritisch zu bewerten ist.

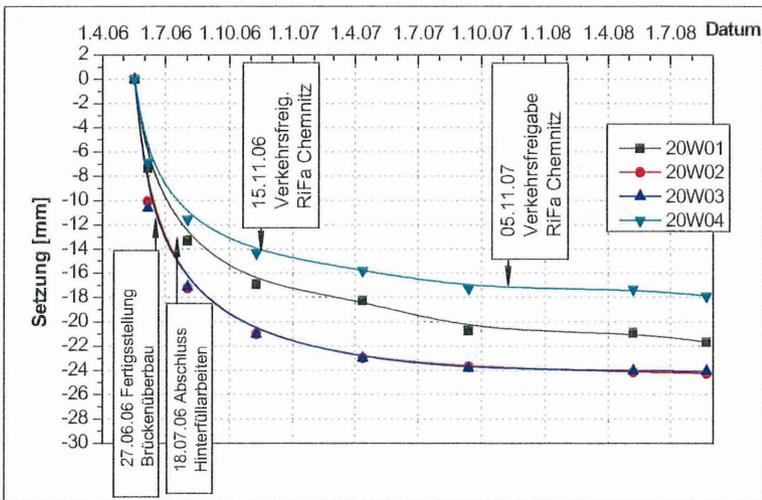


Abb. 14: Setzungen des Brückenwiderlagers Hof (Achse 20).

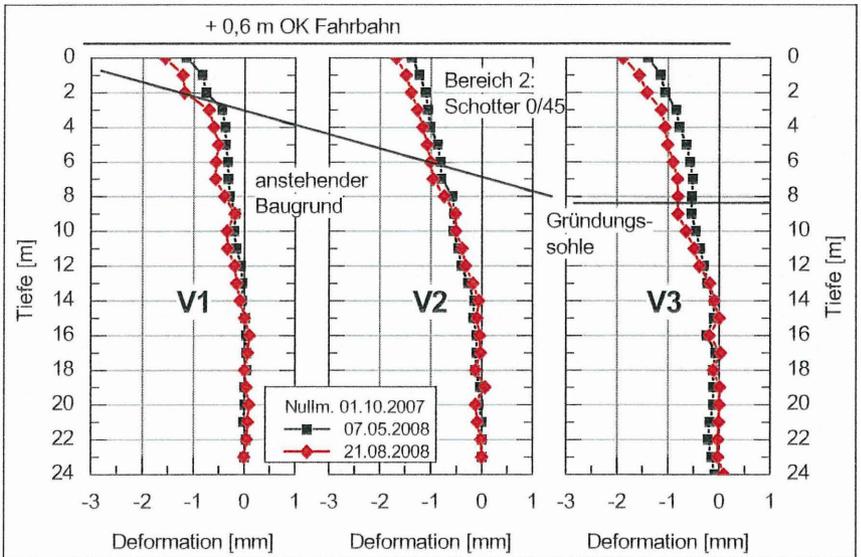


Abb. 15: Setzungen der Vertikalmeßstellen V1, V2 und V3 mit Streckenmessrohren in der Richtungsfahrbahn Chemnitz – Hof (Hinterfüllbereich 2, Schotter 0/45); Lage ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Mit den Vertikalmeßstellen, die mit Streckenmessrohren ausgerüstet wurden, war es möglich, den Setzungsverlauf über die Tiefe zu ermitteln. Allerdings konnten die Vertikalmeßstellen erst nach dem Einbau des Asphaltoberbaus hergestellt werden, so dass die Nullmessung für die in Abb. 15 dargestellten Vertikalmeßstellen V1 bis V3 erst am 01.10.2007 und damit ca. einen Monat vor der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Chemnitz – Hof ausgeführt werden konnten. Die Vertikalmeßstellen liegen im Eingliederungstreifen der Anschlussstelle. Der erste Messanschlag befindet sich daher ca. 0,60 m unterhalb der Fahrbahnoberkante. Die Messstellen V1 und V2 sind 24 m lang, die Messstelle V3 28 m.

Bis zum August 2008 und damit neun Monate nach Verkehrsfreigabe traten Setzungen der Fahrbahnoberfläche über dem Hinterfüllbereich 2 mit Schotter 0/45 von ca. 1,5 bis 2,5 mm auf, die mittels Nivellement von Messmarken in der Fahrbahn ermittelt wurden. In der gleichen Größenordnung liegen die Setzungen am Kopfpunkt der Vertikalmeßstellen V1 bis V3 (Abb. 15). Unterhalb einer Tiefe von ca. 14 m waren

keine Setzungen im Baugrund mehr zu verzeichnen. Die Baugrundverformungen im darüber liegenden Bereich bis zum Übergang in die Gründungssohle bzw. in die Hinterfüllung lagen bei ca. 0,5 bis 1,0 mm. Die restlichen Verformungen von ca. 1,0 mm traten innerhalb der Hinterfüllung mit Schotter 0/45 ein.

Die mit den Horizontalmessrohren Q1 und Q2 für diesen Hinterfüllbereich ermittelten Verformungen sind beispielhaft in Abb. 16 dargestellt. Das Messrohr Q2 quert die Hinterfüllbereiche 1 und 2 mit RC-Material und Schotter ca. 1,0 m über der Grenzfläche zwischen Hinterfüllung und anstehenden Boden. Mit diesem Messrohr werden somit hauptsächlich die Setzungen des Untergrundes erfasst. Die Setzungen innerhalb des Hinterfüllmaterials können durch Differenzenbildung mit dem ca. 3 m oberhalb verlaufenden Messrohr Q1 ermittelt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass das obere Messrohr Q1 in Abhängigkeit vom Baufortschritt deutlich später verlegt wurde.

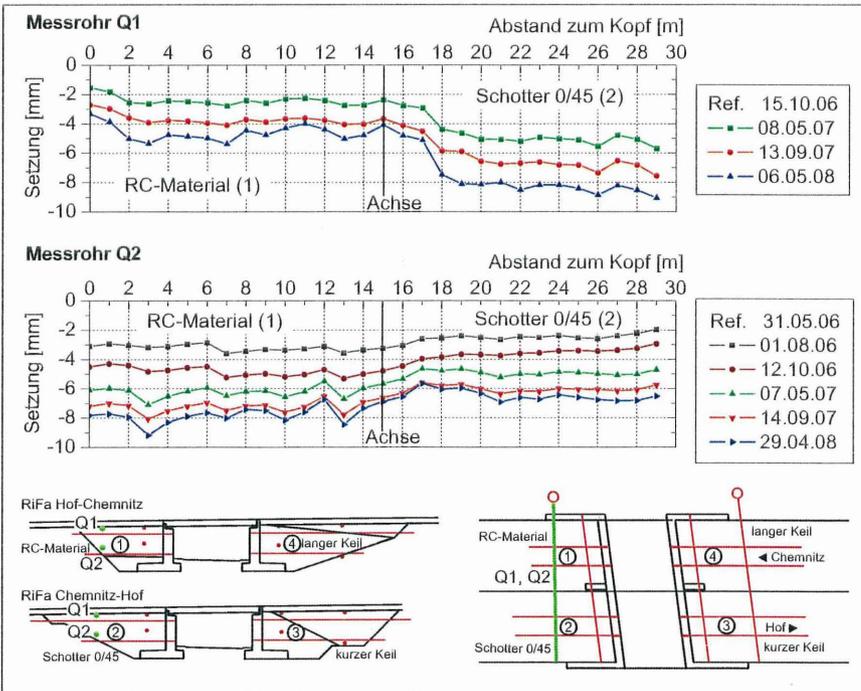


Abb. 16: Setzungen im Hinterfüllbereich 1 und 2 seit Nullmessung vom 15.10.2006 bzw. vom 31.05.2006.

Das untere Messrohr Q2 weist seit der Nullmessung am 31.05.2006 Setzungen von 7 bis 9 mm im Hinterfüllbereich 2 auf, die im Bereich 1 etwas größer sind. Im Gegensatz dazu traten beim oberen Messrohr Q1 seit der Nullmessung am 15.10.2006 deutlich stärkere Setzungen von bis zu 9 mm im Hinterfüllbereich 2 mit Schotter auf, während im Hinterfüllbereich 1 mit Recyclingmaterial Setzungen bis zu 5 mm beobachtet wurden.

Seit der Verkehrsfreigabe für die Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz sind im RC-Material zwischen oberem und unterem Messrohr Setzungen von ca. 2 mm aufgetreten. Im gleichen Zeitraum waren innerhalb des Schotters Setzungen von 5 mm zwischen oberem und unterem Messrohr zu verzeichnen. Dabei ist zu beachten, dass während der Arbeiten an der Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof der gesamte Verkehr durch eine 4+0 Verkehrsführung über die Richtungsfahrbahn Hof-Chemnitz erfolgte. Über die bereits komplett einschließlich der Hinterfüllungen fertig gestellte Brücke wurde der gesamte Baustellenverkehr für die Arbeiten im 2. Bauabschnitt abgewickelt. Das obere Messrohr lag nur ca. 0,50 m unterhalb des Planums, das direkt als Baustraße genutzt wurde. Nach Einbau des Oberbaus und erfolgter Verkehrsfreigabe für die RiFa Chemnitz-Hof im November 2007 traten im bisherigen Beobachtungszeitraum von ca. 9 Monaten Setzungen von ca. 1 mm im Schotter zwischen oberem und unterem Messrohr auf.

Die Setzungen innerhalb der Hinterfüllbereiche 3 und 4 mit dem kurzen und langen Magerbetonkeil sind in Abb. 17 am Beispiel der Messrohre Q5 und Q6 dargestellt. Die Messrohre verlaufen quer über beide Hinterfüllbereiche. Das untere Messrohr Q6 liegt vollständig im Magerbeton der beiden Keile, während das obere Messrohr Q5 nur im Hinterfüllbereich 4 im Beton des langen Keils eingebettet wurde und im Hinterfüllbereich 3 ca. 1 m oberhalb der Betonoberfläche im RC-Material verläuft. Bei der Auswertung ist wieder das unterschiedliche Datum der Nullmessung zu beachten.

Das untere Messrohr Q6 zeigt einheitliche Setzungen von 11 bis 14 mm, die mit den Setzungen des Widerlagers übereinstimmen und auf Baugrundverformungen zurückzuführen sind. Innerhalb des Magerbetons traten keine Setzungen ein, so dass das obere Messrohr Q5 im langen Keil seit der Nullmessung am 07.11.06 die gleichen Verformungsbeträge aufweist, wie das untere Messrohr im gleichen Zeitraum.

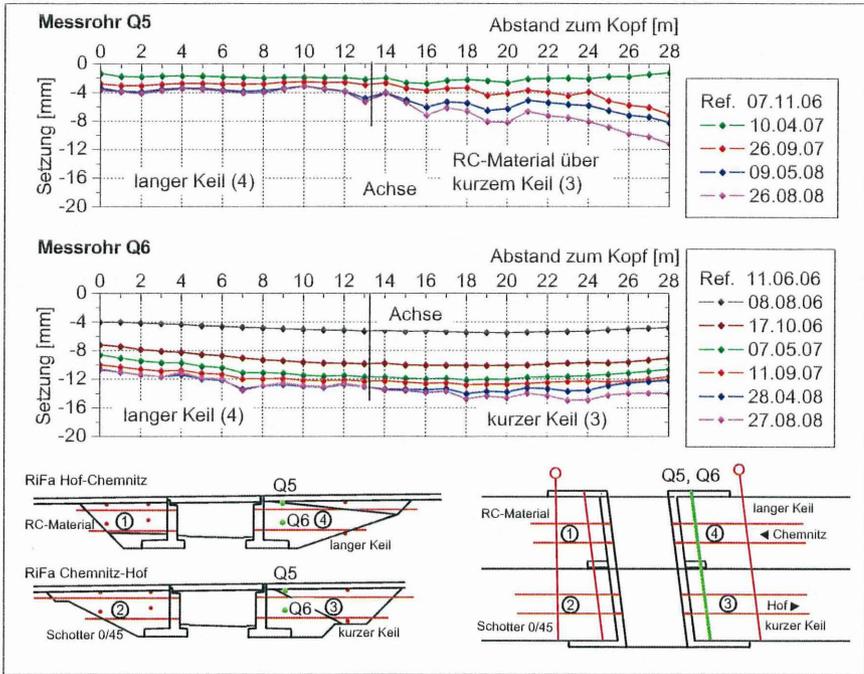


Abb. 17: Setzungen im Hinterfüllbereich 3 und 4 seit Nullmessung vom 11.06.2006 bzw. vom 07.11.2006.

Durch den Baustellenverkehr während des 2. BA mit den Arbeiten an der Richtungsfahrbahn Chemnitz-Hof wurden im RC-Material Setzungen von ca. 3 mm verursacht, die nach der bisherigen neunmonatigen Verkehrsbelastung nochmals um ca. 1,5 mm zunahmen. Die deutlichen Setzungen des oberen Messrohres im Bereich des Fußpunktes mit einem Abstand von 25 bis 28 m zum Kopfpunkt sind auf Arbeiten im Zusammenhang mit dem Verlegen einer Entwässerungsleitung zurückzuführen.

Weitere Ergebnisse und eine Darstellung, der am Bauwerk 15 ausgeführten, vier weiteren Hinterfüllungsvarianten sind in [6] enthalten.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Das Setzungsverhalten unterschiedlicher Konstruktionen und Materialien wird unter „realer“ Verkehrsbelastung an zwei Brückenbauwerken untersucht und mit einem aufwändigen Messprogramm erfasst. Im vorliegenden Beitrag wurden erste Ergebnisse der Setzungsmessung am Bauwerk 37 vorgestellt, da vom Bauwerk 15 aufgrund der unterschiedlichen Fertigstellungstermine noch keine Ergebnisse vorliegen.

Durch eine gute Zusammenarbeit mit den ausführenden Unternehmen bei gleichzeitig hohen Anforderungen an die Verlegegenauigkeit der Messrohre und durch einen erhöhten Messaufwand konnten die Verformungen innerhalb der Hinterfüllungen in der Größenordnung weniger Millimeter ermittelt werden.

Die sehr geringen Verformungen wurden mit einer Streckenmesssonde der Fa. Glözl Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH erfasst. Für die Streckenmesssonde wurde die Standardabweichung unter Wiederholbedingung bestimmt und der systematische temperaturbedingte Messfehler ermittelt, der bei den weiteren Auswertungen für die Korrektur der Messergebnisse genutzt werden konnte.

Nach der Verkehrsfreigabe am Bauwerk 37 traten im bisherigen Beobachtungszeitraum innerhalb der untersuchten Hinterfüllungen nur sehr geringe Setzungen auf, die kleiner als die zulässigen Einbauabweichungen für den Asphaltoberbau und kleiner als die baugrundbedingten Setzungen waren. Mit allen Bauweisen, die am Bauwerk 37 untersucht wurden, konnten somit ausreichend setzungsarme Hinterfüllungen hergestellt werden. Dabei hat sich insbesondere die relativ hohe Kohäsion des Recyclingmaterials als vorteilhaft erwiesen.

Die Messungen werden an beiden Bauwerken fortgesetzt. Die Verkehrsfreigabe für die derzeit im Bau befindlichen Hinterfüllbereiche am Bauwerk 15 wird voraussichtlich im Dezember 2008 erfolgen. Nach den ersten Tragfähigkeitsmessungen sind auch die qualifizierten Bodenverbesserungen am Bauwerk 15 viel versprechend, da hier ein wirtschaftlicher Vorteil schon beim Einbau erzielt werden kann.

Endgültige Empfehlungen für die Ausbildung setzungsarmer Hinterfüllbereiche werden nach Abschluss aller Messungen gegeben.

Wir bedanken uns bei der BAST bzw. beim BMVBS für die finanzielle Förderung des Forschungsvorhabens sowie beim Autobahnamt Sachsen und der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung für die angenehme Zusammenarbeit.

Literaturverzeichnis

- [1] Erg ZTV-ING Hessen: *Ergänzungen zu den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (Hessen)*. Hessische Landesamt für Straßen- und Verkehrswesen, Stand 11/2005.
- [2] Haberland, J.; Glötzl, F.: *Neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde*, in Messen in der Geotechnik 2006. Heft 82, S. 379-394; Braunschweig 2006.
- [3] Jaup, A.: *Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Gh Kassel; Heft 7; Kassel 1999.
- [4] Vogel, W.: *Maßnahmen zur Setzungsverminderung an Brückenübergängen*, in Erd- und Grundbautagung 2003, Vorträge der FGSV-Tagung "Erd- und Grundbau" am 12. und 13. März 2003 in Stade, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, S. 45-52; Bonn 2003.
- [5] DIN 1319-1: *Grundlagen der Messtechnik, Teil 1: Grundbegriffe*, Januar 1995.
- [6] Szczyrba, S.; Kudla, W.: *Setzungsreduzierende Bauweisen für den Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, in Vorträge der Baugrundtagung 2008 in Dortmund, S. 95-102; Essen 2008.

Autoren

Dipl.-Ing. Dipl.-Geol. Sebastian Szczyrba

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla

TU Bergakademie Freiberg

Institut für Bergbau und Spezialtiefbau

Gustav-Zeuner-Str. 1A, 09596 Freiberg

Mail: sebastian.szczyrba@mabb.tu-freiberg.de

Kontinuierliche vortriebsbegleitende Deformationsüberwachung der Inntalautobahn A12 und der Eisenbahnstrecke Innsbruck – Kufstein während der Auffahrung des Tunnel Jenbach

Dr. M. Jakobs, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH
Dipl.Ing. F. Siebers, Hochtief Construction AG
Dipl.Ing. F. Vorthmann, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH

1 Einführung in das Tunnelprojekt

Im Rahmen des Ausbaus der Transeuropäischen Eisenbahnnetze erfolgen umfangreiche Infrastrukturmaßnahmen zur Komplettierung der verschiedenen Nord-Süd Schnellbahntrassen. Besonderes Augenmerk gilt bei den Ausbaumaßnahmen den Alpenquerungen, weil sie mit ihren umfangreichen Tunnelprojekten hohe Anforderungen an die Vortriebstechnik stellen. In der nachfolgenden Abbildung ist der Verlauf der Achse Berlin – Palermo dargestellt. Bei dieser Hochgeschwindigkeitsachse erfolgt die Alpenquerung im Zuge des Ausbaus der Strecke München – Verona über die Brennerstrecke.

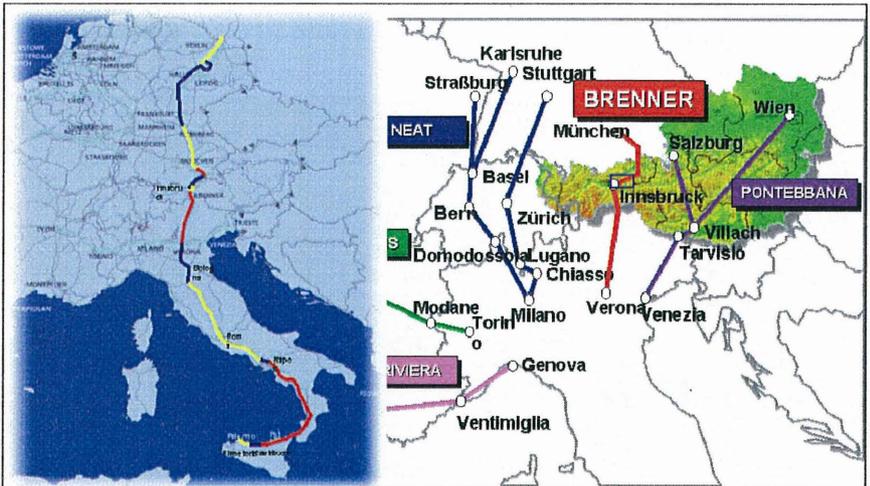


Bild 1: Transeuropäische Netz – TEN Achse Berlin - Palermo

Diese notwendigen Ausbauarbeiten werden in Österreich im unteren Inntal durch die Brenner Eisenbahngesellschaft BEG betrieben. Bis 2012 wird die Brenner Eisenbahn-

gesellschaft zwischen Kundl/Radfeld und Baumkirchen rund 40 Kilometer Neubautrasse herstellen. Fast 32 Kilometer dieser Anlage befinden sich in Tunnels, Wannen, Galerien und Unterflurtrassen. Mehrmals ist die Querung der Autobahn, der bestehenden Eisenbahnstrecke sowie eine Querung des Inns erforderlich. Die zukünftige Hochleistungsstrecke ermöglicht einen Bahnbetrieb mit Geschwindigkeiten von bis zu 250 km/h. Die folgende Zusammenstellung zeigt die Aufteilung der Bauaufteilung in die verschiedenen Lose.

Hauptbauwerke

- >> Hauptbaulos H1: Radfeld
- >> Hauptbaulos H2-2: Radfeld Mitte
- >> Hauptbaulos H2-1: Radfeld-Brixlegg
- >> Hauptbaulos H3-4: Münster-Wiesing
- >> Hauptbaulos H3-6: Tiergartentunnel
- >> Hauptbaulos H8: Jenbach
- >> Hauptbaulos H4-3: Stans
- >> Hauptbaulos H5: Vomp-Terfens
- >> Hauptbaulos H6: Galerie Terfens
- >> Hauptbaulos H7: Fritzens-Baumkirchen



Bild 2 : Ausbaustrecke Unteres Inntal

Im Hauptbaulos H8 errichtet die BEG einen zweigleisigen Tunnel mit 7 Rettungsstollen. Der Neubaustreckentunnel im Los H8 setzt im Wiesinger Tiergarten den von Osten kommenden Tunnel des angrenzenden Bauloses H3-6 nach Westen

fort und verläuft entlang des Bahnhofs Jenbach in einer Tiefe von rund 15 Metern. Nach Unterquerung der Inntalautobahn befindet sich die Tunnelröhre zwischen der Autobahn A12 und dem Inn. Der Tunnel unterfährt schließlich nochmals die Autobahn und taucht zur Verknüpfungstelle Stans auf. Westlich der Verknüpfungstelle befindet sich das benachbarte Baulos H4-3. Die Bauarbeiten im Los H8 beginnen im Sommer 2006 und enden 2010. Die Tunnelbauarbeiten werden ausgeführt durch die Arbeitsgemeinschaft Tunnel Jenbach, die sich als Konsortium der Baufirmen Strabag AG, Züblin AG und Hochtief AG gebildet hat. An die 840 m offene Bauweise im Bereich der Verknüpfungstelle Stans schließt sich der TBM-Vortrieb an.

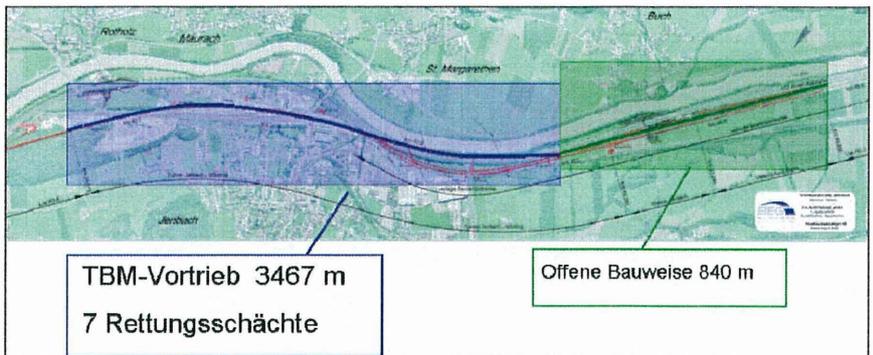


Bild 3 : Ausbaustrecke Unteres Inntal – Tunnelos H8

Zur Herstellung des rund 3.470 Meter langen Tunnels Jenbach/Wiesing kommt eine Tunnelvortriebsmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrüst zum Einsatz (Hydroschildvortrieb). Der Lockermaterialvortrieb befindet sich durchgehend im Grundwasser. An der östlichen Baulosgrenze werden „Mixed-Face-Conditions“ (Kombination aus Fels und Lockermaterial) erwartet. Nachstehend sind die wichtigsten Tunnelkennzahlen dargestellt.

Kennzahlen Vortrieb:

| | |
|--------------|------------------------|
| Länge: | 3467 m |
| Durchmesser: | 13 m |
| Ausbruch: | 460.000 m ³ |
| Überdeckung | 0,5 – 1,6 D |

Tübbing:

Stärke: 50 cm
Beton: 67.000 m³
Bewehrung: 6.400 to

Brandschutzinnenschale:

Stärke: 20 cm

Das nachstehende Bild zeigt den Vortriebsverlauf im Längsschnitt und gibt einen Überblick, welche sensiblen Objekte im Einwirkungsbereich des Tunnelbauwerks liegen.

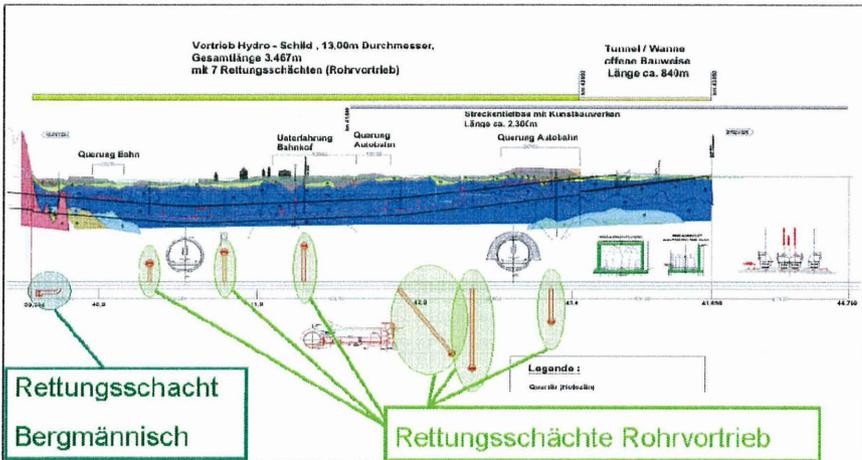


Bild 4 : Tunnelos H8 – Längsschnitt Tunnelvortrieb

Startphase:

Der Aufbau der insgesamt 75 m langen TBM mit den Nachläufern vollzieht sich in einem zum Trogbereich gehörenden Startschacht. In der Startphase fährt die TBM durch eine abdichtende Brille mit dahinterliegendem Dichtblock in den Berg hinein.

Der Tunnelvortrieb beginnt mit der Unterfahrung der Inntalautobahn in einem schleifenden Schnitt und verläuft dann zwischen Inn und Autobahn bis zu einer erneuten Querung der Autobahn. Nach dieser zweiten Querung der A12 erfolgt die Unterfahrung der Gleisanlagen des Bahnhofes Jenbach. Während der Unterfahrung

der Gleisanlagen streift der Einwirkungsbereich des Tunnels die Jenbacher Werke, die als Maschinbaubetrieb mit einer Vielzahl an verformungsempfindlichen Einrichtungen ausgestattet sind. Im Anschluss unterfährt der Tunnel die vorab gesicherte Brücke der Landesstraße L7 sowie die Anlagen der Zillertalbahn und das Gewerbegebiet Jenbach. Diese verformungssensitiven Objekte an der Tagesoberfläche müssen aus Sicherheitsgründen messtechnisch überwacht werden, um rechtzeitig Gegenmassnahmen bei Überschreiten von Warn- und Alarmwerten einleiten zu können.

2 Messtechnische Deformationsüberwachung

2.1 Messpunktanordnung

Aufgrund der verformungssensiblen Tagesoberfläche war durch den Bauherrn ein umfangreiches Meßprogramm im Tunnel und über Tage gefordert. Das nachstehende Bild zeigt die vorgeschriebenen Meßverfahren für die Schildfahrt im Bereich der Autobahn A12.

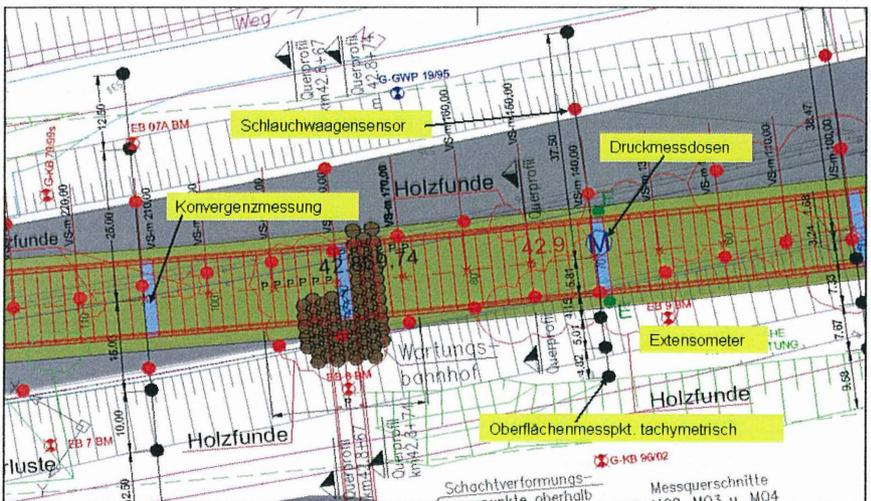


Bild 5 : Tunnelos H8 – Überwachungs-messungen

Vertraglich war die Oberflächenüberwachung als diskrete trigonometrische Punktbeobachtung mit einer Vielzahl von Einzelmesspunkten und Messquerschnitten gefordert. In Verhandlungen mit dem Bauherrn BEG (Brenner Eisenbahn-

gesellschaft) wurde das trigonometrische Oberflächenmeßprogramm hinsichtlich der Punktzahl ausgedünnt und durch den Einsatz eines kontinuierlich registrierenden Schlauchwaagenmeßsystems automatisiert. Kombiniert mit einer permanenten Visualisierung der Messergebnisse sowie der Fortschrittsanzeige des Tunnelvortriebs, wird dadurch ein erhöhtes Sicherheitsniveau für die Bewertung des Einflusses auf die Tagesoberfläche erreicht. Realisiert wird dies über das Monitoring-System ATDS. Darüber später mehr.

Nach Abschluß der Planungen für die kontinuierliche Deformationsüberwachung im Bereich der Inntalautobahn A12 und der ÖBB-Strecke wurden rund 250 Messpunkte für die Schlauchwaagenmessungen festgelegt. Ergänzt wurden diese im Bereich der ÖBB-Strecke durch 26 Neigungsmessungen an den Fahrdrabtasten. Um die kontinuierliche Höhenbeobachtung an der Tagesoberfläche in einem finanziell vertretbaren Rahmen zu halten, wurde das Konzept der wandernden Meßfelder (Bild 6 und 7) entwickelt.

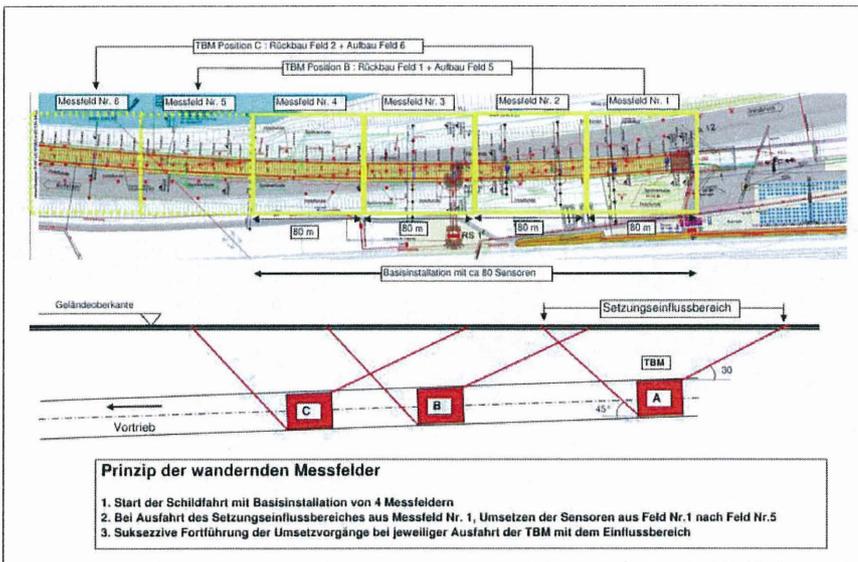


Bild 6 : Tunnelos H8 – Prinzip der wandernden Messfelder

Das Prinzip der wandernden Meßfelder sieht die Einteilung der Einwirkungsbereiche von der Autobahn und der Bahntrasse in 80 m lange Messfelder vor, die in

Abhängigkeit der Einwirkungsintensität des Tunnelvortriebs mit unterschiedlichen Punktabständen versehen sind. Für den Start der Schildfahrt erfolgt eine Basisinstallation von Schlauchwaagensensoren in 4 Meßfeldern, wobei eine kontinuierliche Umsetzung der Sensorik bei der Ausfahrt der TBM aus dem jeweiligen Einflussbereich des Messfeldes in das folgende vorgenommen wird. In Abhängigkeit der Lage des Einwirkungsbereichs im Meßfeld sind an den Autobahnrandern und im Mittelstreifen die Meßpunkte installiert worden. Im Zentrum der Einwirkungen betragen die Punktabstände 10m und reduzieren sich über 20 m bis zu 40 m am Rande (Bild 7). Als Punktvermarkung sind Eisenspieße mit einer Länge von 1,30 im Erdreich frostsicher gegründet worden, um bereits frühzeitig eventuelle Bodenbewegungen bei der Vermessung zu erkennen.

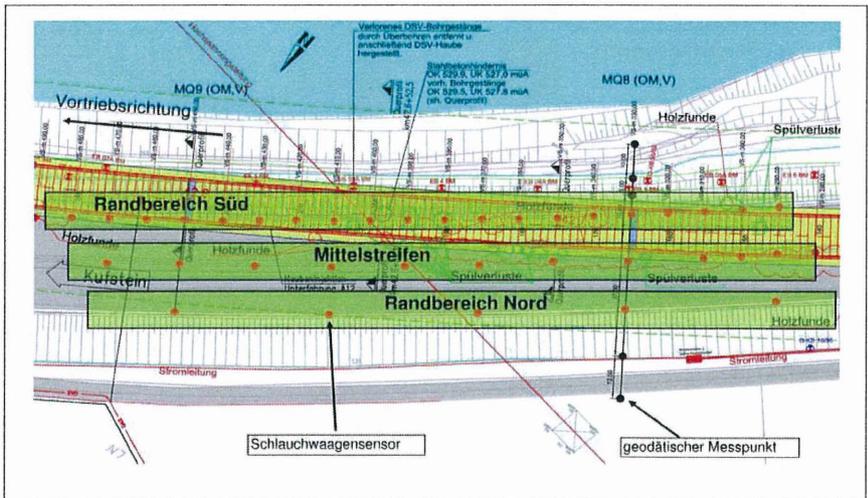


Bild 7 : Tunnellos H8 – Punktanordnung Wandernde Messfelder

Die Eisenspieße sind so konstruiert, daß sie als Meßstellenhalterung für das Schlauchwaagensystem und gleichzeitig als Prismenträger für die geodätischen Kontrollmessungen genutzt werden können.

2.2 Meßwerterfassung

Für die kontinuierliche Höhenbeobachtung wird die GeTec-Druckschlauchwaage eingesetzt. Bei diesem Meßsystem erfassen Druckaufnehmer an den einzelnen Meßstellen die Änderung des hydrostatischen Drucks gegenüber einer

Referenzmeßstelle. Diese Druckänderung wird in eine Höhenänderung umgerechnet. Das Referenzniveau ist durch den freien Flüssigkeitshorizont in einem Ausgleichsgefäß gegeben. Über Schläuche sind alle Meßstellen hydraulisch und pneumatisch mit dem Ausgleichsgefäß und somit mit dem Referenzniveau verbunden. Da das Ausgleichsgefäß nicht in die Messkette eingebunden ist, haben Pegeländerungen der Flüssigkeit (Flüssigkeitsverluste, gleichmäßige Erwärmung, etc.) keinen Einfluss auf das Messergebnis.

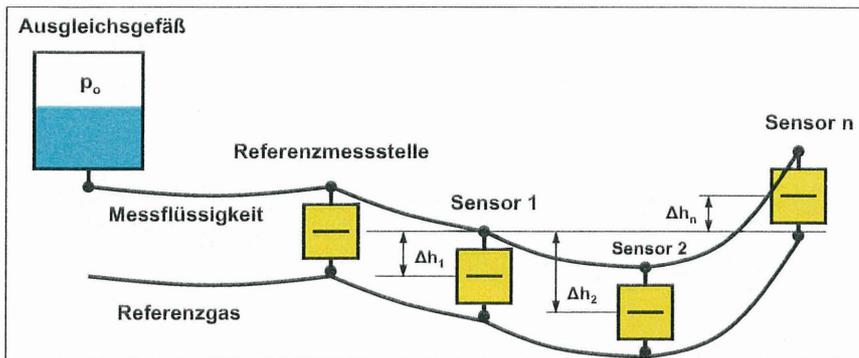


Bild 8: Prinzipskizze Druckschlauchwaagenmesssystem GeTec

Das Herz der GeTec-Druckschlauchwaage sind Druckaufnehmer, die sich durch Stabilität und Zuverlässigkeit auszeichnen. Die technischen Spezifikationen typischer Sensoren lauten:

- Messbereich 200 mm bis 500 mm
- Linearität 0.2 %
- Stabilität 0.1% Typ/ a
- TK Nullpunkt 0.1 %FS/°C
- TK Empfindlichkeit 0.1 % FS/°C
- Betriebstemperatur -20°C ... 80°C
- Kompensierter Bereich -20°C ... 80°C

Die Messsignale der Druckaufnehmer werden im laufenden Betrieb über einen frei wählbaren Zeitraum als Einzelmessungen erfasst und gemittelt. Die Standardabweichung dieses Mittelwertes beträgt in der Regel 0.02 – 0.05 mm. Daraus

resultiert nach einer Umrechnung der gemessenen Drücke in Höhenunterschiede eine Systemgenauigkeit von ca. 0.2 mm für die gemessenen Höhenänderungen (Setzungen und Hebungen). Bei einem ggf. erforderlichen Sensorwechsel ist eine Reproduzierbarkeit von 0.2 mm durch Präzisionsmechaniken und durch eine exakte Bestimmung der Kennlinie sowie des Nullpunktes des Sensors im Labor sichergestellt.

Im Bereich der Inntalautobahn ist das Schlauchwaagensystem als Liniensystem im Bereich des Mittelstreifens und an den Rändern installiert worden (Bild 9). Dabei ist auf eine möglichst schwingungsstabile Befestigung der Schläuche geachtet worden, um Meßwertverfälschungen durch Schwingungen aufgrund des ständigen Verkehrs hinsichtlich der geforderten Messgenauigkeit von +/- 0,5 mm zu minimieren. Aus diesem Grund ist das Schlauchsystem in Vierkantrohren geführt, die an den Leitplanken fixiert sind. Damit ist auch ein Schutz gegen mechanische Einwirkungen, die aus Schneeräumungen resultieren können gegeben.

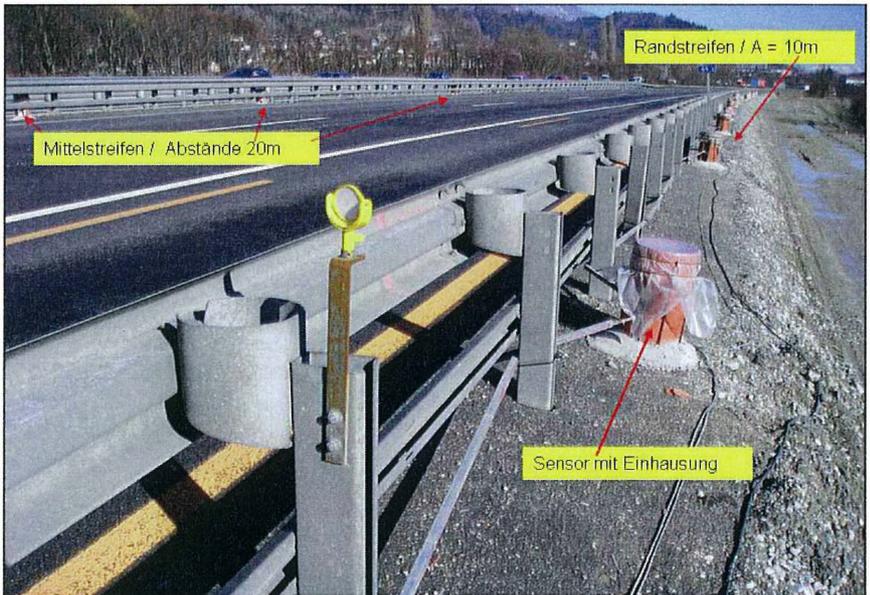


Bild 9: Schlauchwaageninstallation im Bereich der Inntalautobahn A12

Aufgrund der unvermeidlichen Höhenunterschiede im Trassenverlauf und des auf 500 mm beschränkten Meßbereiches erfolgt die Systemauslegung über Teilsysteme, die durch Übergabepunkte miteinander verknüpft sind. So ist es möglich das Gesamtsystem auf die Referenzpunkte der 3 Liniensysteme am Anfang des Tunnels zu beziehen. Eine entscheidende Anforderung an das Schlauchwaagensystem ist die Funktionsfähigkeit während der verschiedenen Temperaturperioden (Winter bis -15°C und Sommer bis zu $+50^{\circ}\text{C}$). Aus diesem Grund ist während der Frostperiode zwischen Oktober und März Frostschutz (bis -25°C) als Meßflüssigkeit eingesetzt worden. Aufgrund der Temperaturunterschiede während der Betriebsphase sowie den Höhenunterschieden im Trassenverlauf und den daraus resultierenden temperaturbedingten Dichteänderungen sind die Messwerte über ein entsprechendes Temperaturmodell korrigiert worden.

Die Unterfahrung des Bahnkörpers der ÖBB-Trasse schließt sich unmittelbar an die zweite Querung der Inntalautobahn der A12 an. Das nachstehende Bild gibt einen Überblick über die hohe Anzahl an Punkten, die kontinuierlich zu überwachen sind, um in diesem Bereich die Sicherheit der verformungssensiblen Objekte gewährleisten zu können.

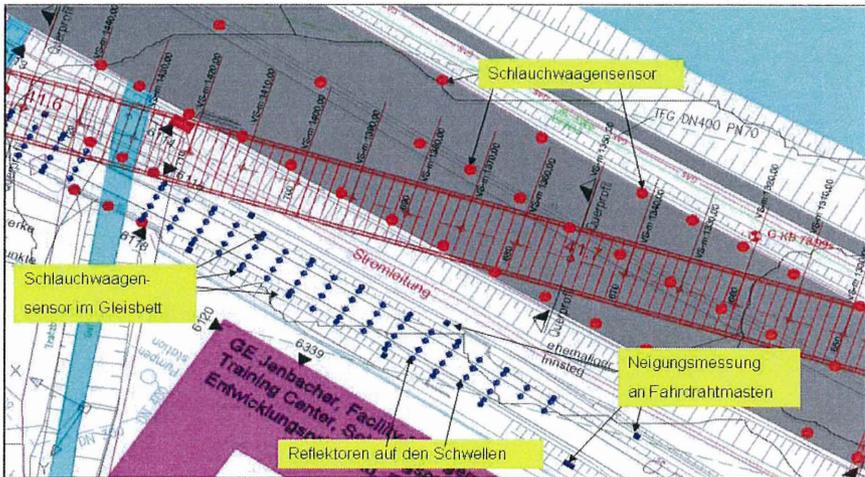


Bild 9 : Tunnelos H8 – Messfelder Übergang A12 / ÖBB-Trasse

Neben den 3 Messlinien an der A12 werden im Randbereich der beiden Gleise der ÖBB-Trasse 2 Messlinien mit einem Punktabstand von 10 m kontinuierlich mit dem Schlauchwaagenmeßsystem höhenmässig beobachtet. Ergänzend zu den Schlauchwaagensensoren im Gleisbett werden die Schwellen der beiden Gleise auf beiden Seiten im Abstand von 5 m mit Reflexmarken für eine trigonometrische Messung versehen. Diese Reflexmarken werden vor Vortriebsbeginn nullgemessen und definieren die Lage des Schienenkörpers. Wird während der Schildfahrt bei der Schlauchwaagenmessung ein Warnwert verletzt, erfolgt sofort eine erneute trigonometrische Messung, durch die der Einfluss auf die Geometrie der Gleise ermittelt werden kann. Für die Bewertung der Gleisgeometrie werden die Schieflagen in Längs- und Querrichtung sowie die Schieflagen der Diagonalen eines Gleisabschnitts berechnet und mit den zulässigen Verformungen verglichen.



Bild 10 : Tunnelos H8 – ÖBB-Trasse / Meßelemente

Zur Komplettierung der Deformationskontrolle im Bahnbereich sind die Fahrdratmasten der Bahnlinie mit Zweiachsinklinometern versehen, die kontinuierlich die Neigungen quer zur Vortriebsrichtung und in Vortriebsrichtung messen. Neben der Überwachung der ÖBB-Trasse sind in diesem Bereich noch die Jenbacher Werke mit ihren verformungssensiblen Maschinenanlagen und eine Landesstraßenbrücke mit einer Statik, die kaum Verformungsbeträge zulässt, zu überwachen. Während die Landesstraßenbrücke an ihrer Konstruktion mit Schlauchwaagensensoren und Reflexmarken zur direkten Verformungsüberwachung

ausgestattet worden ist, ist bei den Jenbacher Werken das gleiche Prinzip wie bei der A12 und der ÖBB-Trasse mit der Deformationsermittlung im Untergrund über die Eisenspieße angewendet worden.

Organisatorisches:

Um eine lückenlose Überwachung der Objekte zu gewährleisten, bedarf es einer vorausschauenden Planung hinsichtlich der Auf- und Umbauten von Messfeldern. So wurden vielfach Wartungszustände mit Stillständen der TBM genutzt und terminlich mit den Beteiligten abgestimmt.

Einige Aspekte der Ein- und Umbauaktionen

- Sperrung von Fahrbahnen A12
- Bereitstellung von Sicherheitsposten ÖBB-Trasse
- Abstimmung der Gewerke: Tiefbauarbeiten, Einbringen der Aufnahmeträger
- Abstimmung der Gewerke: Einrichten und Aufbau der Sensorik
- Abgleichen und Justierung Messwerterfassung
- Abschließende Übergabe der koordinatenmäßige bestimmten Messpunkte ins ATDS - Monitoring-System

Das Planen und Zusammenführen der obigen Arbeiten oblag dem vor Ort befindlichen Vermessungsingenieur, der gleichzeitig für die gesamten ober- und untertägigen Deformationsmessungen während der Schildfahrt zuständig war.

3 Das System ATDS – Visualisierung und Alarmierung

ADVANCED TUNNEL DRIVE STEERING

Die ständige Kontrolle des Deformationsverhaltens der Tagesoberfläche und die Überwachung der aktuellen Messwerte hinsichtlich der Verletzung von Warn- und Alarmwerten erfolgt mit dem Visualisierungssystem ATDS. Das Programmsystem ist beim Tunnelvortrieb Jenbach als Bildschirm auf der Vortriebsmaschine in die Maschinensteuerungsumgebung integriert (Bild 11). Mit der zentralen Datenerfassung von ATDS werden die während des Schildvortriebs anfallenden Verformungsmessergebnisse, relevante Maschinendaten und Steuerungsvorgaben aufgezeichnet. Von besonderer Bedeutung ist dabei die Messung der Verformungen unmittelbar bei ihrer Entstehung mit Hilfe eines hydrostatischen Messsystems

(Schlauchwaagen) und die sofortige Weiterleitung an die Datenbank und das Visualisierungssystem. Mit ATDS ist es erstmals möglich, die auftretenden Verformungen der Geländeoberfläche und an Bauwerken sowie die relevanten Maschinen- und Steuerungsdaten während des Vortriebs gleichzeitig und in Echtzeit zu erfassen, zu visualisieren und durchgängig zu dokumentieren.

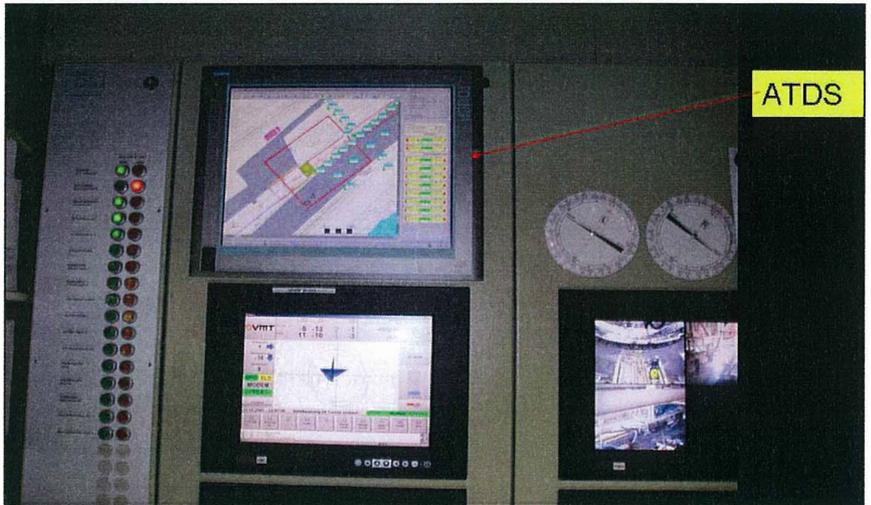


Bild 11 : Tunnelos H8 – ATDS in der Steuerungsumgebung der TBM

Die Messergebnisse des Schlauchwaagensystems werden kontinuierlich im 15-Minutenrhythmus über ein Bussystem erfasst, in die Datenbasis des ATDS-Systems übertragen und ständig mit den Maschinenparametern, die direkt aus der Steuerungs-SPS ausgelesen werden, visualisiert. Besondere Anforderungen haben sich beim Tunnel Jenbach aus der Länge des Vortriebs für das Bussystem zusammen mit der großen Anzahl der Teilnehmer ergeben. In der Hochphase bei der zweiten Querung der Autobahn und der Unterfahrung der ÖBB-Trasse beträgt die Buslänge ca. 3 km mit einer Teilnehmerzahl von ca. 250 Meßstellen. Parallel zu den kontinuierlichen Aufzeichnungen der elektrischen Meßsystem werden die Ergebnisse der terrestrischen geodätischen Messungen nach erfolgter Messung in das Visualisierungssystem eingespielt und bieten eine ständige Kontrolle des Schlauchwaagensystems.

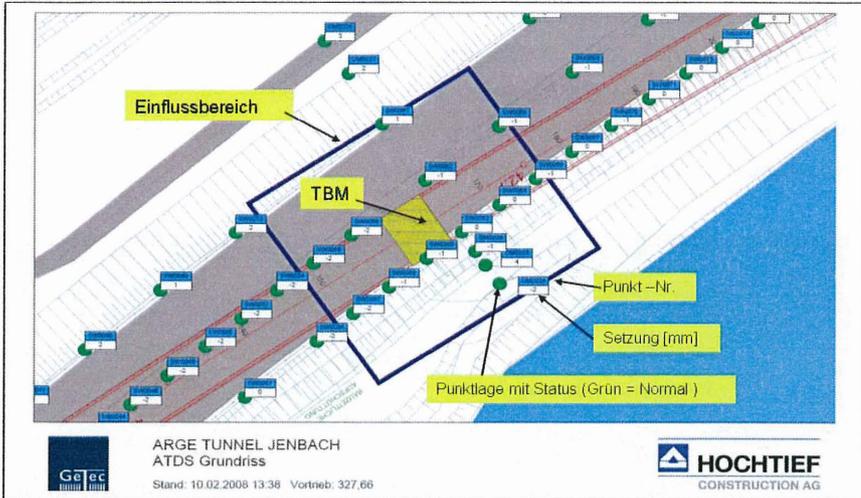


Bild 12 : Tunnelos H8 – Deformationsdarstellung A12 in ATDS mit Ampelfunktion

Bild 12 zeigt eine typische ATDS-Ausgabe während der Schildfahrt. Die Tunnelbohrmaschine wird mit ihrem Einwirkungsbereich zusammen mit den aktuellen Messwerten abgebildet. Die Messpunkte sind mit einer Ampelfunktion hinterlegt, die mit Farbumschlägen (grün auf orange, orange auf rot) auf Verletzungen der vorgegebenen Warn- und Alarmwerte reagiert. Damit kann die TBM-Besatzung den Vortriebseinfluß online beobachten und sofort Gegenmaßnahmen bei kritischen sicherheitsrelevanten Situationen einleiten. Weiterhin können für jede Messstelle Übersichten in Form von Zeitbewegungsdiagramme zusammen mit dem Tunnelfortschritt angezeigt werden (Bild 13).

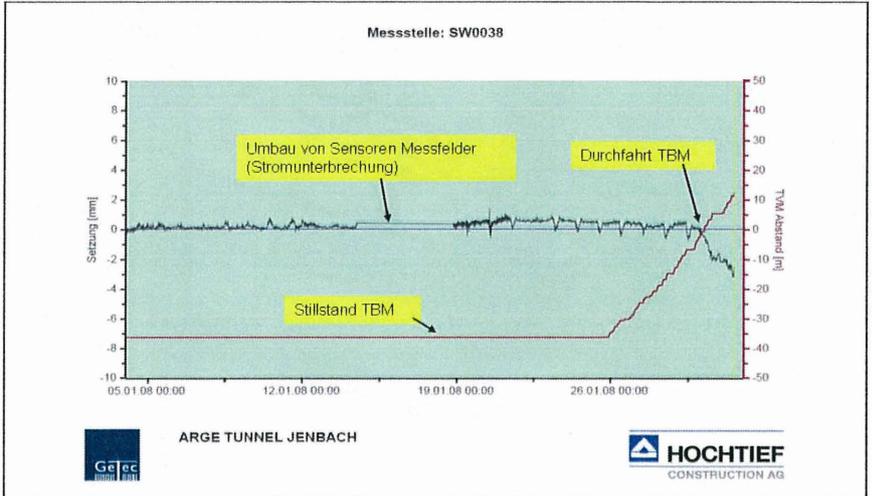


Bild 13 : Tunnelos H8 – Zeitbewegungsanalyse in ATDS

Monitoring für mehrere Anwender

ATDS ist so ausgelegt, dass mehrere Anwender gleichzeitig an dem Monitoring teilnehmen können. So waren bei der Schildfahrt „Tunnel Jenbach H8“ folgende Parteien beteiligt.

- TBM Steuerstand (Schichtingenieur, Schildfahrer)
- Vermessung Schildfahrt
- Bauherr BEG (Sonderbauaufsicht)
- Konsulenten der Jenbacher Werke
- Support der Fa. GeTec

Für die Monitoringanwender ist es von entscheidender Bedeutung, ATDS – Prozeßbilder zur Verfügung zu haben, die eine schnelle Bewertung des Deformationsverhaltens ermöglichen. So ist die Meßwertdarstellung der reinen Höhenbeobachtung für die Unterfahrung der ÖBB-Strecke und der Landesstraßenbrücke um die Schief lagen erweitert worden (Bild 14). Auch diese Schief lagen sind mit Warn- und Alarmwerten versehen und zeigen durch Farbumschläge, in wie weit sicherheitsrelevante Verformungen auftreten.

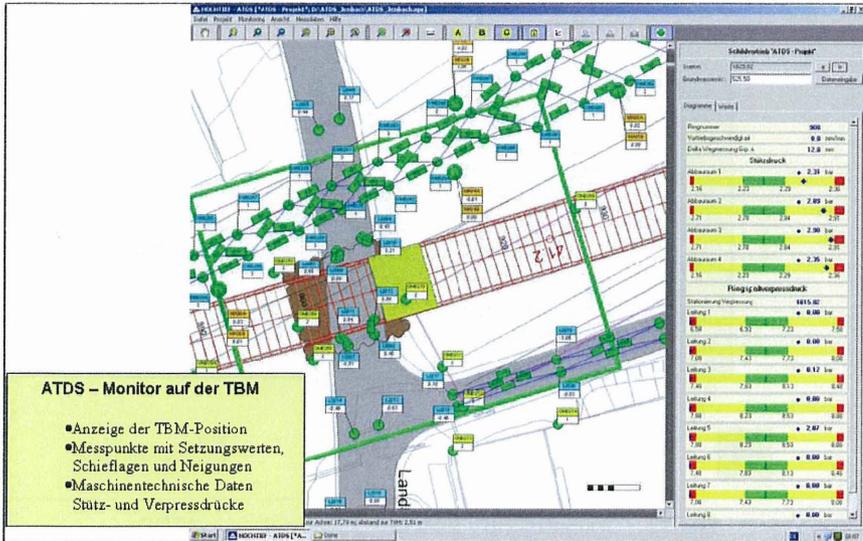


Bild 14 : Tunnelos H8 – ATDS-Prozessbild mit Schiefenlagen

4 Zusammenfassung

Der Tunnel Jenbach wird über ca. 3,5 km als Hydroschildvortrieb aufgeföhren. Im Einwirkungsbereich des Tunnelbauwerks liegen die Inntalbahnautohahn A12 sowie die Eisenbahnstrecke Innsbruck-Kufstein. Diese müssen aus Sicherheitsgründen meßtechnisch überwacht werden, um rechtzeitig Gegenmaßnahmen bei Überschreiten von Warn- und Alarmwerten einleiten zu können. Für die Umsetzung der Überwachungsaufgabe wurde der Tunneleinwirkungsbereich in Messfelder für Autohahn und Eisenbahn eingeteilt, die je nach Lage im Einwirkungsbereich mit Messpunkten mit unterschiedlichen Punktabständen installiert wurden. Als Punktvermarkung sind Eisenspieße mit einer Länge von 1,30 im Erdreich frostsicher gegründet worden, um bereits frühzeitig eventuelle Bodenbewegungen bei der Vermessung zu erkennen. Diese Eisenspieße wurden mit elektrischen Schlauchwaagen der Fa. GeTec, Aachen bestückt, die kontinuierlich die Höhenlage der Meßpunkte mit einer Genauigkeit von 0.5 mm aufzeichnen und über ein Visualisierungssystem eine ständige Kontrolle des Zustandes der sichtsrelevanten Objekte zusammen mit dem Tunnelfortschritt ermöglichen. Über das Visualisierungs- und Alarmsystem ATDS der Hochtief Construction AG werden die Oberflächenbewegungen direkt auf der Tunnelvortriebsmaschine online visualisiert

und den verantwortlichen Stellen für die weiteren Bewertungen zur Verfügung gestellt.

Digitales Gleitmikrometer, Gleitdeformeter und Trivec

Daniel Naterop, Solexperts AG

1 Einleitung

Vor 40 Jahren wurden an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich das Gleitmikrometer und etwas später das Trivec-Messsystem entwickelt. Das Ziel von Prof. Dr. K. Kovári, damals Leiter des Instituts für Strassen- und Eisenbahnbau (ISETH), war, in Boden und Fels sowie in Bauwerksteilen Verschiebungsprofile präzise messtechnisch zu erfassen. Seither sind die Systeme in vielen Projekten erfolgreich eingesetzt worden. Vor ca. 20 Jahren wurde ergänzend dazu das Gleitdeformeter entwickelt. Im Zuge der Anwendung, speziell im Tunnelbau, wurde der hohe Stellenwert dieser Messsysteme festgestellt. Die Resultate waren ein wichtiger Teil um das Strukturverhalten Bauwerk- Baugrund zu beurteilen und dienen der Überwachung bestehender und neu erstellter Bauwerke. In den vergangenen Jahren wurden die Messausrüstungen und die Messrohre laufend weiter entwickelt, um die gestellten Messaufgaben präziser und weitreichender ausführen zu können. Die aktuelle Entwicklung dieser Messsysteme beinhaltet die Digitalisierung der Messgeräte und die Integration von Sensoren höchster Genauigkeit.

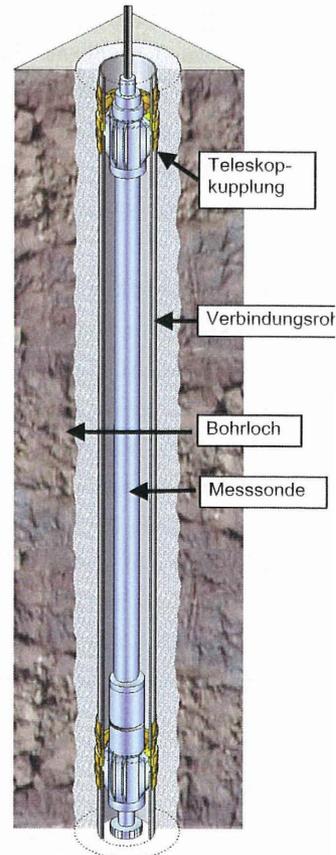


Abb. 1: Schemaskizze Sonde im Messrohr

2 Messausrüstung zur Ermittlung von Verschiebungsprofilen

Um die Verschiebungen und Verformungen im Boden, Fels und in Bauwerksteilen zu ermitteln, wurde ein Messsystem entwickelt, das aus einer portablen Messausrüstung und den Messrohren besteht. Die Messrohre, welche eine Messlinie bilden, werden im Boden und Fels, meist in Bohrungen, eingebaut oder in Pfählen, Schlitzwänden oder anderen geotechnischen Bauwerksteilen installiert. Mit der Messausrüstung und den installierten Messrohren werden entlang dieser Messlinie, einer Reihe von regelmässig in 1m-Abstand angeordneten Messpunkten, die Verschiebungsprofile ermittelt. Die wesentlichen Merkmale dieses Messsystems sind:

- Die Messsysteme können für verschiedenste geotechnische Problemstellungen im Fels, Boden und in Bauwerken eingesetzt werden.
- Die Basislänge der Messsonden beträgt 1.0 m
- Die Messlinie, welche durch die Messrohre gebildet wird, weist jeden Meter Teleskopkupplungen auf. Dadurch werden die Verschiebungen praktisch zwängungsfrei mit der Messausrüstung erfasst.
- Die ermittelten Messresultate weisen eine hohe Messgenauigkeit, Reproduzierbarkeit und Langzeitzuverlässigkeit auf.
- Die portable Messausrüstung kann in mehreren Messrohren und Projekten eingesetzt und regelmässig kalibriert werden.

2.1 Messrohre

Die Messrohre bestehen aus Verbindungsrohren, in der Regel aus HPVC, und aus Teleskopkupplungen im Abstand von 1.0 m. Für Gleitmikrometer- und Trivec-Messungen bestehen die Teleskopkupplungen aus Messing und für Gleitdeformeter-Messungen aus ABS-Kunststoff. Die Teleskopkupplungen weisen innen konisch geformte Präzisionsmessmarken auf. Im Moment der Messung werden die sphärisch ausgebildeten Messsondenköpfe in den konisch geformten Präzisionsmessmarken gespannt und sind so während der Messung statisch bestimmt gelagert. Dadurch werden eine hohe Messgenauigkeit und eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Lagerung der Messsonde im Messrohr erreicht. Durch die spezielle Formgebung der Messsonden-Köpfe und der Teleskopkupplungen kann das Messrohr auf der

gesamten Länge mit der Messsonde befahren werden. Dazu wird die Messsonde mittels Messgestänge von der Messposition in die Gleitposition gedreht.

Spezielle Messrohre stehen je nach Anwendung zur Verfügung:

- Für kombinierte Messungen mit einem Bohrlochinklinometer werden Gleitmikrometer- und Gleitdeformeter-Messrohre mit innenliegenden Längsnuten installiert.
- Druckwasserdichte Messrohre werden mit doppelter O-Ring-Abdichtung gefertigt. Bei stark quellendem Gestein ist der Einsatz von Verbindungsrohren aus Stahl, unter Umständen aus rostbeständigem Stahl, zu empfehlen. Um den Kraftschluss zwischen Verbindungsrohr und Fels zu verhindern werden diese Rohre mit einer Kunststofffolie umhüllt.
- In weichen Böden, bei welchen Gleitdeformeter-Messrohre eingesetzt werden, wird die Verteilung des Messbereichs dem Ziel der Messung angepasst. Standard-Messrohre weisen eine Messbereichsverteilung von 50 mm Stauchung / 50mm Verlängerung auf. Instrumentierungen, bei denen mit Stauchungen zu rechnen ist (z.B. Konsolidationsversuche), werden mit Messrohren ausgerüstet, die für 80 mm Stauchung und 20 mm Verlängerung vorbereitet sind. Werden grosse Verlängerungen und Dehnungen erwartet, sind Messrohre für 20 mm Stauchung und 80 mm Verlängerung vorzusehen.



Abb. 2. Gleitmikrometer- Messrohre

2.2 Messrohrinstallation

Lösungen für verschiedenste Problemstellungen bei der Messrohrinstallation wurden erfolgreich realisiert. Diese Erfahrungen können bei der Planung und Ausführung der Installationen einbezogen werden.

Die Messrohre werden üblicherweise in Bohrungen installiert. Der Ringraum zwischen Bohrloch und Messrohr wird mit einer Suspension auf Zementbasis verfüllt. Meist besteht die Suspension aus Wasser, Tonpulver und Zement. Das Mischungsverhältnis der einzelnen Komponenten wird dem Belastungs-Verformungsverhalten des Bodens oder dem Fels angepasst, damit die erhärtete Suspension die auftretenden Verschiebungen möglichst gut auf das Messrohr überträgt und die instrumentierte Bohrung das „natürliche“ Verhalten im Boden und Fels nur minimal beeinflusst. Bei weichen Böden wird ein Zementgehalt von ca. 200 kg pro m³ Suspension angestrebt. Damit diese Suspension stabil bleibt wird Ton (meist Aktivbentonit oder Opalinustonpulver) vor der Zementbeigabe zugemischt. Bei gut tragfähigem Boden und weichem Fels wird der Anteil des Zementes auf bis zu ca. 500 kg pro m³ Suspension erhöht. Die Aufbereitung der Suspension und das Verfüllen in die Bohrung müssen mit geeigneten Geräten erfolgen. Der Einsatz eines motorgetriebenen Injektionsmischer und Injektionspumpe ist zu empfehlen. Die Injektion wird über Injektionsschläuche oder Injektionsgestänge in die Bohrung meist drucklos eingebracht. Bei Überdruck aus der Bohrung erfolgt die Injektion mit Hilfe von Injektionspackern. Bei der Messrohrinstallation in stark geklüftetem Fels wird entweder der Fels vor der Messrohrinstallation vorinjiziert oder ein Geotextilstrumpf verwendet, der das Messrohr umhüllt.



Abb. 3: Messrohrinstallation in Pfählen

In Pfählen oder Schlitzwänden wird das Messrohr oft in die Bewehrung eingelegt und zusammen mit dem Pfahl oder dem Schlitzwandelement betoniert. Um Beschädigungen des Messrohres durch den Betoniervorgang zu verhindern, werden dann üblicherweise Verbindungsrohre aus Stahl verwendet.

Eine weitere Einbauvariante besteht darin, im Pfahl oder in der Schlitzwand ein Leerrohr einzulegen. Mittels einer durch das Leerrohr verlängerte Bohrung kann das Messrohr unter dem Pfahl oder der Schlitzwand verlängert werden. Nach dem Betonieren des Pfahles oder der Schlitzwand wird das Messrohr in das Leerrohr eingebaut und einzementiert. In mehreren Projekten, bei welchen Pfahlwände in Rutschhängen mit Trivec- oder Gleitmikrometer-Messrohren instrumentiert wurden, sind die Messrohre in die oben anschließende Stützmauer verlängert worden.

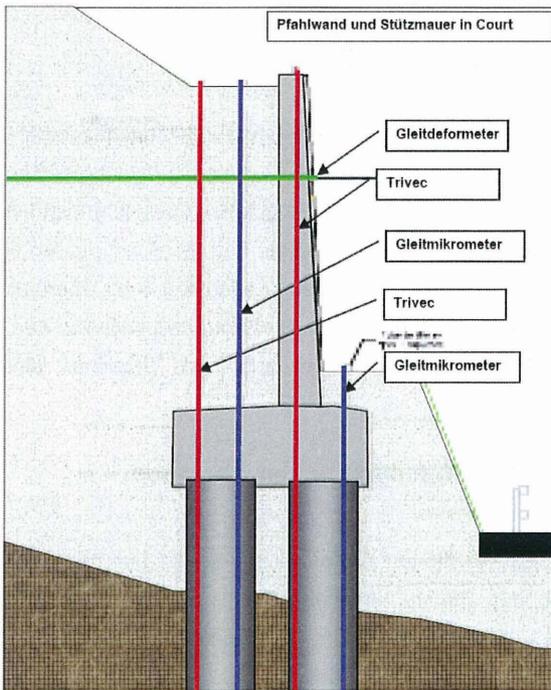


Abb. 4: Bild Messrohrverlängerung durch Pfahlwand in die Stützmauer

In Dichtwänden und in Erdkörpern werden an die Teleskopkupplungen Metallplatten angebracht, um die Verschiebungen auf die Messrohre zu übertragen.

Die Messrohre können im Zuge der Messungen verlängert oder verkürzt werden.



**Abb. 4: Venezia, Bocca di Lido: Konsolidationsversuch;
mit Gleitdeformometer instrumentiert**

Bei der Instrumentierung von Baugruben wird das Messrohr ab Geländeoberkante in eine Bohrung eingebaut. Im Bereich der Baugrube wird es dann mit fortschreitendem Aushub laufend gemessen und bis zur Baugrubensohle gekürzt. Danach erfolgt eine Verlängerung bis über die Bodenplatte. Speziell gefertigte Dichtflansche werden als obere Abschlüsse eingesetzt und dienen der Abdichtung gegen das unter Überdruck stehende Grundwasser. Bei Probeschüttungen ist das Messrohr üblicherweise durch den geschütteten Erdkörper laufend zu verlängern und nach Erreichen einer Teilschütthöhe laufend zu messen.

3 Trivec-Messungen an der Bogenstaumauer Emosson

(mehr als 20 Jahre)

Die üblicherweise in Talsperren installierten Messsysteme bieten nur beschränkt Informationen zur Beurteilung des Strukturverhaltens Talsperre – Foundation. Mit Bohrlochextensometern, Loten, Fugenmessgebern und geodätisch gemessenen Punkten werden punktweise Verschiebungen in der Talsperre und im Untergrund ermittelt. Unter speziellen Umständen ist eine vertiefte Kenntnis der Verschiebungen und Verformungen im Bauwerk und im Untergrund notwendig. Die Lage von Rissen, Klüften, Scherzonen oder Zonen mit schlechteren felsmechanischen Eigenschaften

mit der Grösse und Richtung der dort auftretenden Verschiebungsvektoren soll in diesen Fällen ermittelt werden.

In mehreren Talsperren wurden in den letzten Dekaden diese Messungen sehr erfolgreich und zum Teil langjährig eingesetzt. Unter anderem werden diese Systeme in Österreich (Kölnbrein und Zillergründl), in der Schweiz (Garichte, Albigna, Zervreila, Mauvoisin, und Emosson), in Lesotho (Katsedam) sowie in Südafrika (Vaal River Dam, Rode-Elsberg Dam) eingesetzt.

In Emosson wurde zur Langzeitbeobachtung der Talsperre vom untersten Kontrollgang der 190 m hohen Bogenstaumauer Bohrungen durch die Talsperre in den anstehenden Fels erstellt und mit Trivec-Messrohren instrumentiert. Seit 1987 sind wiederholt Messungen ausgeführt worden, um die vertikalen und horizontalen Verschiebungsprofile zu ermitteln.

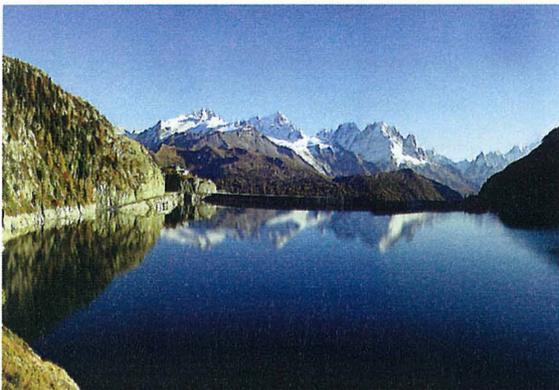
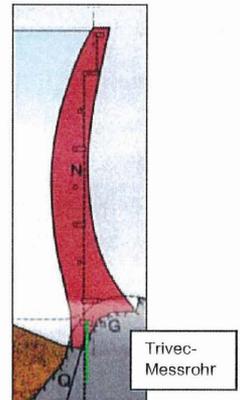


Abb. 5: Bogenstaumauer Emosson



Zu Beginn der Messkampagne wurden die Messungen alle 6 Monate, später jährlich und momentan werden sie alle 4 Jahre ausgeführt. Es ist vorgesehen, die Messungen im Zuge des Ausbauprojektes Nant de Drance mit Bau eines Zugangsstollens im möglichen Einflussbereich der Talsperre zu intensivieren.

Die Verschiebungsprofile in der vertikalen und der horizontalen Richtung (luft-/ wasserseitig) sind nachfolgend dargestellt. In der Kontaktzone Beton zu Fels können in vertikaler und horizontaler Richtung vergleichsweise etwas grössere Verschiebungen beobachtet werden. Bis zur Endtiefe des Messrohres sind geringe vertikale, vermutlich elastische, Verschiebungen im Fels von ca. 0.15mm/m ermittelt worden. In horizontaler Richtung sind luft-/ wasserseitig Verschiebungen von ca.

12.5 mm über die gesamte Messrohlänge gemessen worden. Gut ersichtlich ist die deutliche Korrelation der Verschiebungen mit den Talsperrenwasserständen.

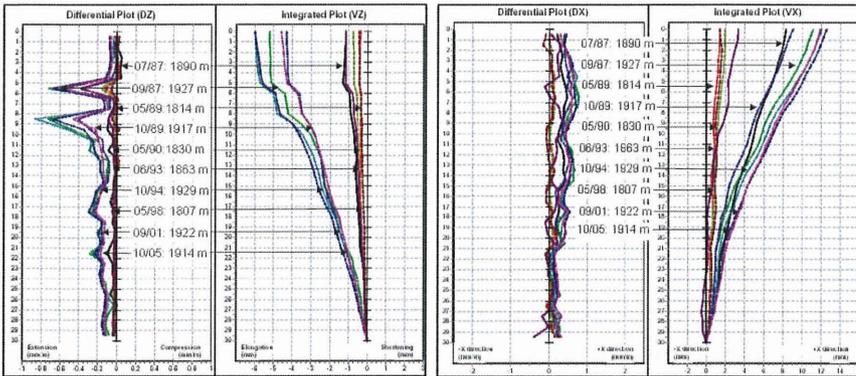


Abb. 6: Trivec-Messungen in Emosson; links: Vertikalbewegungen, rechts: Horizontalbewegungen (jede Linie stellt eine Messreihe dar)

4 Zürich, Pfahlkasterversuche Hardturm-Fussballstadion

Die Bemessung der Pfahlfundation des zukünftigen Fussballstadions Hardturm in Zürich basiert einerseits auf Erfahrungswerten aus der Umgebung und andererseits auf statischen Pfahlkasterversuchen. Drei Pfahlkasterversuche (Pfahldurchmesser 90 cm, Pfahllängen zwischen 11 und 17 m) wurden bezüglich Lage, Tiefe und Instrumentierung dahingehend ausgelegt, möglichst gute Aussagen über die Tragfähigkeit und Lastaufnahme der verschiedenen Bodenschichten zu erzielen.

Die Schweizer-Geotechnik Norm Nr. 276/1 legt die Anforderungen an die Belastungseinrichtung, den Versuchsablauf und die auszuführenden Messungen weitgehend fest. Die Prüflast von 12 MN wurde über 12 Erdanker mittels Litzenhebern (Hubhöhe 26 cm) und Flachpressen auf den Versuchspfahl aufgebracht. Neben der Steuerung und Messung der Pfahlkasterversuche wurden Pfahlverkipnungen mit

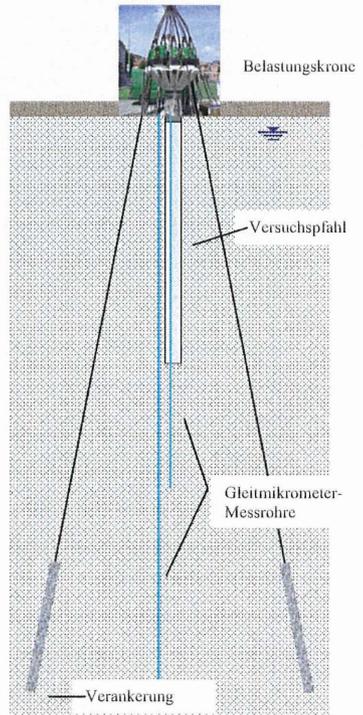


Abb. 7: Schema des Versuchsaufbaus

elektronischen Neigungsgebern ermittelt. Die Pfahlkopfsetzungen wurden mit automatisch betriebenen motorisierten Digitalnivelliergeräten gemessen. Die Daten aller Sensoren zur Pfahlkopfsetzung, Pfahlkopfverkipfung und Last wurden automatisch mit dem Solexperts GeoMonitor erfasst, per Modem fernübertragen und auf der Web-DAVIS-Projektwebseite dargestellt und so den beteiligten Ingenieuren direkt an ihrem Arbeitsplatz zur Verfügung gestellt.



Abb. 8: Pfahlbelastungsversuch mit Gleitmikrometermessung

Ein wesentlicher Teil der Versuchsergebnisse basierte auf der Verformungsmessung im, unter und neben dem jeweiligen Versuchspfahl. Im Pfahl wurde vor dem Betonieren ein Leerrohr eingelegt. Durch das Leerrohr wurde nach dem Betonieren eine Bohrung bis 8 m unterhalb des Pfahlfusses abgeteuft und das Messrohr auf der gesamten Länge eingebaut. Unterhalb des Pfahlfusses erfolgte die Verfüllung des Ringraumes zwischen Messrohr und Boden mit einer Wasser/Bentonit/Zement-Suspension mit vergleichsweise kleinem Zementgehalt. Im Bereich des Pfahles wurde der Ringraum mit einer Suspension mit wesentlich höherem Zementgehalt verfüllt.

Neben jedem Versuchspfahl wurde zudem in einer Distanz von 0.5 m bis 1.0 m eine Bohrung bis 40 m Tiefe erstellt und ebenfalls mit Gleitmikrometer-Messrohren instrumentiert.

Die Resultate eines Versuchspfahles sind nachfolgend als Belastungs-Zeitdiagramm und als Verschiebungsprofile dargestellt.

Die Ermittlung der Verschiebungsprofile im, unter und neben dem Pfahl mit dem hier eingesetzten Gleitmikrometer erlaubt für jede gemessene Belastung die Rückrechnung in Mantelreibung und Spitzenwiderstand. Beim Versuch bis 4MN Belastung und einer Setzung von weniger als 10 mm wirkte praktisch nur die Mantelreibung. Nach einer Erhöhung der Belastung wird vor allem der Pfahlsitzenwiderstand mobilisiert. In der numerischen Nachrechnung mit PLAXIS konnte durch eine Anpassung der Bodenkennwerte die Pfahlsetzungen und die Verschiebungen, Verformungen im und neben dem Pfahl gut abgebildet werden. Das Trag- und Setzungsverhalten kann für diesen Boden somit auch für andere Pfahldurchmesser zuverlässig abgeschätzt werden.

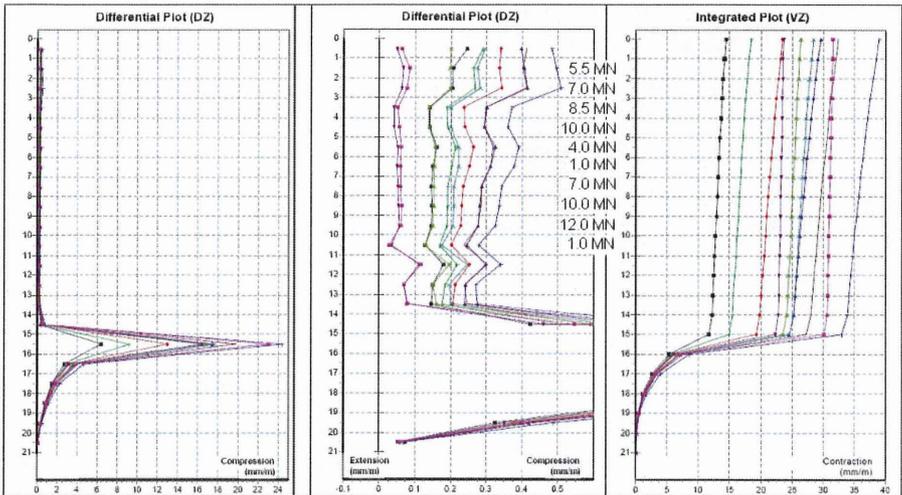


Abb. 9: Differentielle (links und in der Mitte) und integrierte Verschiebungen (rechts) im und unter dem Pfahl

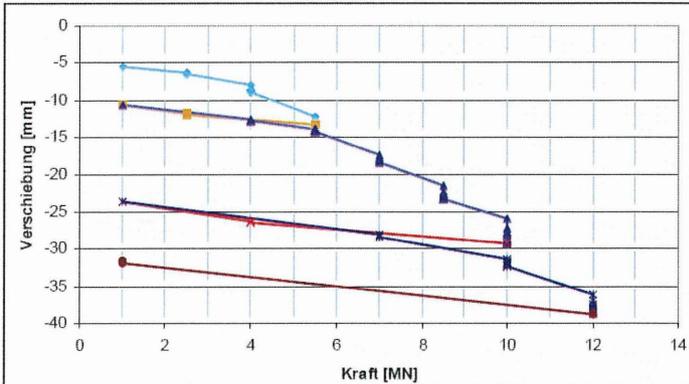


Abb. 10: Belastungs/Setzungsdiagramm

5 Neu entwickelte digitale Messausrüstungen

Gegenüber den analogen Messausrüstungen weisen die neu entwickelten digitalen Messgeräte wesentliche Optimierungen auf. Dies betrifft beim Gleitmikrometer und Trivec die Messgenauigkeit und die Linearität. Zudem wurde die Standardisierung der einzelnen Komponenten verbessert.

Das digitale Gleitmikrometer erfasst die messlinienaxialen Verschiebungen mit einer Genauigkeit innerhalb von ± 0.002 mm/m bei einem Messbereich ± 12.5 mm. Das Gleitmikrometer wird für Messaufgaben eingesetzt, bei welchen kleine Verschiebungen hochpräzise ermittelt werden müssen. Diese Bedingungen sind vor allem bei der Anwendung im Fels, Beton (Pfählen und Schlitzwänden) aber auch im Boden, wenn Bewegungen frühzeitig erfasst werden müssen, unabdingbar.

Mit dem digitalen Gleitdeformeter werden messlinienaxiale Verschiebungen mit einer Genauigkeit innerhalb von ± 0.03 mm/m und einem Messbereich ± 50 mm erfasst. Diese Sonde kommt vor allem im Boden und Fels zum Einsatz, wenn grössere Verschiebungen zu erwarten sind.



Abb. 11: Messungen mit dem digitalen Trivec

Das digitale Trivec misst messrohraxiale Verschiebungen wie das Gleitmikrometer und zusätzlich messrohrradiale Verschiebungen. Zur messrohrradialen Verschiebungsmessung ist die Trivec-Sonde mit einem biaxialen Neigungssensor mit einer Messgenauigkeit von $\pm 0.03 \text{ mm/m}$ und einem Messbereich von $\pm 10^\circ$ ab der vertikalen Lotrichtung ausgerüstet.

Die Linearität der Gleitmikrometer- und Trivec-Messausrüstung liegt innerhalb von $0.02\% \text{ FS}$ und Temperatureinflüsse auf das Messsystem werden weitgehend kompensiert. Zur Registrierung der Verschiebungen, welche durch sich verändernde Bauwerkstemperaturen verursacht sind, werden die Temperaturen zusätzlich zu den Verschiebungen laufend aufgezeichnet.

Neben der verbesserten Genauigkeit und Linearität der Messausrüstungen weisen die neu entwickelten Systeme folgende Merkmale auf:

- Digitale Signalübertragung von der Sonde. Dadurch ist das Messsignal durch sich verändernde Charakteristik des Kabels oder des Ablesegerätes unbeeinflusst.
- Das 6-adrige Messkabel mit einem Kevlarmantel und eine Kevlarseele weist ein vergleichbar kleineres Gewicht auf. Dadurch verringert sich auch das Gewicht der Kabelrolle und des Kabelhaspels.
- Für die Kabelverwahrung stehen 3 verschiedene Ausführungsvarianten (Kabel lose, Kabelrolle oder Kabelhaspel) zur Verfügung. Sie dienen der Messung aller drei digitalen Sonden und der Messung der analogen Gleitdeformersonde.
- Geringerer Stromverbrauch der Messausrüstung und damit einhergehend geringeres Gewicht des Ablesegerätes (kleine Batterien).
- Das Ablesegerät dient zur Messung aller hier aufgeführten digitalen Sonden und der Messung des analogen Gleitdeformeters. Zudem können mit diesem Ablesegerät auch weitere analoge Sensoren, z. B. Wegaufnehmer mit mV/V Ausgangssignal, Druckaufnehmer mit mV/V oder 4-20mA Ausgangssignal gemessen werden.
- Zur Datenerfassung aller Sonden steht ein PDA (Personal Digital Assistant) mit einer einfach zu bedienenden Trivec-Software zur Verfügung. Die Auswertung der Messungen erfolgt nachdem die Daten auf den Büro-PC übertragen wurden mit der universell einsetzbaren Trical-Software.

6 Zusammenfassung

Der Einsatz der hier beschriebenen Messsysteme in den letzten 40 Jahren, unter anderem in Talsperren, im Tunnelbau, bei tiefen Baugruben, potentiellen Rutschhängen und Felsrutschgebieten, bei Pfahllastversuchen, in Pfahlwänden, in Schlitzwänden sowie für Konsolidationsversuchen zeigt deutlich deren Bedeutung und den Stellenwert bei der Lösung verschiedenster geotechnischen Problemstellungen und der Überwachung von sicherheitsrelevanten Bauteilen. In der Zeit konnten viele Erfahrungen betreffend der Messsystemauslegung und

Einbaumethode gewonnen werden. Diese Erfahrungen gilt es für kommende Projekte einzusetzen.

Zusammen mit den neu entwickelten Komponenten des Messsystems, der Messrohre und der digitalen Messgeräte, wird der Einsatz der Messsysteme optimiert und die erzielten Messresultate werden weiter verbessert.

7 Literatur

Heribert Frodl, Daniel Naterop

Trivec and Sliding Micrometer: fully digital instruments for geotechnical displacement and deformation measurement, Proceedings FMGM 2007, Boston

Daniel Naterop, Hans J. Becker , Solexperts AG

Philipp Angehrn Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG

Statische Pfahlbelastungsversuche Hardturmstadion Zürich,
Beitrag Tagung 2006, Schweizerische Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik

Dipl. Bauing. Daniel Naterop

daniel.naterop@solexperts.com

Solexperts AG
Mettlenbachstrasse 25
8617 Mönchaltorf
Schweiz

info@solexperts.com
www.solexperts.com
Tel.: +41 44 806 29 29
Fax +41 44 806 29 30

Kontinuierliche Verformungsmessung vor der Tunnelbrust mit dem RH-Extensometer (RHX) und dem Modularen RH-Extensometer (M-RHX)

Patrick R. Steiner

1 Zusammenfassung

Das RH-Extensometer (Reverse Head Extensometer) wurde entwickelt, um kontinuierliche Verformungsmessungen vor der Tunnelbrust während des Vortriebs zu ermöglichen. Das Auslesen von Messdaten ist trotz des Rückbaus des Messgestänges während des Vortriebs möglich. Dies wird durch die Platzierung des Messkopfes, der die Sensoren und die Datenaufzeichnung enthält, im Bohrlochtieferen ermöglicht. Das heisst, der Messkopf ist am weitesten von der Brust entfernt und wird somit während des Vortriebs zuletzt erreicht. Während einer Auslesung werden die Messdaten durch Funk oder Datenkabel im zentralen Mittelrohr an die Ortsbrust übertragen. Die grossen Vorteile des RH-Extensometers gegenüber dem klassischen Gleitmikrometer sind die kontinuierlichen Messdaten und die geringere Störung des Vortriebs. Das Modulare Reverse Head Extensometer (M-RHX) ist die Weiterentwicklung zu einem modularen System, welches einen geringeren Bohrl Lochdurchmesser benötigt.

Sehr gute praktische Erfahrungen wurden beim Einsatz des RHX beim Bau des Gotthard Basistunnels gesammelt. Bei diesem 57 km langen Basistunnel durch die Schweizer Alpen werden kontrollierte Deformationen zwischen 0.5 und 0.7 m bei Ausbruch der 13m grossen Tunnelröhren zugelassen.

2 Einleitung

Heutzutage werden immer häufiger Tunnels mit sehr grossen Überlagerungen, schlechterem Fels und immer komplexerer Geologie aufgeföhren. Um unter diesen Bedingungen effizient und sicher zu arbeiten, wird der Vortrieb häufig mit der „Beobachtungsmethode“ gesteuert. Diese erfordert eine ständige messtechnische Überwachung des Vortriebs und die Anpassung des Ausbausystems an die jeweiligen geologischen Bedingungen. (Lunardi P., 1998). Die Elemente des

Ausbausystems, die dabei variiert werden können, sind unter anderem: Ankerungssystem, Abstand zwischen den Stahlbögen, Einsatz von hochdeformierbaren Betonelementen (hiDCon) in der Spritzbetonschale, Spritzbetonstärke, Vorbehandlung der Ortsbrust, Abschlagslänge, usw. Die Überwachung der „Extrusion“, d.h. die axiale Verschiebung der Ortsbrust, ist eine sehr wichtige Messgröße, um Aussagen über das Gebirgsverhalten zu treffen. Die klassische Instrumentierung hierfür beinhaltet das Gleitdeformeter für weichen Untergrund und das Gleitmikrometer für Messungen im Festgestein (Kovári, et al, 1979). Für den Einsatz dieser Messsysteme müssen Messrohre in die Ortsbrust eingebaut werden. Die manuelle Auslesung erfolgt durch Herausziehen der Messsonde aus dem Bohrloch, wobei die Messpositionen nacheinander angefahren werden.

3 Messprinzip des RH-Extensometers

Das RHX wurde entwickelt um kontinuierliche, automatische Messungen der Deformation der Ortsbrust und des noch auszubrechenden Gebirges davor zu erhalten. Das Gestänge und der Messkopf werden in ein Bohrloch in der Ortsbrust einzementiert. Da der Messkopf, welcher den Datenspeicher und die Sensoren enthält, sich an der tiefsten Stelle des Bohrlochs befindet, sind Messungen möglich, wenn Gestänge und Sensoren des RH-Extensometers während des Vortriebs ausgebrochen und dabei zerstört werden. Aktuelle RH-Extensometer sind zwischen 30 und 40 m lang und verfügen über 6 Messpunkte (siehe Abbildung 1).

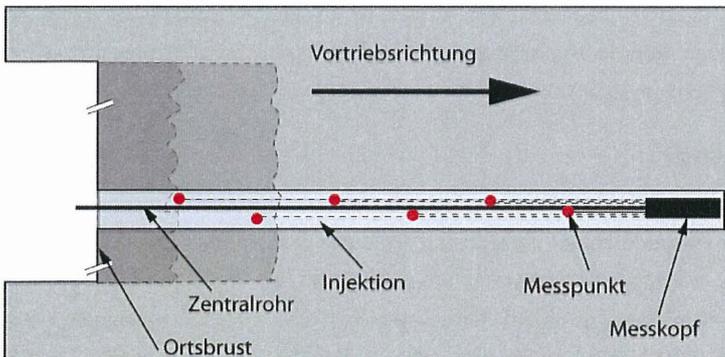


Abbildung 1: Messprinzip des RH Extensometers

Der Messkopf besteht aus zwei Teilen (Abbildung 2 & 3):

- 1) Messeinheit mit 6 Wegaufnehmern, einem Temperatursensor und einer optionalen Porenwasserdruckmesszelle
- 2) Dateneinheit, mit der die Messdaten gespeichert und per Funk weitergeleitet werden.

Der Weg der Wegaufnehmer beträgt 500 mm mit einer Genauigkeit von ± 0.1 mm. Die Dateneinheit besteht aus einem Datenlogger, einem Funkmodul mit einer externen Antenne und einer Batterie zur Stromversorgung. Die Batterie versorgt das System für 3 bis 4 Monate mit Energie. Die Dauer der Energieversorgung ist abhängig von der Umgebungstemperatur und der Aufzeichnungsgeschwindigkeit der Messdaten. Der Messtakt des Datenloggers kann von einer Messung pro 10 Sekunden bis zu einer Messung pro Tag eingestellt werden. Die Aufzeichnungsrate kann angepasst werden, wenn eine Verbindung mit dem Auslesegerät zum Auslesen der Daten hergestellt ist. Durch die grosse Speicherkapazität des Datenloggers (bis zu 16'000 Messwerte) verlängert sich das Intervall, in welchem die Messdaten ausgelesen werden müssen. Bei einer Messung pro Stunde und Kanal können Messdaten über einen Zeitraum von 80 Tagen ohne Auslesung gespeichert werden.

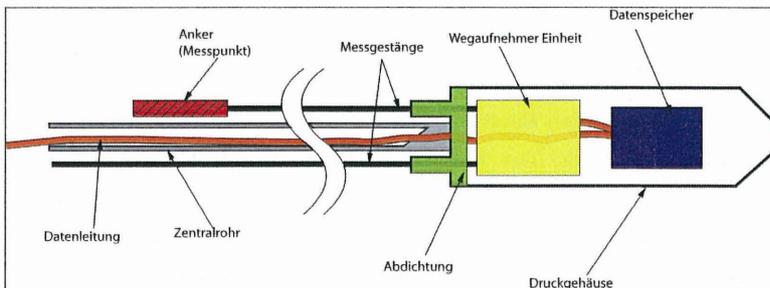


Abbildung 2: Schema des RH-Extensometer Messkopfes

Die Datenübertragung kann auf zwei unterschiedlichen Wegen realisiert werden. Innerhalb des Zentralen Mittelrohres verläuft ein Kabel, welches die Datenleitungen sowie eine Antenne enthält. Das Kabel ist mit dem Messkopf verbunden und liegt lose im zentralen Mittelrohr. So wird das Risiko eines Kabelbruches während des Vortriebs minimiert. Im Funkmodus dient das Kabel als Antenne. Nach einigen Abschlägen wird das Zentralrohr freigelegt. Die Antenne des Auslesegerätes, welches ein Funkmodul enthält, wird bei dem zentralen Mittelrohr

platziert und die Daten können per Funk ausgelesen werden. Als zweite, redundante Möglichkeit wird das Auslesegerät direkt an das Kabel angeschlossen und die Daten herunter geladen. In der Praxis zeigt sich, dass die zweite Möglichkeit praktischer und zuverlässiger ist.

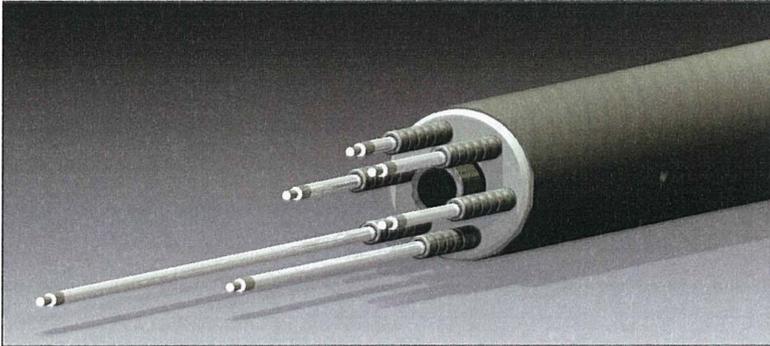


Abbildung: 3 Detailansicht des RHX Messkopfes

Im Gotthard Basistunnel (Baulos Sedrun) wurden Messdaten alle 2 bis 4 Tage ausgelesen, je nachdem wie das Zentralrohr an der Ortsbrust zugänglich war. Der Auslesevorgang erfolgt sehr rasch und der Aufenthalt an der Tunnelbrust dauert im Normalfall weniger als 10 Minuten.

4 Prinzip des M-RHX

Beim M-RHX, dem Modularen Reverse Head Extensometer handelt es sich um die Weiterentwicklung des RHX. Der M-RHX verfügt über eine höhere Anzahl an Messpunkten und kann in kleineren Bohrlochdurchmessern als der RHX eingebaut werden. Hierfür wurde das M-RHX in zwei Systemkomponenten aufgeteilt. Die erste Komponente beinhaltet die Weg-Messmodule, die modular hintereinander platziert werden können. Diese Module sind teleskopartig aufgebaut, wobei die Relativverschiebung zwischen den einzelnen Messstellen gemessen wird. Die Messstellen enthalten neben dem Wegaufnehmer auch einen Datentransferchip, in dem die Daten gespeichert und weitergegeben werden. Im zentralen Mittelrohr verlaufen die Datenleitung, über welche auch ausgelesen wird, und das Gestänge, welches die einzelnen Messstellen mechanisch miteinander verbindet.



Abbildung 4: Weg-Messmodul

Die zweite Komponente ist der Messkopf. Im Messkopf befinden sich der Hauptspeicher, der Datenprozessor und die Stromversorgung. Von hier aus werden im eingestellten Messtakt die einzelnen Wegmessmodule abgefragt; vom Bohrlochtieftesten nach vorne. Zum Auslesen wird das Auslesegerät an die Datenleitung angeklemt und die gespeicherten Daten aus dem Datenspeicher ausgelesen. Das ganze System ist so aufgebaut, dass bei einem Kurzschluss durch den Vortriebsprozess nur das nächste Modul betroffen ist und die Kommunikation mit den restlichen, dahinter liegenden, Modulen nicht betroffen ist.

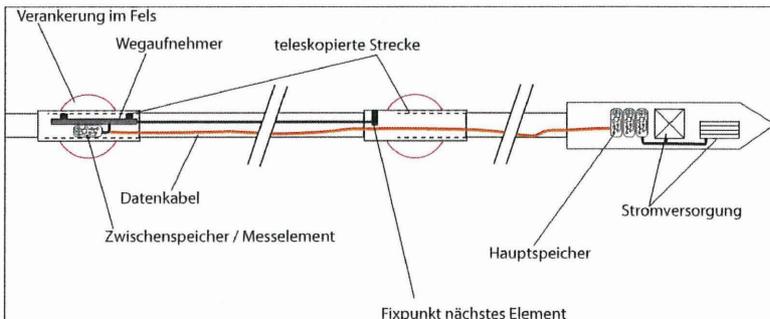


Abbildung 5: Prinzip M-RHX

Es können bis zu 16 Weg-Messmodule hintereinander eingebaut werden. Durch unterschiedliche Distanzstücke kann der Abstand zwischen den Messmarken variiert werden.

Im weiteren Text wird immer vom RHX gesprochen, Abweichungen des M-RHX dazu werden angegeben.

5 Verlauf des Einbaus

Die 6 Messpunkte sowie die Länge und der Verschiebungsbereich des teleskopierten Zentralrohres werden bei der Herstellung festgelegt. Beim M-RHX sind die einzelnen Wegmessmodule identisch, die Distanzstücke werden angepasst.

Das RH-Extensometer wird aufgerollt auf die Baustelle geliefert. Das Zentralrohr sowie das M-RHX werden als Paket mit einer maximalen Länge von 3 m geliefert.

Für das RHX wird ein Bohrlochdurchmesser von 101 mm, für das M-RHX von 64 mm benötigt. Das Bohrloch kann vor dem Einbau zur geologischen Vorauserkundung genutzt werden. Das System wird vor dem Bohrloch entrollt und zusammengesteckt. Anschliessend wird die Datenaufzeichnung gestartet, das System in das Bohrloch eingeschoben und der Ringraum ausinjiziert. Nach dem Aushärten des Injektionsmaterials werden die Wegaufnehmer auf Null gesetzt und die Nullmessung durchgeführt.

Die weiteren Messungen werden in der benutzerdefinierten Frequenz aufgezeichnet. Das gesamte System wird auf die Bedürfnisse der Baustelle angepasst. Die Länge des Systems richtet sich nach den Bedingungen auf der Baustelle, den vorhandenen Möglichkeiten horizontale Bohrlöcher zu erstellen, dem eingesetzten System (RHX bis etwa 40 m und M-RHX bis etwa 80 m) und der gewünschten Anzahl Messpunkte (RHX bis 6 Punkte, M-RHX Standard bis 16 Punkte)

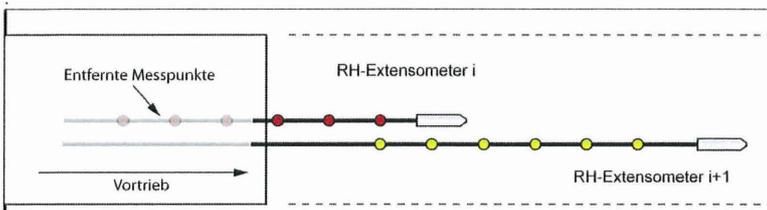


Abbildung: 6 Überlappend eingebaute RH-Extensometer für kontinuierliche Messungen

Um kontinuierliche Messungen während des Vortriebs zu gewährleisten und die Deformationen der Ortsbrust lückenlos zu überwachen, werden mehrere Messsysteme überlappend eingebaut. (siehe Abbildung 6). Für den überlappenden Einbau gibt es zwei Möglichkeiten. Bei der ersten Variante werden zwei Systeme gleichzeitig installiert, eines um den näheren Bereich der Ortsbrust zu überwachen, eines um den entfernten Bereich zu messen. Das zweite System wird hierbei mit einem langen Zentralrohr installiert, so dass der erste Messpunkt des tieferen Systems sich mit dem letzten Messpunkt des flacheren Systems überschneidet. Bei der zweiten Variante wird das Bohrloch für das tiefere System nach einem gewissen Fortschritt des Vortriebs erstellt. Bei dieser Variante werden insgesamt weniger Bohrer benötigt. Im Baulos Sedrun wurde der ersten Variante gegenüber der zweiten Variante aus Kostengründen der Vorzug gegeben. Beim M-RHX bietet sich die zweite Variante an.

6 Messungen und Ergebnisse

Die Messergebnisse, die mit dem Modularen oder normalen Reverse Head Extensometer gewonnen werden, unterscheiden sich in mehreren Punkten von der klassischen linienweisen Verschiebungsmessung mit dem Gleitmikrometer oder vergleichbaren Systemen. In Abbildung 7 sieht man die typische Anwendung eines Gleitmikrometersystems in der Tunnelbrust (Rossi, 1995). Die Gleitmikrometer-Messrohre werden in ein Bohrloch in der Tunnelbrust eingebaut.

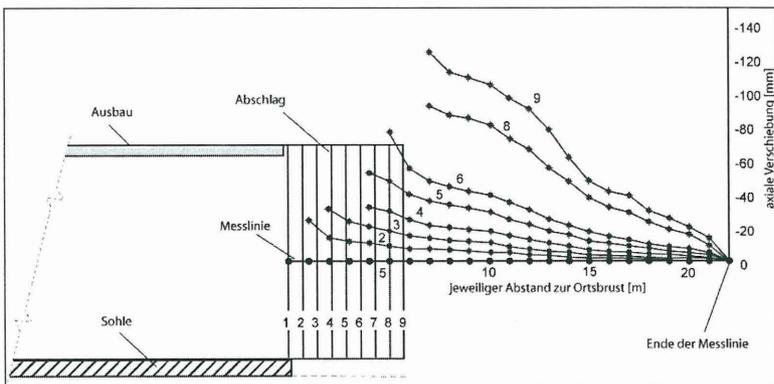


Abbildung 7: Gleitmikrometer Messungen: Die Variation der axialen Verschiebung der Tunnelbrust als Funktion zum Abstand zur Ortsbrust.

Der Abstand der Messmarken in den Rohren beträgt einen Meter, hieraus ergibt sich ein dichtes Messgitter. Mit jedem Meter Vortrieb geht jeweils ein Messpunkt verloren. Jede Messung ist eine Momentaufnahme der aktuellen Bedingungen. Das obige Diagramm (Abbildung 7) zeigt den Zusammenhang zwischen dem Vortrieb und der Extrusion der Ortsbrust. In diesem Beispiel wird nach jedem Meter Abschlag eine Gleitmikrometer-Messung durchgeführt. Jeder Vortriebsschritt und die dazugehörige Messung sind mit der gleichen Nummer versehen. Die Messungen werden durchgeführt, indem die Messmarken im Messrohr einzeln angefahren werden und die Distanz gemessen wird. Dies erfordert die Anwesenheit eines Messtechnikers an der Tunnelbrust für einige Zeit (ungefähr 1 Stunde für eine 30 m lange Messserie). Während dieser Zeit können nur wenige andere Arbeiten an der Ortsbrust durchgeführt werden.

In der Abbildung 8 sind RH-Extensometer-Messungen in der Basisdarstellung zu sehen. Der Abstand zwischen zwei Messpunkten beträgt in diesem Fall 3 m; dies führt zu einer geringeren Auflösung in Tunnellängsrichtung im Vergleich zu den Gleitmikrometer-Messungen. Während beim Gleitmikrometer nur eine Messung pro Abschlag vorliegt sind die Messungen mit dem RHX kontinuierlich. Durch die höhere zeitliche Auflösung (z.B. 1 Messung pro Stunde) stehen auch bei weniger Messpunkten mehr Informationen zur Verfügung. Die mit dem RHX gewonnenen Informationen stellen nicht eine Momentaufnahme dar, sondern geben vollständigen Aufschluss über die Reaktion des Gebirges auf jedweden Eingriff. So steigt zum Beispiel sofort nach einem Abschlag die Verformungsgeschwindigkeit an, um sich dann wieder nach einiger Zeit zu verlangsamen. Auch das Bohren von Ankern beschleunigt die Verformungen durch die Auflockerung während des Bohrens. Später, wenn die Anker gesetzt sind, kommen die Verformungen im Verankerungsbereich ganz zum Erliegen. Mit diesen zeitabhängigen Informationen kann die Ankerlänge, deren Anzahl sowie die Behandlung der Tunnelbrust optimiert werden.

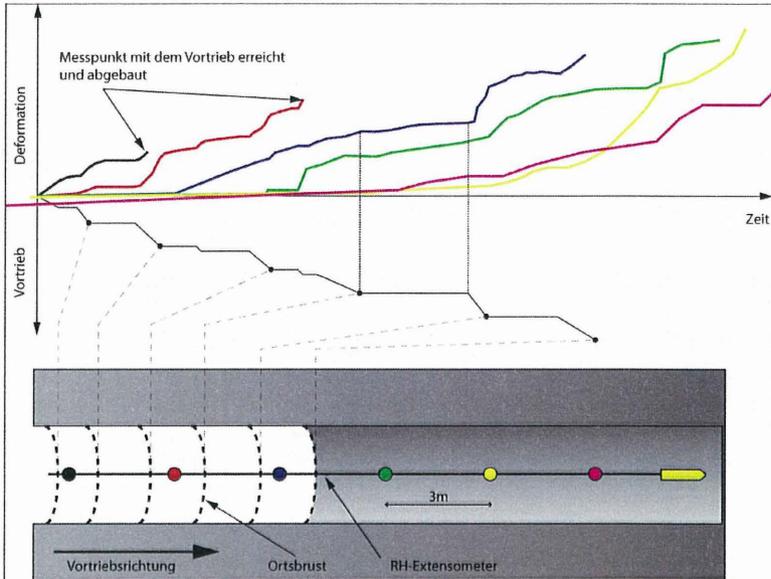


Abbildung 8: RH-Extensometer-Messungen

Der Einsatz von überlappend eingebauten RX-Extensometern erlaubt gute Prognosen bezüglich den geologischen und felsmechanischen Eigenschaften des Gebirges hinter der Ortsbrust. Zusätzlich können Störzonen frühzeitig genug erkannt werden, um angemessene Gegenmassnahmen zu ergreifen. Um das Verhalten des Gebirges während längerer Stillstandszeiten (z.B. Weihnachtsferien) zu erfassen, kann das RH-Extensometer auch an ein Langzeit Monitoring System (Geomonitor) angeschlossen werden.

Abbildung 9 zeigt die Messungen von vier überlappend eingebauten RH-Extensometern im Gotthard Basistunnel. Der Zusammenhang zwischen Vortrieb und Extrusion ist deutlich zu erkennen. Je näher die Ortsbrust dem Messpunkt kommt, desto grösser und schneller werden die Deformationen. Aus längeren Zeiträumen ohne Vortrieb resultiert eine Verlangsamung der Deformationen. Die maximale Extrusion beträgt in diesem Beispiel 430 mm, die Messköpfe waren auf eine maximale Deformation von 600 mm ausgelegt.

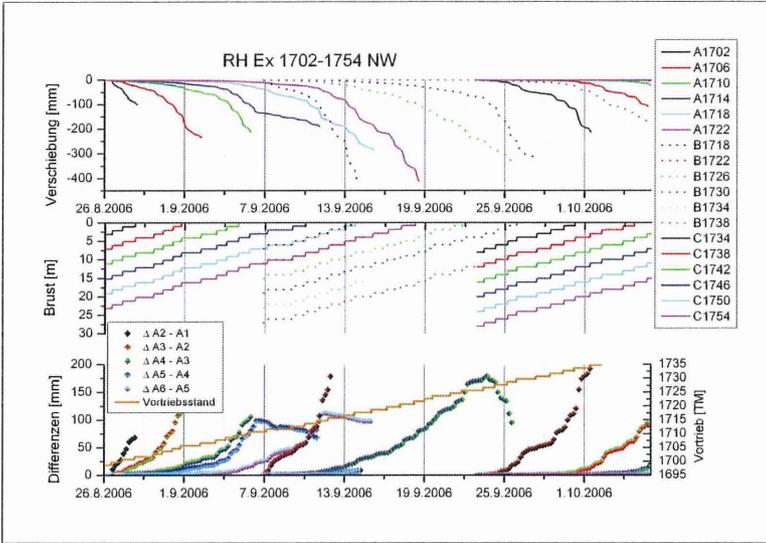


Abbildung 9: Messungen von überlappend eingebauten RH-Extensometern (RHx1699 – RHx1747) Sedrun

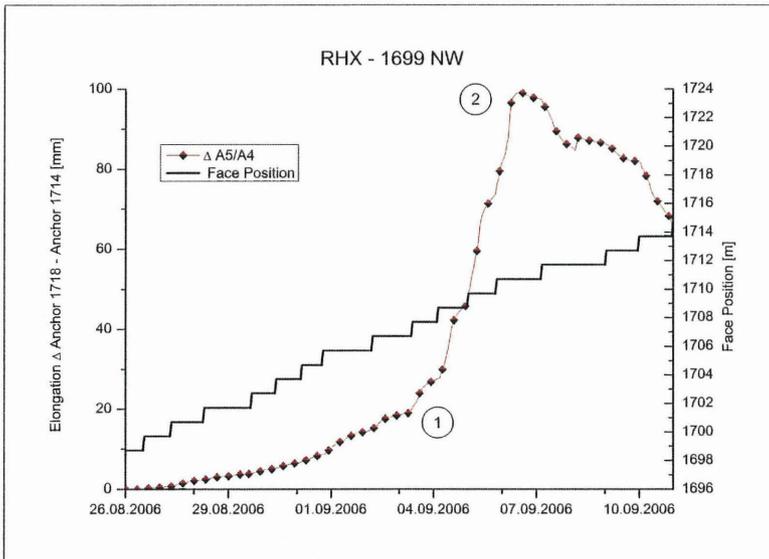


Abbildung 10: Detail; Differenzieller Abstand zwischen zwei Messpunkten von RHx1699-NW

Der Einfluss einer neuen Ankerlage kann man in Abbildung 10 erkennen. Bei Punkt 1 beschleunigt sich die Extrusion der Ortsbrust, da der zeitliche Abstand zwischen zwei

Abschlägen klein ist (die durchgezogene Linie zeigt den Vortriebsstand). Gleichzeitig ist die Wirksamkeit der letzten Ankerlage erschöpft, die Ortsbrust bewegt sich sehr schnell im Verhältnis zum tieferen Fels. Um einen Kollaps der Ortsbrust zu vermeiden, werden bei Punkt 2 neue Anker installiert und die Extrusion verlangsamt sich. Die Ortsbrust wird in diesem Fall sogar wieder konsolidiert, da sie durch die Anker und den Spritzbeton am tieferen Fels rückverankert wird.

Das Modulare Reverse Head Extensometer ist ein neues Instrument, das viele Vorteile bietet. Es kann einfach eingebaut werden und ist auch bei ungünstigen geologischen Bedingungen geeignet. Im Gotthard Basistunnel wurde das Reverse Head Extensometer im druckhaften Gebirge bei Überlagerungen von bis zu 2300 m und Wasserdrücken 160 bar erfolgreich eingesetzt. Die hier gewonnenen Erfahrungen flossen in das M-RHX, welches seine Praxistauglichkeit bei Exkavationsversuchen in Felslaboren für die Standorterkundung nuklearer Endlager gezeigt hat.

RH-Extensometer ermöglichen eine kontinuierliche Überwachung der Ortsbrust und stellen einen Schritt in Richtung eines vollständig überwachten Vortriebs dar.

Für die nächste Generation der Reverse Head Extensometer ist eine kabellose Datenübertragung vorgesehen. An der Umsetzung wird derzeit gearbeitet; erste Versuche zeigen sehr gute Ergebnisse.

7 Referenzen

Kovári K., Amstad, Ch. (1979)

Fundamentals of Deformation Measurements, Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich (edit. K. Kovári), Balkema Rotterdam

Kovári K. (1998)

Tunneling in Squeezing Rock, Tunnel 5/98,

Lunardi P. (1998)

Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement?, Colloque "Mécanique et Géotechnique", Laboratoire de Mécanique des Solides- École Polytechnique, Paris

Rossi P.P. (1995)

"Il ruolo del monitoraggio negli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce", XIX Conegno Nazionale dell'Associazione Geotecnica Italiana, Pavia, Settembre

Dipl. Bauing. Patrick R. Steiner

patrick.steiner@solexperts.com

Solexperts AG

info@solexperts.com

Mettlenbachstrasse 25

www.solexperts.com

8617 Mönchaltorf

Tel.: +41 44 806 29 29

Schweiz

Fax +41 44 806 29 30

Anforderungen an die Messtechnik bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen

Dr.-Ing. Udo Hartwig

Ed. Züblin AG, Dir. Zentrale Technik, Stuttgart, E-mail: udo.hartwig@zueblin.de

Dr.-Ing. Markus Dobrowolsky

Ed. Züblin AG, Bereich Offshore, Stuttgart, E-mail: offshore-wind@zueblin.de

1. Einleitung

Windenergie ist eine der regenerativen Energiequellen, der weltweit das größte Potential zur Verminderung der Abhängigkeit von den nur begrenzt zur Verfügung stehenden fossilen Energieträgern zugetraut wird. Insbesondere in Deutschland ist der Ausbau der Windenergienutzung unerlässlich, um die selbst gesteckten Ziele zur Reduzierung der CO₂-Emissionen zu erreichen. Zwischenzeitlich wurden nun die politischen Rahmenbedingungen geschaffen, das besonders bei Offshore-Windenergieanlagen nötige enorme Investitionsvolumen zu generieren. Neben der schon länger gereiften Erkenntnis, dass die Nutzung der Windenergie in Zukunft unverzichtbar sein wird, ist diese nun auch wirtschaftlich interessant geworden.



Bild 1 Nutzung der Windenergie – gestern und heute

Die Nutzung der Windenergie mit Anlagen auf See, d.h. offshore, ist deshalb so interessant, da hier die mögliche Energieausbeute wesentlich größer ist als an Land. Verdeutlicht werden kann dies mit dem im nachfolgenden Bild dargestellten Vergleich der potenziellen Volllaststunden drehzahlvariabler Windenergieanlagen mit 80 m Nabenhöhe im Jahresmittel onshore und offshore.

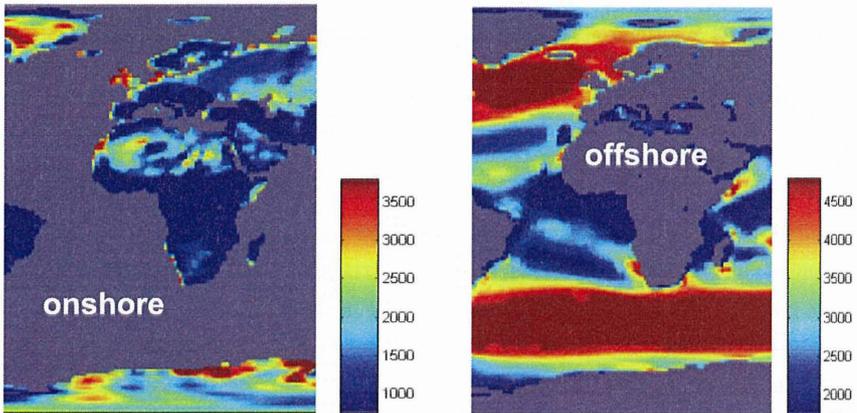


Bild 2 Potenzielle Volllaststunden von Windenergieanlagen mit 80 Nabenhöhe im Jahresmittel von 1979 bis 1992

Das hohe Energiepotential von Wind auf hoher See beruht i.w. auf der Tatsache, dass die Rauigkeitslänge, d.h. die Höhe, bei der die Windgeschwindigkeit theoretisch Null ist, auf See wesentlich geringer ist als an Land und dementsprechend die Windgeschwindigkeiten auf See bei gleicher Nabenhöhe größer sind. Bei der Ermittlung der Leistung einer Windenergieanlage geht die Windgeschwindigkeit wiederum in der 3. Potenz ein.

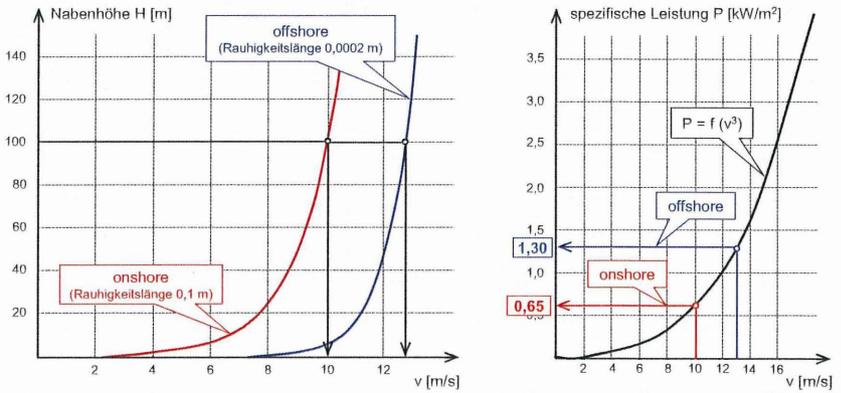


Bild 3 Leistung einer Windenergieanlage in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit

2. Markt für Offshore-Windenergieanlagen

Das nachfolgende Bild enthält eine Darstellung der zurzeit im deutschen Teil der Ausschließlichen Wirtschaftszone in Nord- und Ostsee geplanten Windenergieparks.

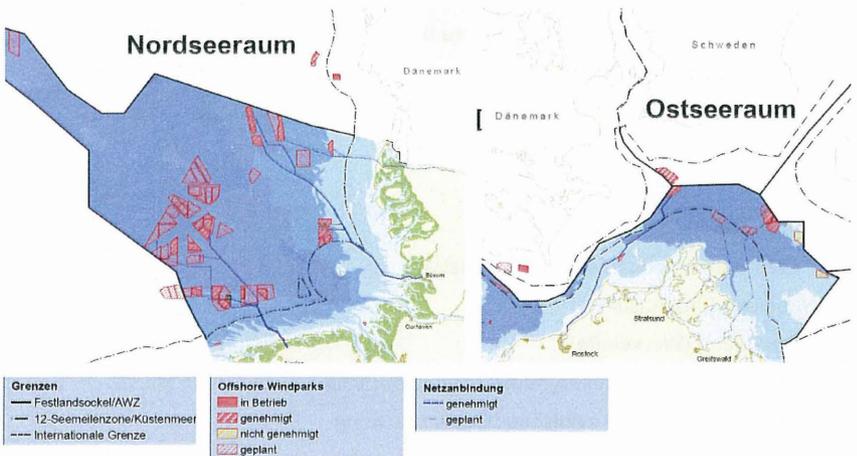


Bild 4 Geplante Offshore-Windparks in Deutschland [Quelle: BSH]

Zurzeit befinden sich in Deutschland ca. 12.500 Offshore-Windenergieanlagen in der Planung. Davon wurden zwischenzeitlich bereits ca. 1.300 Pilotanlagen vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) genehmigt sowie ca. 5.600 Anlagen vorbehaltlich genehmigt. Mehr als 90% der genehmigten bzw. vorbehaltlich genehmigten Windenergieanlagen liegen dabei in der Nordsee.

Da sich die Kosten für die Bautechnik pro Anlage – d.h. für Gründung mit Kolkschutz, Schaft, Mast inkl. Logistik auf ca. 4 bis 6 Millionen € belaufen, ergibt sich damit ein potentes Marktvolument allein für die Bautechnik, d.h. ohne Rotoren und Turbine, von ca. 8 Milliarden € für genehmigte Anlagen und ca. 65 Milliarden € für die sich insgesamt in der Planung befindlichen Anlagen.

3. Bereich Züblin Offshore Wind

Die Aufgaben, die sich mit der Entwicklung dieses Geschäftsfeldes ergeben, werden bei der Ed. Züblin AG im neu geschaffenen Bereich „Offshore Wind“ in Stuttgart gebündelt. Hier werden die Strategien festgelegt, erfolgen Akquisition und anschließend Projektleitung.

Im Zusammenhang mit dem Bau von Offshore - Windenergieanlagen sind eine große Anzahl von unterschiedlichen Themen zu bearbeiten, deren projektbezogene Vielzahl und Komplexität im Baugeschäft nicht alltäglich sind. Hierzu gehören u. a. folgende Themenbereiche die gesamttheilich für die Errichtung von Offshore - Windenergieanlagen betrachtet werden müssen.

- Produktionsstätte (Hafen)
- Offshore-Logistik (Montage, Schiffsbau)
- Lastbild (Stochastik)
- Ermüdung (Werkstoffe)
- Strukturmechanik / Aerodynamik / Hydrodynamik
- Bodenmechanik bei zyklischer Beanspruchung
- Kolkschutz

Die Entwicklung der dazugehörigen Techniken erfolgt in der Direktion Zentrale Technik, in der innerhalb des Züblin-Konzerns verschiedenste Technische Büros zusammengefasst sind. Für die Lösung von speziellen Aufgaben werden zudem vereinzelt externe Berater eingeschaltet. Die Bauausführung erfolgt anschließend unter der Regie der in Hamburg ansässigen Direktion Nord.

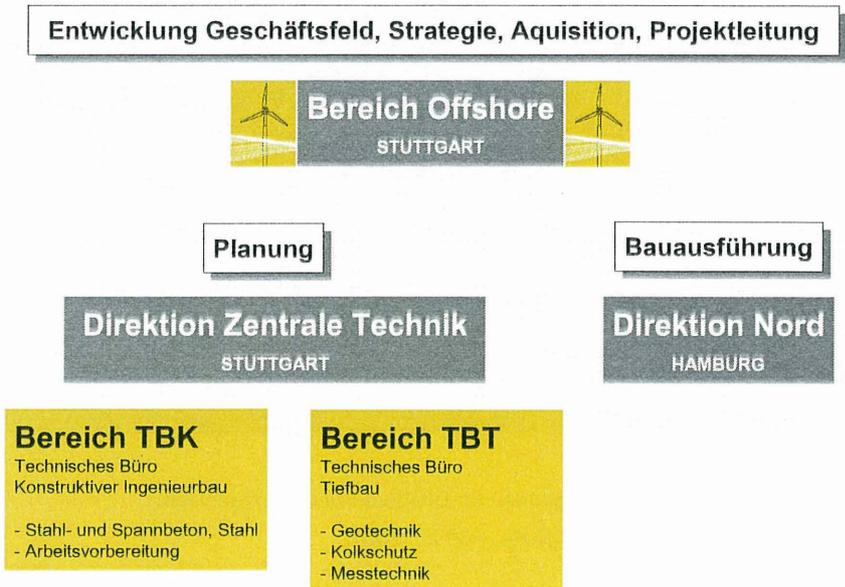


Bild 5 Organisation Züblin Offshore Wind

4. Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen

Wie im nachfolgenden Bild dargestellt ist, sind bei Offshore-Windenergieanlagen je nach Baugrund und Wassertiefe verschiedene Gründungsvarianten denkbar. Die Besonderheiten im Vergleich zu bekannten Gründungstechniken liegen hier zum einen im großen Einfluss der Logistik auf die Kosten. Dies führt dazu, dass eine möglichst einfache und schnelle Montage auf hoher See angestrebt wird, d.h. dass ein möglichst großer Montageanteil vorab an Land erfolgen soll. Zum anderen ist der Lasteintrag bei Offshore-Wind-Gründungen im Wesentlichen durch zyklische und

dynamische Beanspruchung geprägt, wobei hier, z.B. im Gegensatz zu den sonst bekannten Offshore-Gründungen für die Öl- und Gasindustrie, der horizontale Lastanteil den vertikalen Lastanteil um ein Vielfaches übersteigt.

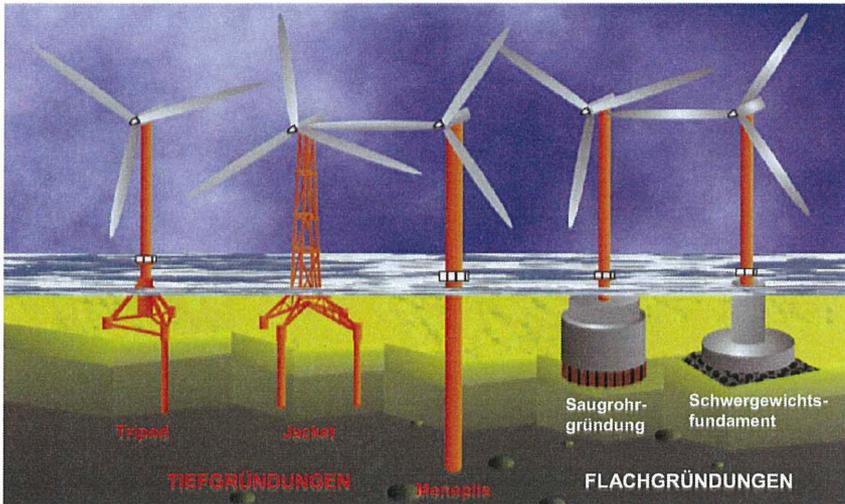


Bild 6 Mögliche Gründungsarten für Offshore-Windenergieanlagen
[Quelle: Essener Unikate, Heft 23, 2004]

Bei den Tiefgründungen können Tripod- und Jacket-Strukturen, d.h. aufgelöste Konstruktionen, und Monopiles unterschieden werden. Bei Tripod- und Jacket-Konstruktionen werden die Lasten über mehrere Pfähle i.w. durch Mantelreibung und Spitzendruck in den Baugrund eingeleitet. Beim Monopile erfolgt die Lasteinleitung maßgeblich über Biegung des Pfahls, d.h. durch die Mobilisierung von Bettungsspannungen in horizontaler Richtung.

Als Flachgründungen sind entweder Schwergewichtsründungen oder, in Ausnahmefällen, Saugrohrgründungen denkbar. Schwergewichtsründungen leiten die Lasten über Sohlspannungen in den Baugrund ein.

In sämtlichen Fällen ist der Zyklus der abzutragenden Lasten besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Das zyklische Verhalten von Böden kann nach Goldscheider, wie im nachfolgenden Bild dargestellt, grundsätzlich in 3 Fälle unterschieden werden.

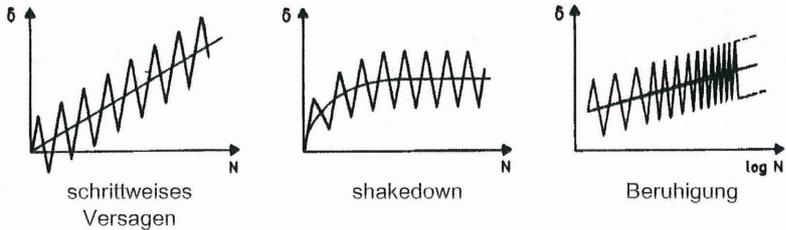


Bild 7 Bodenmechanisches Verhalten unter zyklischer Belastung
[Quelle: Goldscheider et al., Baugrundtagung Nürnberg, 1976]

Beim instabilen „schrittweisen Versagen“ nehmen die plastischen Verschiebungen proportional mit der Anzahl der Lastzyklen zu. Beim stabilen „shakedown“ nehmen die plastischen Verschiebungen ab einer bestimmten Zyklenzahl nicht weiter zu. Bei der metastabilen „Beruhigung“ nehmen die plastischen Verschiebungen mit der Anzahl der Lastzyklen zwar zu, jedoch nur noch unterproportional.

Bei einer Schwergewichtsgründung z.B., gegründet auf den für die Nordsee typischen Sanden, kann die zyklische Belastung unter Umständen zu folgendem, auf den ersten Blick ungewöhnlichen Verhalten führen (s. Bild 8). Infolge einer Vielzahl kleinerer Beanspruchungen durch den Seegang werden Scherspannungen in den Baugrund eingeleitet. Auf der lastabgewandten Seite kann es dadurch zu einer Verdichtung mit einer einhergehenden Vergrößerung der Steifigkeit und auf der lastzugewandten Seite zu einer Auflockerung und somit zu einer Abnahme der Steifigkeit im Sand kommen. Die vertikale Belastung infolge Eigengewicht würde in solch einem Fall, aufgrund der Steifigkeitsunterschiede im Boden, eine Schiefstellung des Fundamentes entgegen der Lastrichtung bewirken. Mit einer üblichen Setzungsberechnung ohne Berücksichtigung der zyklischen Einflüsse würde genau das Gegenteil, nämlich eine Schiefstellung in Lastrichtung, prognostiziert werden.

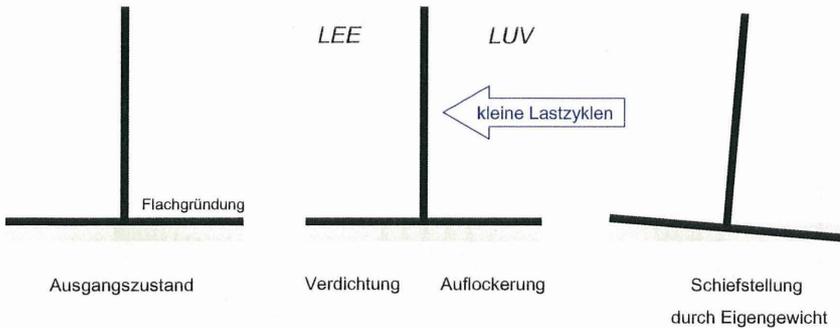


Bild 8 Schiefstellung einer Flachgründung infolge kleiner Lastzyklen (von links nach rechts)

Daneben muss beim Entwurf von Flachgründungen ausgeschlossen sein, dass die in den Boden eingeleiteten Spannungszyklen zu einem schrittweisen Anwachsen der Porenwasserdrücke und in der Folge einer signifikanten Reduzierung der Scherfestigkeit führen.

Da bei Monopiles der Boden prinzipiell ähnlich beansprucht wird, können dort auch ähnliche Effekte auftreten. Hier ist neben dem Nachweis der Aufnahme der Grenzlasten der Effekt der Zyklik auf die Größe der möglichen Pfahneigung zu untersuchen.

Bei Tripod- oder Jacket-Gründungen ändern sich zyklisch die Beanspruchungen entlang der Mantelfläche der Pfähle. Dies kann zu einer maßgeblichen Reduzierung der an der Grenzfläche übertragbaren Kräfte bzw. zu einer Reduzierung der Steifigkeit des gesamten Gründungssystems führen.

5. Anforderungen an die Messtechnik für Offshore-Windenergieanlagen

Für keines der oben genannten Beispiele steht bisher ein das bodenmechanische Verhalten umfänglich beschreibendes Rechenmodell zur Verfügung. Hier sind jedoch von vielen Seiten Forschungsaktivitäten gestartet worden, mit dem Ziel, den Planern

adäquate, auf einer einheitlichen Basis stehende Berechnungsmethoden zur Verfügung zu stellen.

Die Unsicherheiten in den bisher verwendeten Rechenmodellen schlagen sich, besonders vor dem Hintergrund des quasi nicht vorhandenen Erfahrungsschatzes, zwangsläufig in einer weitaus konservativeren Planung nieder. Dies führt nicht nur beim Gründungsbauwerk selbst sondern auch bei der für die Installation erforderlichen Logistik zu entsprechend hohen Kosten.

Ein nicht zu vernachlässigender Aspekt ist die Überprüfung der Annahmen, die für die Lebensdaueranalyse, d.h. die Berechnung der Ermüdung des Gesamtsystems, unter der dynamischen Beanspruchung getroffen wurden. Zu jedem Zeitpunkt sollte es möglich sein, den jeweils aktuellen Zustand des Bauwerks und des Baugrundes beschreiben zu können. Erst damit kann zukünftig entschieden werden, ob nach Ablauf der bei der Bemessung berücksichtigten maximalen Lebensdauer noch eine weitere Nutzung möglich ist.

Ebenfalls von Bedeutung ist das strukturdynamische Verhalten des gesamten Bauwerks, d.h. von Baugrund, Gründung, Turm und Windenergieanlage zusammen. Hier werden z.B. Eigenfrequenzen in engen Spektren vorgegeben, um die zulässigen Belastungen der Maschine nicht zu überschreiten.

Aus den zuvor genannten Gründen ist es eine vordringliche Aufgabe, entsprechende Messtechniken zu entwickeln bzw. anzupassen, mit deren Hilfe eine entsprechende messtechnische Begleitung bzw. Überwachung der bereits in unmittelbarer Zukunft zu errichtenden Offshore-Windenergieanlagen ermöglicht wird und so das Wissen über das langfristige Tragverhalten der Gründungsstrukturen schnell und zuverlässig zu erweitern. Neben den Erkenntnissen über das grundsätzliche Verhalten dienen die gewonnenen Messergebnisse auch dazu, die neu zu entwickelnden Berechnungsverfahren zu prüfen bzw. zu validieren und zu kalibrieren, welches bedeutet, diese für spätere Projekte zu verbessern.

Das gesamte Bauwerk betreffend dienen Monitoringsysteme dazu, die Ergebnisse der strukturdynamischen Berechnungen zu verifizieren bzw. anzupassen.

Nachfolgend werden einige grundsätzliche Anforderungen an die Messtechnik genannt, die sich aus den speziellen Randbedingungen bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen ergeben.

– **Einbau**

Aus dem Standort auf offener See und einer Meerestiefe von z.T. mehr als 40 m ergeben sich besonders für den Einbau von geotechnischen Messinstrumenten besondere Herausforderungen. Die Kosten der zu installierenden Messtechnik werden analog zur Gründung selbst zum größten Teil durch den Umfang der erforderlichen Offshore-Logistik und die erforderliche Dauer des Aufenthalts vor Ort bestimmt. Aus diesem Grund ist eine möglichst weitgehende Vormontage am Gründungselement anzustreben.

Wenn eine Installation vor Ort ganz oder teilweise nicht zu vermeiden ist, sollten die Systeme einfach und schnell handhabbar sein. Bei einer Installation in 40 m Wassertiefe ist zudem zu beachten, dass der Einsatz von Tauchern, wenn überhaupt, zeitlich nur sehr begrenzt möglich ist. Hier sind maschinelle Installationen vorzuziehen.

– **Zuverlässigkeit**

Da die Zugänglichkeit der Messgeräte nachträglich nur sehr eingeschränkt, ggf. gar nicht mehr, möglich ist, muss auf eine ausreichende Robustheit und Dauerhaftigkeit der Systeme, insbesondere im Salzwasser, besonderes Augenmerk gelegt werden. Auch wenn ein Austausch möglich wäre, ist dieser aufgrund der Witterungsbedingungen nicht zu jeder Zeit und auch nur mit einem hohen Kostenaufwand möglich.

– **Zyklus und Dynamik**

Aufgrund der Zyklus und der Dynamik der Belastungen muss die verwendete Messtechnik in der Lage sein, das Lastbild bzw. die Reaktion von Gründung und Baugrund mit einer hinreichend hohen zeitlichen Genauigkeit aufzulösen. Die zu

erwartenden Belastungsfrequenzen liegen dabei in einem Spektrum von 1 Hz bis 3 Hz.

– **Datenübertragung**

Für die Datenübertragung vom Messort offshore zur Auswertestelle an Land stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung. Da Kabelverbindungen oder optische Verbindungen hier ausgeschlossen werden können verbleiben terrestrische Funkverbindungen, wie z.B. Richtfunk, oder Funkverbindungen über Satellit.

Als Rückfallebene oder in Fällen, in denen keine kontinuierliche Datenerfassung erforderlich ist, können die Daten auch offshore gesammelt und in regelmäßigen Abständen z.B. im Rahmen von Wartungsfahrten „händisch“ übertragen, d.h. mit dem Schiff abgeholt werden.

6. Messkonzepte

Nachfolgend sollen anhand von drei möglichen Gründungsvarianten – einer Flachgründung, einer Jacket-Gründung und einem Monopile – Beispiele für mögliche messtechnische Instrumentierungen genannt werden. Als beispielhafter Baugrund wird ein für die Nordsee typischer Sand angenommen.

– **Flachgründung**

Bei Flachgründungen werden die Belastungen vorwiegend über Sohlnormalspannungen in den Baugrund eingeleitet. Der aktuelle Zustand des Baugrundes wird i.w. durch die Größe der effektiven Spannungen, der Porenwasserdrücke und der Lagerungsdichte bestimmt. Daneben ist natürlich der aktuelle Verschiebungszustand – sowohl der Gründung als auch im Baugrund – von Bedeutung. Die erforderlichen Messgrößen sind im nachfolgenden Bild dargestellt.

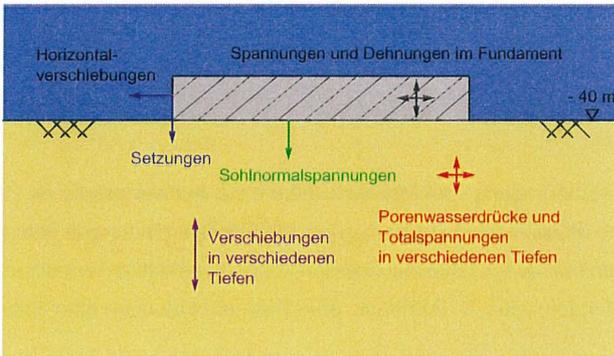


Bild 9 Erforderliche Messgrößen bei einer Flachgründung

- **Jacket-Gründung**

Bei einer Jacket-Gründung werden die Belastungen über Pfähle, d.h. über Mantelreibung und Spitzendruck, in den Baugrund abgetragen. Entsprechend sind die im nachfolgenden Bild dargestellten Messgrößen für die Beurteilung des Tragverhaltens dieser Gründungskonstruktion interessant.

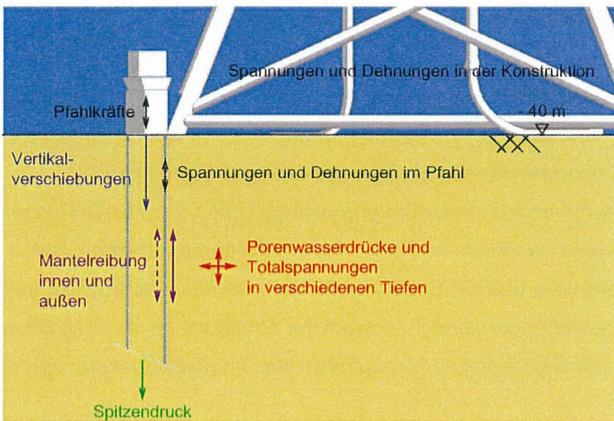


Bild 10 Erforderliche Messgrößen bei einer Jacket-Gründung

Da gewöhnlich Stahlrammpfähle mit Hohlquerschnitten eingesetzt werden, ist für die Auswahl des Rammgerätes und die Berücksichtigung der Vorschädigung durch den Rammvorgang bei der Ermüdungsanalyse der während des Rammens zu erwartende Rammwiderstand vorab abzuschätzen. Hierbei sind insbesondere Annahmen über die Größe der inneren Mantelreibung bzw. das Auftreten eines Pfropfens erforderlich, die durch entsprechende Messungen zukünftig verifiziert werden sollten.

– Monopile

Beim Monopile muss der Baugrund in der Lage sein, dauerhaft die in der Dimensionierung und Bemessung angesetzten horizontalen Bettungsspannungen zu aktivieren. Aus diesem Tragverhalten ergeben sich die maßgeblichen Messgrößen. Untergeordnet zu diesem horizontalen Lastabtrag treten jedoch auch Mantelreibungen und Spitzendrücke auf.

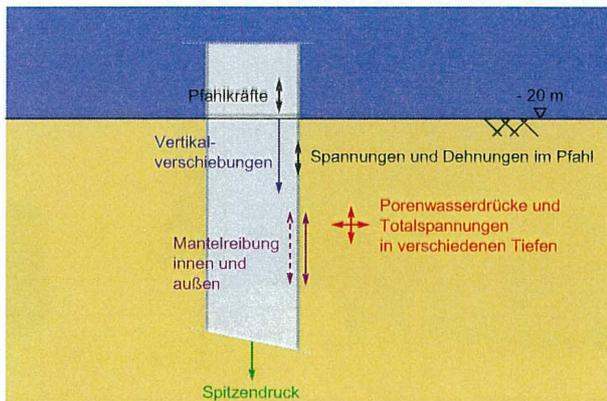


Bild 11 Erforderliche Messgrößen bei einem Monopile

Da aufgrund des größeren Pfahlhohlquerschnitts der Widerstand beim Rammvorgang größer ist als bei Jacket-Gründungen, werden größere Hämmer benötigt, welche wiederum nur begrenzt verfügbar sind. Hier ist eine genaue

Prognose, z.B. ob sich im Pfahlquerschnitt ein Pfropfen ausbildet oder nicht, von noch größerer Bedeutung. Da der Erfahrungsschatz zu Rammvorgängen mit Monopiles zudem noch geringer ist, können hier messtechnische Verfahren maßgeblich zu einer Optimierung beitragen.

7. Fino³

Die Forschungsplattform FINO³ wird im Auftrag des Forschungs- und Entwicklungszentrums FH Kiel von der Ed. Züblin AG als Generalunternehmer errichtet. Die Forschungsplattform liegt in der Nordsee ca. 80 km westlich von Sylt und wird mit einem Monopile gegründet. Der Monopile besitzt einen Durchmesser von 4,75 m und bindet bei einer Wassertiefe von ca. 22 m 30 m in den Baugrund ein. Der Rammvorgang erfolgte am 31.7.2008.

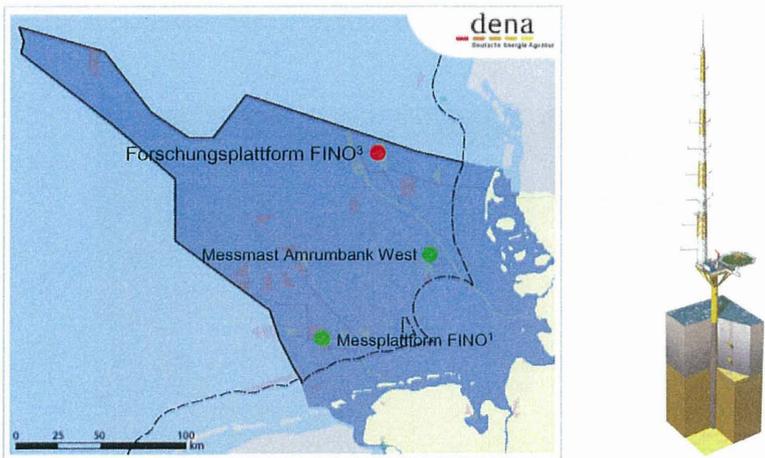


Bild 12 Forschungsplattform FINO³

Durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig werden am Monopile geotechnische Messungen durchgeführt. Hierfür ist der Pfahl im Vorfeld über den Umfang und in verschiedenen Tiefen mit Totalmessstationen bestückt

worden. Damit sollen u.a. die Totalspannungen, die Porenwasserdrücke und die Neigungen des Monopiles gemessen werden.

Zur Ergänzung dieses Messprogramms wurde vom IGB und der Ed. Züblin AG ein gemeinsames Forschungsvorhaben geplant, in dem im unmittelbaren Nahbereich des Pfahls die Totalspannungen und Porenwasserdrücke gemessen werden sollen. Die geplante Messanordnung ist im nachfolgenden Bild schematisch dargestellt.

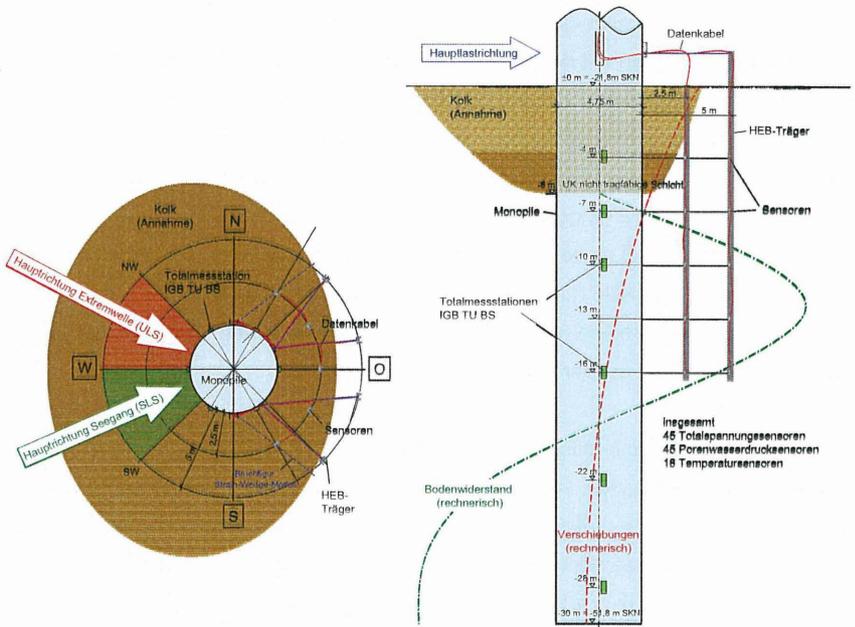


Bild 13 Messkonzept für den Monopile von FINO³

Die Arbeitsschwerpunkte dieses Forschungsvorhabens lauten wie folgt:

- Entwicklung eines Messkonzeptes zur Messung der Bodenspannungen (Totalspannungen und Porenwasserdrücke) im Nahbereich des Monopiles der Forschungsplattform FINO³

- Installation, Anschluss und Inbetriebnahme der Messtechnik
- Durchführung der Messungen und wissenschaftliche Verwertung der Messergebnisse durch die Überprüfung, Kalibrierung und Weiterentwicklung von Rechenmodellen

Im wesentlichen besteht die vorgesehene Messtechnik aus insgesamt 45 Totspannungs- und 45 Porenwasserdruckgebern, die an insgesamt 9 Stahlprofilen in jeweils fünf verschiedenen Tiefen befestigt werden. Die Stahlprofile werden nur auf der lastabgewandten Seite des Monopiles angeordnet, da u.a. Modellversuche an der TU Braunschweig gezeigt haben, dass im Vergleich dazu die Spannungsänderungen auf der lastzugewandten Seite nur gering sind. Die Richtungen von Seegang und Extremwelle können für die Wahl der Lage der Messgeber jeweils auf ca. 45° genau eingegrenzt werden.

Die Stahlprofile, welche eingerüttelt werden sollen, dienen nur zum Einbau der Messgeber. Die Steifigkeit der Stahlprofile wird so gering wie möglich gewählt, so dass ein Einrütteln gerade noch möglich ist. Die Kabelführung im Bereich des später ggf. auftretenden Kolkes erfolgt an Zugseilen, die zwischen dem Monopile und den äußeren Stahlprofilen gespannt werden.

Das Einrütteln der Stahlprofile erfolgt aus baubetrieblichen Gründen erst nach dem Einrammen des Monopiles. Der Monopile hätte nur mit erheblichem Zusatzaufwand so genau positioniert und eingerammt werden können, dass die gewählten sinnvollen Abstände zu den Stahlprofilen mit den Messgebern hätten eingehalten werden können. Zudem hätte die Gefahr der Beschädigung der Stahlprofile, Kabel und Messgeber während der Positionierung des Monopiles bestanden.

Nach dem Einbringen der Stahlprofile werden die Kabel im Monopile hoch geführt und im Bereich der Forschungsplattform an die dort installierte Datenerfassung angeschlossen. Die Messdaten über die Bodenspannungen werden dabei aufgrund ihres direkten Bezugs gemeinsam (und zeitgleich) mit den Messdaten der direkt am Pfahl befestigten Messgeber erfasst und auch gemeinsam wissenschaftlich bearbeitet.

8. Fazit

Der Bau von Offshore-Windenergieanlagen stellt aufgrund der nur in sehr begrenztem Umfang vorhandenen Erfahrungen, insbesondere die Gründungen betreffend, eine große Herausforderung an die Planer und die Bauausführenden dar. Um die momentan noch bestehenden Wissenslücken zum, infolge der zyklischen und dynamischen Belastung, sehr komplexen Tragverhalten der Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen zu schließen und angepasste Berechnungsmodelle entwickeln bzw. prüfen zu können, ist die messtechnische Begleitung realer Bauwerke unerlässlich.

Die messtechnische Erfassung des Verhaltens von Gründung und Baugrund ist aufgrund der besonderen Lage offshore mit hohen Anforderungen an Qualität und Einbaumethodik der Messgeräte verbunden. Bei Wassertiefen von bis zu ca. 40 m und Entfernung von bis zu 200 Seemeilen von der Küste sind keine „Standardlösungen“ anwendbar. Hier sind alle an der Planung und am Bau beteiligten Partner, insbesondere die auf geotechnische Messverfahren spezialisierten Firmen, aufgerufen, geeignet Messgeräte bzw. Verfahren zu entwickeln. Nur so wird es möglich sein, die Aufwändungen für die Gründungen, die im Moment noch Risikozuschläge enthalten, zu reduzieren und die Gründungskonzepte technisch und wirtschaftlich zu optimieren.

Erfolgreicher Einsatz der GEMSOGS bei der Rammung des Monopiles von FINO³

U. Berndt, J. Gattermann, B. Bruns, J. Stahlmann

1 Einleitung

Dieser Beitrag ist als Fortsetzung zum Beitrag von GATTERMANN et al. [2007] und STAHLMANN et al. [2007] vom Pfahl-Symposium 2007 zu sehen.

Da für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen (Offshore-WEA) mit küstenfernen Standorten derzeit kaum Erkenntnisse bezüglich des Tragverhaltens sowie der Lasteinwirkung vorliegen, ist das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) mit geotechnischen in-situ Messungen und deren Auswertung am Forschungsvorhaben FINO³ (3. Forschungsplattform in Nord- und Ostsee) beteiligt.

Die Interaktionen zwischen dem Gründungselement und dem dynamisch beanspruchten Untergrund sind von wesentlicher Bedeutung für die Dimensionierung und Standsicherheit einer Windenergieanlage.

Durch die hohen dynamischen Einwirkungen aus Wind- und Wellenbelastung unterscheidet sich die Interaktion zwischen Gründungselement und Boden deutlich von der an Land (Onshore) bzw. im Land-nahen Bereich (Nearshore).

Als Gründungselement für FINO³ dient ein Monopile, welcher 30 m tief in den Meeresgrund einbindet. Dieser hat im Bereich der Einbindung in den Boden einen Durchmesser von 4,75 m und eine Wandstärke von 4,5 cm. Oberhalb des Meeresbodens bis hin zur Wasseroberfläche verjüngt sich der Monopile auf 3 m bei einer gleichzeitigen Erhöhung der Wandstärke auf 7 cm.

Der Standort der Forschungsplattform befindet sich ca. 45 sm (80 km) westlich von Sylt und liegt am Rand des potentiellen Eignungsgebietes für Offshore-Windenergieparks vor der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. Durch die unmittelbare Nähe zu den genehmigten Offshore-Windparks Sandbank24 (jetzt Sandbank Power), Nördlicher Grund, Dan Tysk und OSB Butendiek mit insgesamt ca. 320 Windenergieanlagen können die an FINO³ gewonnenen Erkenntnisse sehr gut auf die geplanten Offshore-WEAs übertragen werden.

Mit der Konzeption und Entwicklung sowie Bau, Errichtung und Betrieb der Forschungsplattform FINO³ wurde die Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH (FuE Kiel) beauftragt. Gefördert wird das Forschungsvorhaben vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit sowie durch das Land Schleswig-Holstein.

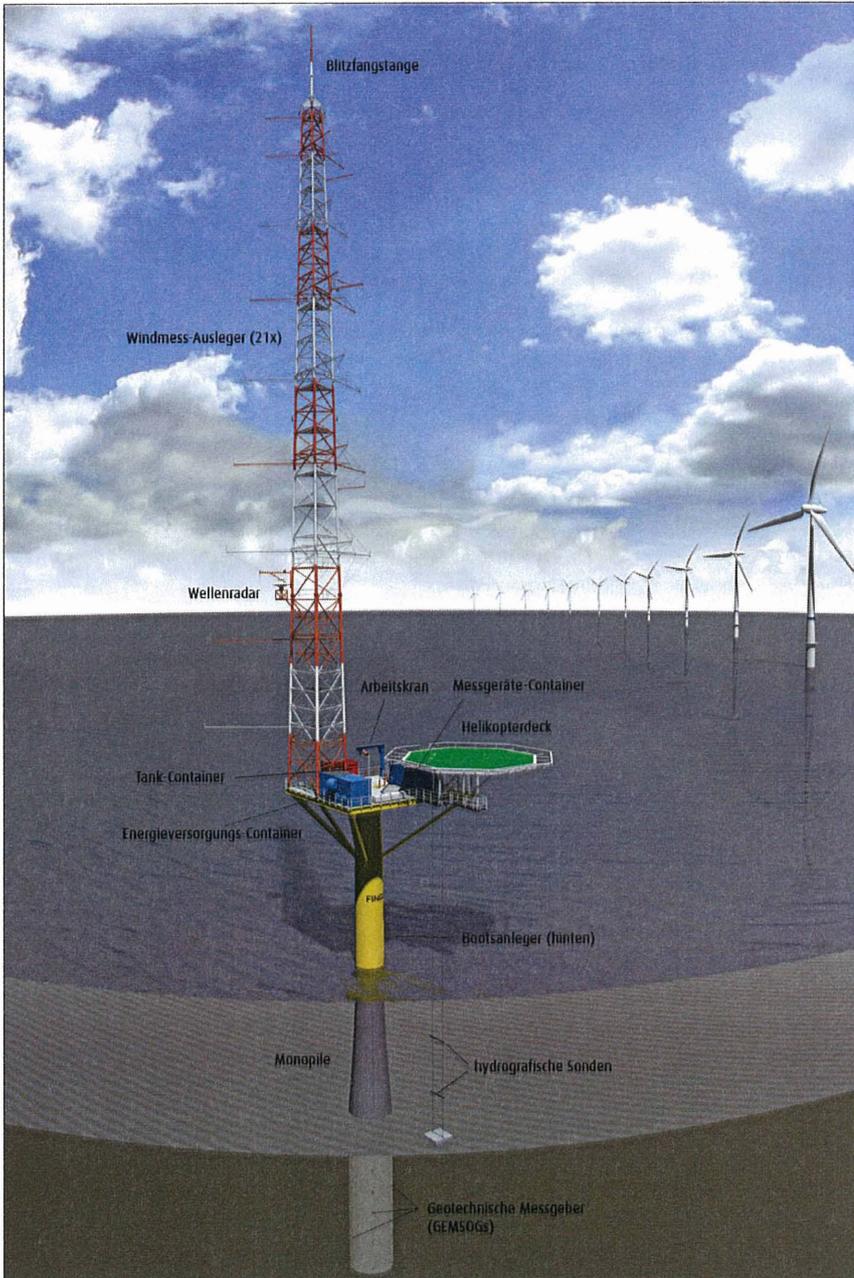


Abbildung 1: schematische Darstellung von FINO³ [FuE Kiel GmbH, 2008]

2 Offene Fragestellungen

Offshore-WEAs erfahren eine Vielzahl an unterschiedlichen Einwirkungen, welche sich wesentlich von den Einwirkungen auf Windenergieanlagen an Land unterscheiden. Begründet ist dies vor allem darauf, dass auf offener See die Windeinwirkungen sehr viel größer als an Land sind und zusätzlich auch beachtliche Belastungen aus Wellen, Strömung, Eisgang etc. resultieren. Diese horizontal wirkenden Lasten betragen bei Offshore-WEA je nach Standort rund 70 – 150 Prozent der Vertikallasten [WIEMANN et al.; 2002]. Die vertikalen Einwirkungen ergeben sich aus dem Eigengewicht der WEA-Komponenten und sind von deren Abmessungen abhängig.

Abgesehen von den vertikalen und horizontalen Einwirkungen können im wassergesättigten Baugrund Phänomene wie Kolkbildung oder Bodenverflüssigung auftreten und die Standsicherheit von WEA negativ beeinflussen. Hierzu zählt auch schon eine, für die Motoren nicht verträgliche leichte Schiefstellung,

Zusammenfassend stehen folgende Größen im Mittelpunkt der zu gewinnenden Erkenntnisse:

- Vertikale Tragfähigkeitsentwicklung über die Tiefe
- Verlauf der Mantelreibung über die Einbindelänge
- Spitzendruck am Pfahlfuß
- Größe der Bettung in horizontaler Richtung
- Verformungen in horizontaler Richtung
- Kolktiefe

3 Erhöhte Anforderungen an die Messtechnik

Da der Monopile und damit auch die Messtechnik enormen Belastungen unterliegt, müssen besondere Forderungen an die Technik gestellt werden, welche im Folgenden aufgezählt sind.

- Am Schaft des Monopiles dürfen Messgeber nur aufgeschweißt werden. Bohrungen sind aus statischen Gründen nicht erlaubt, da zu große Kerbspannungen im Stahl entstehen würden.
- Sorgfältige Schweißarbeiten bei den Messstationen und Kabelschutzkanälen zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit und Verhinderung der Beeinträchtigung der Kabel und Sensoren
- Robustheit der Messgeber und Sensoren gegenüber hoher Rammenergie
- Sehr kurze Einbauzeiten für die gesamte Messtechnik → Vorkonfektionierung
- Installation an Land → Schutz beim Transport und Einbau
- Hochfrequente Messung während der Rammung (~ 5 kHz, danach 1 Hz)

4 Entwicklung / Herstellung GEMSOGS

Aus den oben genannten Anforderungen resultierend wurde am IGB-TUBS eine Messstation entwickelt. Diese wurde als GEMSOGS getauft. Der Name ist abgeleitet von:

- Geotechnical Measurement Station for Offshore Ground Structures bzw.
- Geotechnische Mess-Station für Offshore Gründungs-Strukturen

Ein GEMSOGS besteht bei dem Projekt FINO³ aus einer Stahlplatte (S355) mit den Abmessungen 500 mm x 250 mm x 70 mm. Zusätzlich ist die Platte an der beim Rammvorgang in den Boden eindringenden Seite mit einem Rammschuh versehen, welcher um 45° abgeschrägt ist. Oberhalb des Rammshuhs ist ein Räumler angeordnet der 5mm hervorsteht. Hiermit soll die Oberfläche des Totalspannungsgebers beim Eindringen in den Boden vor vorbei gleitenden Steinen geschützt werden. Der dem Pfahl zugewandte Boden des GEMSOGS ist mit einem Radius von 237,5 cm ausgerundet. Dieser Radius entspricht dem Außenradius des Monopiles. So ist ein saftes Anliegen des GEMSOGS am Pfahlschaft sichergestellt.

Für die Integration der einzelnen Messgeber in die GEMSOGS wurden den Gebern angepasste Aussparungen in die Stahlplatte gefräst.



Abbildung 2: Herstellung der GEMSOGS in der CNC-Fräse am IGB-TUBS



Abbildung 3: GEMSOGS vor dem Zusammenbau

Die technischen Daten der Aufnehmer sind im Folgenden beschrieben:

- **Totalspannungsgeber**
hydraulisches Totalspannungskissen, Durchmesser 200 mm, Sonderanfertigung
Präzisions-Druckmessumformer, hohe Schockbeständigkeit (bis 1000 g für 5 ms), Messbereich bis 15 bar
- **Porenwasserdruckaufnehmer**
elektrische Porenwasserdruckaufnehmer mit vorgestelltem Sintermetallfilter, hohe Schockbeständigkeit (bis 1000 g für 5 ms), Messbereich bis 7 bar
- **Neigungssensoren**
Höchstpräzisions-Inklinometer, hohe Schockbeständigkeit (bis 1500 g für 0,5 ms), Messbereich +/- 14,5° (einaxial → für zweiaxiale Messungen zwei Sensoren pro GEMSOGS)
- **Temperaturaufnehmer**
PT100-Sensoren, 4-Leiter-Technik
- **Dehnungsmessstreifen**
Anschweißbare Viertelbrücke, Widerstand 350 Ohm
- **Beschleunigungsaufnehmer**
Vibrations-Accelerometer, sehr hohe Schockbeständigkeit (bis 10.000 g), Messbereich bis 1000 g, möglicher Auflösungsbereich 1 bis 10.000 Hz

5 Anordnung GEMSOGS / Messgeber

Die Anordnung der Messgeber ist in Messebenen und Messachsen gegliedert. Die Höhenlagen der gewählten Messebenen sind der Tabelle 1 sowie der Abbildung 5 zu entnehmen. Die Messebenen 6 bis 11 sind mit GEMSOGS ausgestattet. Bei den restlichen Messebenen sind die Geber im Kabelkanal eingebaut. Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erzielen, wurden alle Beschleunigungsaufnehmer, auch die auf Höhe der GEMSOGS-Ebenen in die seitlich der GEMSOGS verlaufenden Kabelkanäle in speziell angefertigten Gehäusen eingebaut.

Tabelle 1: Tabellarische Übersicht der Messebenen [BERNDT, 2008]

| Messebene | Tiefe [m u. SKN] | Abstand zum Meeresboden [m] | Abstand untereinander [m] | Beschreibung |
|-----------|------------------|-----------------------------|---------------------------|-------------------|
| 1 | 21,50 | 43,30 | | Plattform |
| 2 | 12,50 | 34,30 | 9,00 | Ebene Data Logger |
| 3 | -4,50 | 17,30 | 9,00 | Durchführung |
| 4 | -12,50 | 9,30 | 8,00 | |
| 5 | -21,50 | 0,30 | 9,00 | Meeresboden |
| 6 | -26,50 | -4,70 | 5,00 | GEMSOGS |
| 7 | -30,50 | -8,70 | 4,00 | GEMSOGS |
| 8 | -34,50 | -12,70 | 4,00 | GEMSOGS |
| 9 | -38,50 | -16,70 | 4,00 | GEMSOGS |
| 10 | -44,50 | -22,70 | 6,00 | GEMSOGS |
| 11 | -50,50 | -28,70 | 6,00 | GEMSOGS |
| 12 | -51,50 | -29,70 | 1,00 | Pfahlfuß |

Die Festlegung der Lage der Messachsen erfolgte aufgrund der Hauptbelastungsrichtung des Monopiles.

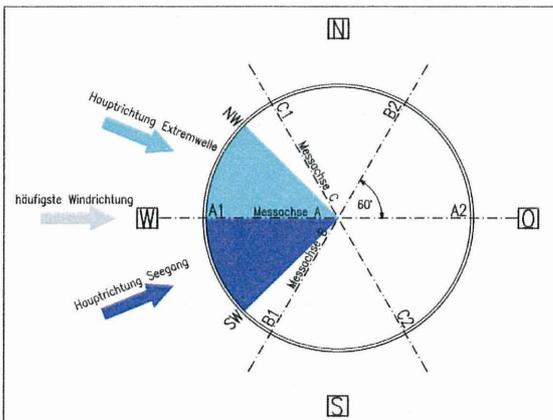


Abbildung 4: Darstellung der Messachsen [BERNDT, 2008]

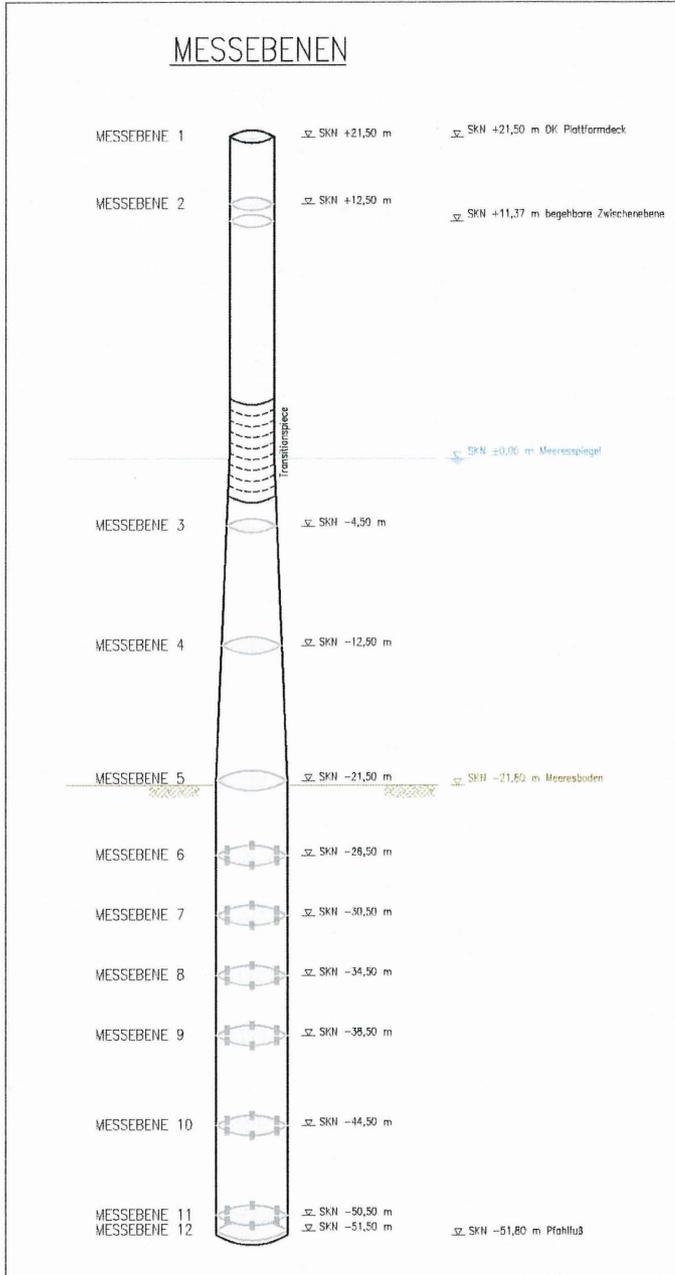


Abbildung 5: Darstellung der Messebenen [BERNDT, 2008]

Tabelle 2: Anordnung und Anzahl der Messgeber/Kabel

| | Messstelle | Messebene | Messlinie | Tiefe [m u. SKN] | Ausrichtung nach | Totalspannungsgeber | Porenwasserdruckgeber | Inklinometer | Dehnungsmessstreifen | Temperaturaufnehmer | Beschleunigung längs | Beschleunigung quer | Adern pro Messstelle | 12-adrig | 20-adrig | Koaxialkabel-Länge |
|----------------|----------------|----------------|-----------|------------------|------------------|---------------------|-----------------------|--------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|----------------------|-------------|------------|--------------------|
| | Adern | | | | | 4 | 4 | 4 | 3 | 4 | BNC | | | | | |
| Luft | A1 01 (+21,50) | 1 | A1 | 21,50 | NW | | | 2 | | 1 | | | 12 | 14 | | |
| | B1 02 (+12,50) | 2 | B1 | 12,50 | NW | | | | | 1 | | | 4 | 1 | | |
| Wasser | A1 03 (-04,50) | 3 | A1 | -4,50 | W | | | 2 | | | | | 12 | 34,5 | | 34,5 |
| | B1 03 (-04,50) | | B1 | -4,50 | SW | | | 2 | | 1 | | 6 | 34,5 | | | |
| | B2 03 (-04,50) | 4 | B2 | -4,50 | NO | | | | 2 | | | | 6 | 34,5 | | |
| | B1 04 (-12,50) | | B1 | -12,50 | SW | | | 1 | 1 | | 1 | 7 | 42,5 | | 42,5 | |
| | B2 04 (-12,50) | B2 | -12,50 | NO | | | | 1 | | | | 3 | 42,5 | | | |
| | B1 05 (-21,50) | 5 | B1 | -21,50 | SW | | | | 1 | 1 | 1 | 1 | 7 | 51,5 | | 103 |
| | B2 05 (-21,50) | | B2 | -21,50 | NO | | | | 1 | | | 3 | 51,5 | | | |
| | Boden | A1 06 (-26,50) | 6 | A1 | -26,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | 16 | | 56,5 |
| A2 06 (-26,50) | | A2 | | -26,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 56,5 | | |
| B1 06 (-26,50) | | B1 | | -26,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | 15 | | 56,5 | |
| B2 06 (-26,50) | | B2 | | -26,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 11 | 56,5 | | |
| C1 06 (-26,50) | | C1 | | -26,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 8 | 56,5 | | |
| C2 06 (-26,50) | | C2 | | -26,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 8 | 56,5 | | |
| A1 07 (-30,50) | | 7 | A1 | -30,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | 16 | | 60,5 | |
| A2 07 (-30,50) | | | A2 | -30,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 60,5 | | |
| B1 07 (-30,50) | | | B1 | -30,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | | 15 | | 60,5 | 60,5 |
| B2 07 (-30,50) | | | B2 | -30,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 11 | 60,5 | | |
| C1 07 (-30,50) | | | C1 | -30,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 8 | 60,5 | | |
| C2 07 (-30,50) | | | C2 | -30,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 8 | 60,5 | | |
| A1 08 (-34,50) | | 8 | A1 | -34,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | 16 | | 64,5 | |
| A2 08 (-34,50) | | | A2 | -34,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 64,5 | | |
| B1 08 (-34,50) | | | B1 | -34,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | 15 | | 64,5 | |
| B2 08 (-34,50) | | | B2 | -34,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 11 | 64,5 | | |
| C1 08 (-34,50) | | | C1 | -34,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 8 | 64,5 | | |
| C2 08 (-34,50) | | | C2 | -34,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 8 | 64,5 | | |
| A1 09 (-38,50) | | 9 | A1 | -38,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | 16 | | 68,5 | |
| A2 09 (-38,50) | | | A2 | -38,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 68,5 | | |
| B1 09 (-38,50) | | | B1 | -38,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | 1 | 15 | | 68,5 | 137 |
| B2 09 (-38,50) | | | B2 | -38,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 11 | 68,5 | | |
| C1 09 (-38,50) | | | C1 | -38,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 8 | 68,5 | | |
| C2 09 (-38,50) | | | C2 | -38,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 8 | 68,5 | | |
| A1 10 (-44,50) | 10 | A1 | -44,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | 16 | | 74,5 | | |
| A2 10 (-44,50) | | A2 | -44,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 74,5 | | | |
| B1 10 (-44,50) | | B1 | -44,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | 11 | | 74,5 | | |
| B2 10 (-44,50) | | B2 | -44,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 7 | 74,5 | | | |
| C1 10 (-44,50) | | C1 | -44,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 4 | 74,5 | | | |
| C2 10 (-44,50) | | C2 | -44,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 4 | 74,5 | | | |
| A1 11 (-50,50) | 11 | A1 | -50,50 | W | 1 | 1 | | | | | | 8 | 80,5 | | | |
| A2 11 (-50,50) | | A2 | -50,50 | O | 1 | 1 | | | | | | 8 | 80,5 | | | |
| B1 11 (-50,50) | | B1 | -50,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | | 11 | | 80,5 | 80,5 | |
| B2 11 (-50,50) | | B2 | -50,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | 7 | 80,5 | | | |
| C1 11 (-50,50) | | C1 | -50,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | 4 | 80,5 | | | |
| C2 11 (-50,50) | | C2 | -50,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | 4 | 80,5 | | | |
| B1 12 (-51,50) | 12 | B1 | -51,50 | SW | | | | 2 | | | | 6 | 81,5 | | | |
| B2 12 (-51,50) | | B2 | -51,50 | NO | | | | 2 | | | | 6 | 81,5 | | | |
| Gesamt | | | | | | 36 | 28 | 14 | 24 | 11 | 5 | 3 | 428 | 2102 | 798 | 458 |

Tabelle 2 zeigt die Bestückung der jeweiligen Messstelle mit den Gebern sowie die benötigten Kabelausführungen. Die grün hinterlegten Geber wurden während der Rammung hochfrequent gemessen. Alle übrigen Messgeber mit einer Frequenz von 1 Hz. Bei den in Blau dargestellten Messebenen handelt es sich um die GEMSOGS-Messstellen.

6 Anbau der GEMSOGS / Messgeber am Monopile

Der Anbau der gesamten Messtechnik am Monopile erfolgte im Juni 2008 durch die Mitarbeiter des IGB-TUBS bei der EEW Special Pipe Construction GmbH in Rostock, da dort der Pfahl hergestellt wurde.



Abbildung 6: eingüsteter Monopile bei EEW SPC in Rostock

Nachdem die GEMSOGS-Stahlplatten sowie die U-Profile der Kabelkanäle angeschweißt wurden, erfolgte das Einziehen der Verkablung. Die Kabelkanäle an den GEMSOGS wurden erst nach vollständiger Bestückung, Anschluss und Test der Geber geschlossen.

Anschließend wurde nach vorheriger Reinigung der Grundfläche im Schutze der GEMSOGS jeweils ein Dehnungsmessstreifen auf den Pfahl punktgeschweißt und mit einer bituminösen Barriere abgedeckt (Abb. 8).

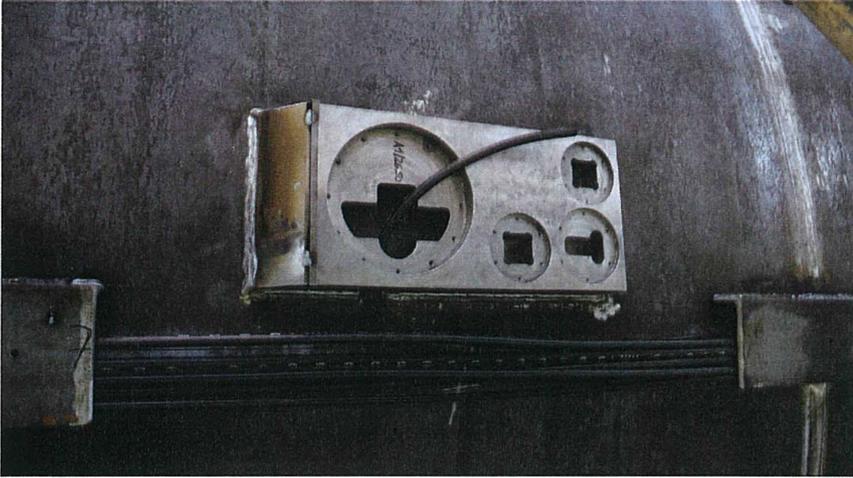


Abbildung 7: Leerer GEMSOGS mit Verkabelung



Abbildung 8: Punktschweißen eines Dehnungsmessstreifen

Der Porenwasserdruckgeber sowie die Inklinometer wurden in die vorgefertigten Aussparungen eingesetzt bzw. eingeschraubt und der Sintermetallfilter für den Porenwasserdruckgeber wurde angebracht. Zudem wurde im Hohlraum unter dem Totspannungskissen der Temperaturfühler eingelegt. Auch wurden in diesem Hohlraum sämtliche Kabeladern an ein 12- bzw. 20-adriges seewasserfestes Kabel an-

geschlossen. Dieses führt durch eine druckwasserdichte Kabelverschraubung aus dem GEMSOGS in den Kabelkanal.

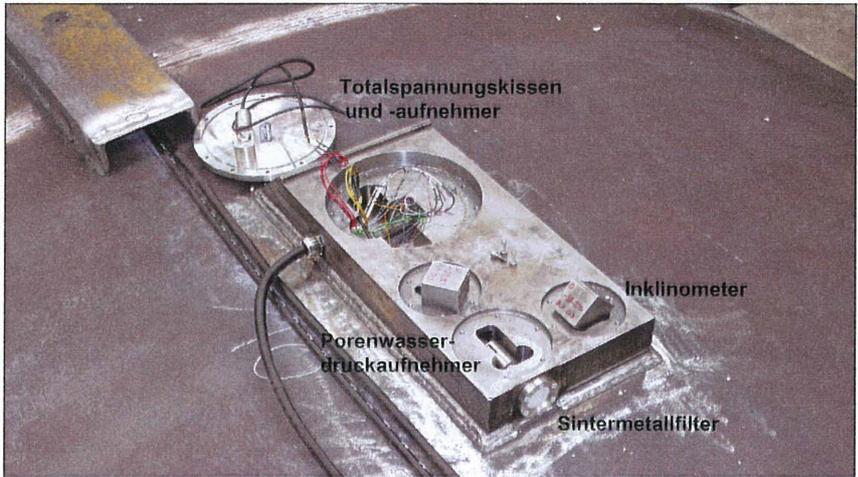


Abbildung 9: Installation der Messgeber im GEMSOGS

Alle Hohlräume der GEMSOGS wurden mit einer Kautschukmasse vergossen. Dadurch sind die Messgeber zusätzlich vor Wasserzutritt geschützt und durch die Einbettung der Geber in die Kautschukmasse wurden die frei schwingenden Massen beim Rammen stark herabgesetzt.



Abbildung 10: Vergießen der Messgeber mit Kautschuk

Das Totalspannungskissen und sämtliche Verschlusskappen wurden geschraubt. Durch die in den Verschlusskappen und im Totalspannungskissen integrierten O-Ringe wurde die Wasserdichtigkeit der GEMSOGS zusätzlich zur Kautschukverfüllung sichergestellt. Die Beschleunigungsgeber wurden in den Kabelkanälen in speziell angefertigten Gehäusen angeschraubt.



Abbildung 11: Beschleunigungsaufnehmer im Kabelkanal



Abbildung 12: in Schweißermatten eingewickelte Kabel

Nach dem Einbau sämtlicher Geber wurden die Kabelkanäle verschlossen. Um die darunter entlang führenden Kabel durch die Hitzeentwicklung beim Schweißvorgang nicht zu beschädigen, wurden diese mit sogenannten Schweißermatten eingewickelt. (Abb. 12). Die Kabelkanäle wurden durch im Vorfeld vorgesehene Bohrungen mit Montageschaum verfüllt, und somit durch die höhere Lagesicherheit der Kabel die schwingende Masse während der Rammung herabgesetzt ist.

Um die Distanz von den Messgebern bis hin zu den Datenerfassungsgeräten, welche sich während der Rammung auf dem Stelzenponton befinden, zu überbrücken, wurden am Ende der Kabelkanäle die Kabel weitere 30 m fortgeführt. Zur Transportsicherung wurden diese aufgerollt und auf Höhe der Kabelkanalenden befestigt.



Abbildung 13: Zum Transport gesicherte Kabel

Zudem wurden an dieser Stelle Fender angebracht, um die Kabel durch den dadurch vorgegebenen Biegeradius vor dem Abknicken zu schützen (siehe auch Abb. 18).

7 Offshore-Arbeiten / -Messungen

Ende Juli 2008 begannen die Offshore-Bauarbeiten der FINO3 durch die Ed. Züblin AG (Direktion Nord, Ingenieurbau Hamburg). Während der Arbeiten war das IGB-TUBS vor Ort, um die rammbegleitende Messung durchzuführen.



Abbildung 14: Aufnahme des Monopiles mit weiß lackierten GEMSOGS



Abbildung 15: Warten auf den Monopile vor der Rammführung

Nach der Aufrichtung des Pfahles in die Führung, wurden die Kabelpakete gelöst und auf die Plattform herab gelassen, wo sie zur Messanlage des IGB-TUBS weiter verlegt wurden.



Abbildung 16: Lösen der Kabel

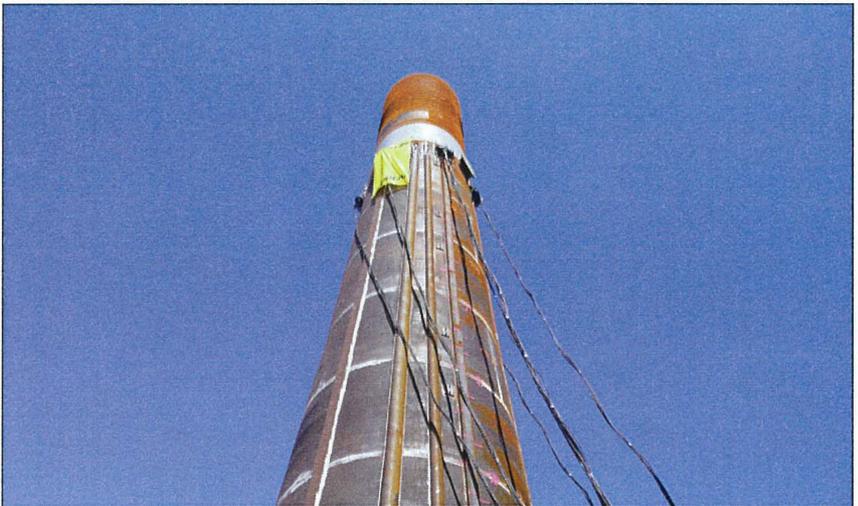


Abbildung 17: Monopile mit Verkabelung zur Messstation



Abbildung 18: Fender als Abknickschutz für die Kabel während des Rammens

Wie schon beschrieben, wurden im Vorfeld am Ende der Kabelkanäle Fender angebracht, um ein Abknicken der Kabel während des Rammvorganges zu verhindern. Die Kabelstränge wurden an den Fendern befestigt, damit ein seitliches Wegrutschen ausgeschlossen werden konnte.



Abbildung 19: Aufsetzen des Hammers (MHU 800S)

Danach wurden die Kabel mit den Datenerfassungsstationen verbunden. Um keine Unterbrechung im Bauablauf hervorzurufen, galt bei der Planung eine zeitliche Vorgabe von maximal einer halben Stunde. Diese konnte eingehalten werden, da bereits im Vorfeld alle 400 Adern der rund 50 Kabel mit steckbaren Lüsterklemmen vorkonfektioniert wurden, so dass ein schnelles zusammenstecken der Kabelenden möglich war. Hierbei handelt es sich um einen temporären Messaufbau, der bei eventuellem Regen mit einer stabilen Plane abgedeckt werden konnte. Nach Fertigstellung der Plattform werden die Adern 'natürlich' direkt an die Data Logger angeschlossen.



Abbildung 20: Anschließen der Kabel an Datenerfassungsanlage

Vor Beginn der Rammung wurden alle Geber im Ruhezustand des gestellten Pfahles gemessen.

Während der Rammung wurden die in Tabelle 2 grün hinterlegten Geber mit 4 kHz abgetastet, um das Tragverhalten des Pfahles bezogen auf seine jeweilige Einbindetiefe während der Rammung erfassen zu können. Hierzu wurden Erfassungsgeräte von National Instruments Corporation (USA) eingesetzt.

Alle übrigen Geber wurden mit der maximalen Abtastrate von 1 Hz mit Data Loggern der Firma Datataker (Australien) aufgezeichnet. Diese Data Logger werden nach der Fertigstellung der Plattform die Erfassung aller Messgeber übernehmen.

Die Rammung erfolgte mit einem Hydraulikhammer MHU 800S der Firma Menck GmbH (Kaltenkirchen). Für die erforderliche Rammtiefe von 30 m wurden ca. 6400 Schläge mit einer Gesamtenergie von rund 4250 MNm benötigt. Mit einigen Unterbrechungen aufgrund technischer Ausfälle des Hammers hatte die Rammung eine Gesamtdauer von rund 13 Stunden.

Trotz dieser hohen Beanspruchungen haben, wie aus Tabelle 3 zu entnehmen ist, fast alle der eingebauten Messgeber die Rammung ohne Funktionalitätseinbußen überstanden.

Tabelle 3: Anordnung der Messgeber

| | Nummer | Messebene | Messlinie | Tiefe [m u. SKN] | Ausrichtung nach | Totalspannungsgeber | Porenwasserdruckgeber | Inklinometer | Dehnungsmessstreifen längs | Dehnungsmessstreifen quer | Temperaturlaufnehmer | Beschleunigung längs | Beschleunigung quer |
|----------------|----------------|-----------|-----------|------------------|------------------|---------------------|-----------------------|--------------|----------------------------|---------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|
| Luft | A1 01 (+21,50) | 1 | A1 | 21,50 | NW | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 4 | BNC | BNC |
| | B1 02 (+12,50) | 2 | B1 | 12,50 | NW | | | 2 | | | 1 | | |
| Wasser | A1 03 (-04,50) | 3 | A1 | -4,50 | W | | | 2 | | | 1 | | |
| | B1 03 (-04,50) | | B1 | -4,50 | SW | | | 2 | 2 | | 1 | 1 | |
| | B2 03 (-04,50) | B2 | -4,50 | NO | | | | 2 | | | | | |
| | B1 04 (-12,50) | 4 | B1 | -12,50 | SW | | | | 1 | | 1 | | 1 |
| | B2 04 (-12,50) | | B2 | -12,50 | NO | | | | 1 | | | | |
| | B1 05 (-21,50) | 5 | B1 | -21,50 | SW | | | | 1 | | 1 | 1 | 1 |
| B2 05 (-21,50) | B2 | | -21,50 | NO | | | | 1 | | | | | |
| Boden | A1 06 (-26,50) | 6 | A1 | -26,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | |
| | A2 06 (-26,50) | | A2 | -26,50 | O | 1 | 1 | | | | | | |
| | B1 06 (-26,50) | | B1 | -26,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | | 1 | | |
| | B2 06 (-26,50) | B2 | -26,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | | |
| | C1 06 (-26,50) | C1 | -26,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | | |
| | C2 06 (-26,50) | C2 | -26,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | | |
| | A1 07 (-30,50) | 7 | A1 | -30,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | |
| | A2 07 (-30,50) | | A2 | -30,50 | O | 1 | 1 | | | | | | |
| | B1 07 (-30,50) | | B1 | -30,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | | 1 | 1 | |
| | B2 07 (-30,50) | B2 | -30,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | | |
| | C1 07 (-30,50) | C1 | -30,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | | |
| | C2 07 (-30,50) | C2 | -30,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | | |
| | A1 08 (-34,50) | 8 | A1 | -34,50 | W | 1 | 1 | 2 | | | | | |
| | A2 08 (-34,50) | | A2 | -34,50 | O | 1 | 1 | | | | | | |
| | B1 08 (-34,50) | | B1 | -34,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | | 1 | | |
| | B2 08 (-34,50) | B2 | -34,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | | | | | |
| | C1 08 (-34,50) | C1 | -34,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | | |
| | C2 08 (-34,50) | C2 | -34,50 | SO | 1 | 1 | | | | | | | |
| | A1 09 (-38,50) | 9 | A1 | -38,50 | W | 1 | 1 | 2 | | 1 | | 1 | 1 |
| | A2 09 (-38,50) | | A2 | -38,50 | O | 1 | 1 | | | 1 | | | |
| | B1 09 (-38,50) | | B1 | -38,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| | B2 09 (-38,50) | B2 | -38,50 | NO | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | | |
| | C1 09 (-38,50) | C1 | -38,50 | NW | 1 | 1 | | | 1 | | | | |
| | C2 09 (-38,50) | C2 | -38,50 | SO | 1 | 1 | | | 1 | | | | |
| A1 10 (-44,50) | 10 | A1 | -44,50 | W | 1 | 1 | 2 | | 1 | | 1 | | |
| A2 10 (-44,50) | | A2 | -44,50 | O | 1 | 1 | | | 1 | | | | |
| B1 10 (-44,50) | | B1 | -44,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | | | |
| B2 10 (-44,50) | B2 | -44,50 | NO | 1 | 1 | | | 1 | | | | | |
| C1 10 (-44,50) | C1 | -44,50 | NW | 1 | 1 | | | | 1 | | | | |
| C2 10 (-44,50) | C2 | -44,50 | SO | 1 | 1 | | | | 1 | | 1 | | |
| A1 11 (-50,50) | 11 | A1 | -50,50 | W | 1 | 1 | | | 1 | | 1 | | |
| A2 11 (-50,50) | | A2 | -50,50 | O | 1 | 1 | | | 1 | | | | |
| B1 11 (-50,50) | | B1 | -50,50 | SW | 1 | 1 | | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| B2 11 (-50,50) | B2 | -50,50 | NO | 1 | 1 | | | 1 | 1 | | | | |
| C1 11 (-50,50) | C1 | -50,50 | NW | 1 | 1 | | | | | | | | |
| C2 11 (-50,50) | C2 | -50,50 | SO | 1 | 1 | | | | 1 | | | | |
| B1 12 (-51,50) | 12 | B1 | -51,50 | SW | | | | 2 | 1 | | | | |
| B2 12 (-51,50) | | B2 | -51,50 | NO | | | | 2 | 1 | | | | |
| Gesamt | | | | | | 36 | 28 | 14 | 24 | 20 | 11 | 5 | 3 |

■ defekt
■ Aussetzer
■ OK

Die ausgefallenen Geber in Messebene 3-5 und in der Messebene 12 sind alles zusätzliche Dehnungsmessstreifen innerhalb der Kabelkanäle. Die Messstelle wurde wasserdicht eingehaust. Da jedoch auch die Messgeber oberhalb der Wasserlinie nach den ersten Schlägen ausgefallen sind, war doch die scheinbar zu hohe Beanspruchung durch den Schlag maßgebend. Wahrscheinlich haben die mit Bauschaum unzureichend verpressten Kabel die Lötstützpunkte der DMS überbeansprucht!

Die Geber in den GEMSOGS haben nach den ersten Auswertungen die Rammung 'blendend' überstanden.

Durch Schlechtwetterunterbrechungen kam es im Juni jedoch nicht mehr zu dem geplanten Aufsetzen des Transition Pieces, dem Übergangsstück zwischen Monopile und Plattformschafft. Dieses wäre aber die Voraussetzung gewesen, um die dauerhafte Messanlage zu installieren und betreiben zu können. Voraussichtlich wird der Bau der FINO3 im Oktober 2008 fortgesetzt, so dass dann nach Fertigstellung der Plattform mit den Langzeitmessungen begonnen werden kann.

Derzeit laufen die Auswertungen der bei der Rammung aufgezeichneten Daten. Die Ergebnisse werden voraussichtlich zum Pfahl-Symposium im Februar 2009 in Braunschweig veröffentlicht.

Für die bisherige Unterstützung und Zusammenarbeit bei dem Forschungsvorhaben FINO3 gilt unserer Dank der Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH, der EEW Special Pipe Construction GmbH Rostock und der Ed. Züblin AG (Direktion Nord, Ingenieurbau Hamburg).



Abbildung 21: Luftbild vor Aufnahme des Hammers (30.07.2008, B. Barton)

8 Literatur

Berndt, U. (2008)

Geotechnisches Messkonzept zur Bestimmung der Monopile/Boden-Interaktion bei der Forschungsplattform FINO3, Diplomarbeit am IGB-TUBS, unveröffentlicht

Forschungs- und Entwicklungszentrum Fachhochschule Kiel GmbH (2008)

Prospekt FINO³, Eigenverlag

Gattermann, J.; Bruns, B.; Fritsch, M. (2007)

FINO3 – Geotechnische Messungen am Monopile, Pfahl-Symposium 2007, Fachseminar am 22./23.02.07 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 207-223

Stahlmann, J.; Gattermann, J.; Kluge, K. (2007)

FINO3 – Forschungsansätze für Offshore Windenergieanlagen, Pfahl-Symposium 2007, Fachseminar am 22./23.02.07 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 84, S. 225-246

Wiemann, J.; Lesny, K.; Richwien, W. (2002)

Gründung von Offshore-Windenergieanlagen – Gründungskonzepte und geotechnische Grundlagen; Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Essen, Heft 29, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Verlag Glückauf, Essen

Autoren:

Dipl.-Ing. Ulrike Berndt

u.berndt@tu-bs.de

Akad. Oberrat Dr. Jörg Gattermann

j.gattermann@tu-bs.de

Dipl.-Ing. Benedikt Bruns

b.bruns@tu-bs.de

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

j.stahlmann@tu-bs.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

Tel.: 0531 391-2730

MESSUNG, AUSBREITUNG UND MINDERUNG VON HYDROSCHALL BEIM BAU VON OFFSHORE-WINDENERGIEANLAGEN

Dr.-Ing. Karl-Heinz Elmer

Zusammenfassung

Messungen des Unterwasserschalls zeigen, dass beim Betrieb und insbesondere bei der Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) erhebliche Hydroschallimmissionen auftreten, die zu Beeinträchtigungen und Schädigungen von Meeresäußern und anderen Meeresbewohnern führen können. Zuverlässige Grenzwerte, Beurteilungen und Prognosen der zu erwartenden Schallimmissionen sind erforderlich, um Beeinträchtigungen und Schädigungen der Meeresfauna zu vermeiden.

In mehrjährigen BMU-Forschungsprojekten sind die Hydroschallbelastungen untersucht worden, welche durch die Baumaßnahmen, insbesondere durch die Rammarbeiten von Offshore-Windenergieanlagen, zu erwarten sind. Die gemessenen Baugeräusche bei Offshore-Gründungen liegen weit oberhalb der vom BSH (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie) als Genehmigungsbehörde genannten Richtwerte für Baugeräusche von OWEA. Zur Einhaltung der Richtwerte sind mögliche Lärm-minderungsmaßnahmen erarbeitet und vorgeschlagen worden.

Weitere Ziele der Forschungsarbeiten sind die Standardisierung der Mess- und Auswerteverfahren sowie die Untersuchung der Ausbreitung von Hydroschall im Meer.

Einleitung

Im Zuge der Offshore-Strategie der Bundesregierung sollen in den nächsten Jahren und Jahrzehnten Windenergieanlagen (WEA) in großer Stückzahl in Nord- und Ostsee errichtet werden. Die Erschließung der umweltfreundlichen Offshore-Windenergie ist mit dem Einbringen großer maschinenbaulicher Anlagen und Gründungen von Tragkonstruktionen in die offene See verbunden. Dies bedeutet einen großräumigen und langfristigen technischen Eingriff in den marinen Lebensraum.

Zu den wesentlichen Auswirkungen bei Installation und Betrieb von Windenergieanlagen gehört der Eintrag von Körperschall in den Wasserkörper. Insbesondere bei Rammarbeiten zur Herstellung der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen kann die Schallemission sehr intensiv sein und zu hohen Hydroschallpegeln führen, wobei dauerhafte Schädigungen von geschützten Meeressäugern wie Schweinswale, Seehunde und Kegelrobben nicht ausgeschlossen werden können.

Um inakzeptablen Auswirkungen auf die Meeresumwelt frühzeitig entgegenzuwirken, sind vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) verschiedene Studien in Auftrag gegeben worden, in denen untersucht wurde, inwieweit sich Hydroschallimmissionen auf Meerestiere, insbesondere Meeressäuger auswirken [3].

Auf technischer Ebene haben darüber hinaus die drei Institute: das Institut für Statik und Dynamik (ISD, ehemals CRI) der Leibniz Universität Hannover, das Deutsche Windenergieinstitut (DEWI) in Wilhelmshaven und das Institut für technische und angewandte Physik (itap) in Oldenburg im Auftrag des BMU untersucht, welche Geräuschpegel durch Betrieb und Errichtung von WEA im Meer zu erwarten sind und welche Verfahren zur Messung und Auswertung von Unterwasserschall anzuwenden sind [1,2,5].

Ein standardisiertes Vorgehen ist in der Akustik erforderlich, da es andererseits kaum möglich ist, die in unterschiedlichen Messkampagnen international erzielten Ergebnisse miteinander zu vergleichen und zu bewerten.

Auswirkungen des Hydroschalls bei Meeressäugern

Bild 1 stellt die Einwirkzonen einer Geräuschquelle dar. Die Quelle erzeugt einen bestimmten Schallpegel, der mit der Entfernung abnimmt. Der äußere Rand der Zone der Hörbarkeit ist durch die frequenzabhängige Hörschwelle der betreffenden Spezies gegeben; also der Schallpegel, oberhalb dessen ein Schall gerade wahrnehmbar wird.

Weniger klar definiert und nicht in jedem Fall vorhanden oder nachweisbar sind die Zone der Reaktion sowie die Zone der Maskierung. Dabei behindert die Schallquelle

die akustische Kommunikation der Tiere sowie die Echolokation und eventuell die Wahrnehmung der Laute von Beute- und Feindtieren.

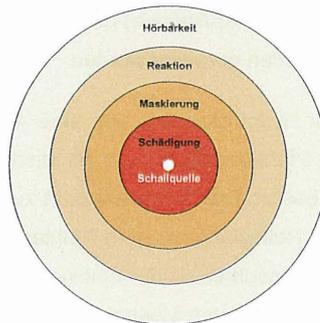


Bild 1. Einwirkzonen einer Schallquelle [2].

Eine sehr laute Schallquelle kann in deren Nähe schließlich eine Zone der Schädigung erzeugen. Intensiver Schall kann bei vielen Tierarten zu physiologischen Schäden führen. Als erste Stufe wird eine vorübergehende Anhebung der Hörschwelle angesehen (Temporary Threshold Shift, TTS). Erholt sich das Hörvermögen nicht innerhalb eines bestimmten Zeitraums, bedeutet das eine permanente Schwellenanhebung (PTS), also eine dauerhafte Schädigung.

Die Reichweite der verschiedenen Zonen lässt sich aus den eingebrachten Maximal- und Dauerschallpegeln in Kombination mit einer realistischen Annahme für die Schallausbreitung ableiten. Die Frage nach der Wirkung der Schallimmissionen auf die betroffene Spezies – in der Nordsee sind dies vor allem Schweinswale sowie Seehunde, Kegelrobben und Fische – kann dagegen nur von Biologen beantwortet werden. Genauere Daten von Störradien für die unterschiedlichen Meeressäuger lassen sich derzeit kaum angeben, doch ist bei Bauarbeiten für Offshore-Windparks von Räden bis 20 km auszugehen, da die höchsten Schallpegel beim Rammen von Pfählen für Offshore Gründungen auftreten. Es wird angenommen, dass:

- Spitzenschalldruckpegel von: $L_{peak} > 180 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}$
- und Einzelereignispegel von: $L_E \text{ (SEL)} > 160 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}$

für marine Säuger und andere Meerestiere gefährlich sein können.

Entstehung des Hydroschalls

Zur Gründung von Offshore-Windenergieanlagen müssen Pfähle von etwa 1,50 m Durchmesser (bei aufgelösten Konstruktionen) oder Monopiles von etwa 3,5 bis 5 m Durchmesser in den Meeresboden gerammt werden.

Durch den Rammstoß einer Hydraulikramme von etwa 4 ms Dauer wird eine Stoßwelle als Dehnwelle in den Pfahl eingeleitet, die als inzidente, fortschreitende Welle eine Länge von etwa 20 m besitzt. Die Dehnwelle führt zur Eindringung des Pfahls in den Boden, mit mehrfachen Reflexionen an den Pfahlenden und damit mehrfaches Durchlaufen der Pfahllänge, je nach erreichter Einbindetiefe bzw. Dämpfungswirkung infolge der Einleitung von Energie in den Meeresboden.

Dabei führen die lateralen Dehnungen eines Pfahls beim mehrfachen Durchlaufen der Dehnwelle im Pfahl zu radialen Schwinggeschwindigkeiten an der Pfahloberfläche, die im Bereich des Meerwassers nach Bild 2 und Bild 3 mechanische Energie als Hydroschall abstrahlen. Die Hydroschallwellen breiten sich im Meer mit etwa 1480 m/s aus.

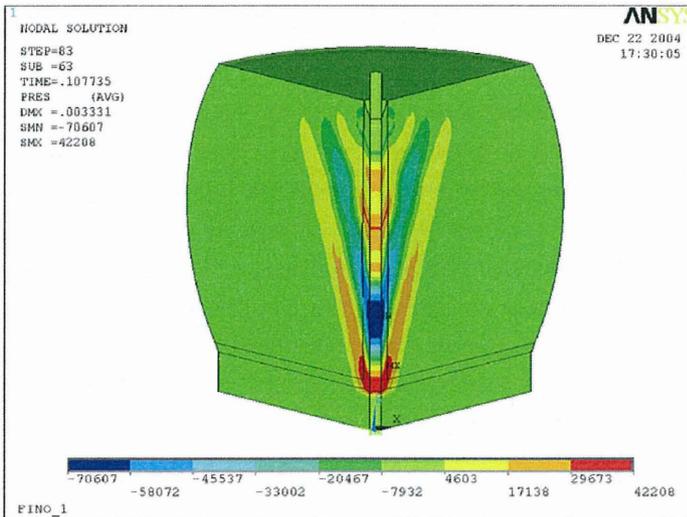


Bild 2: Ausbreitung der Stoßwelle im Pfahl mit Reflexionen an Querschnittsprüngen sowie Abstrahlung und Ausbreitung des Hydroschalls im Wasser [2].

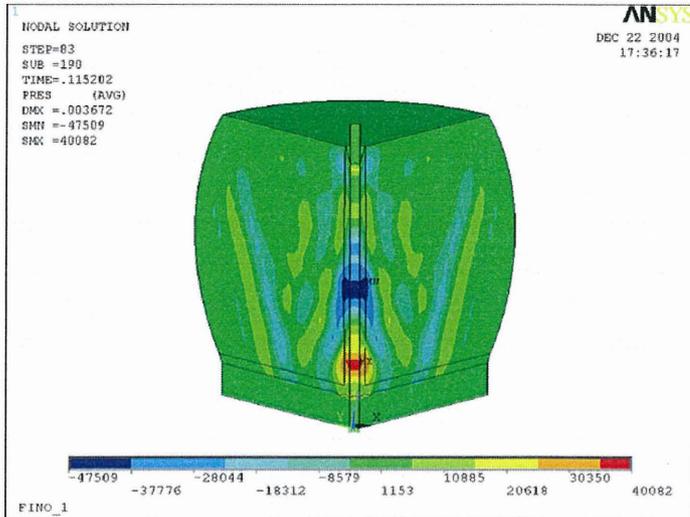


Bild 3: Ausbreitung der Stoßwelle im Pfahl nach mehrfachen Reflexionen an den Pfahlenden und Durchläufen der Pfahlänge sowie Ausbreitung des Hydroschalls im Wasser [2].

Nach Bild 4 wird nur ein geringer Teil der gesamten Rammenergie als Hydroschall abgestrahlt, der überwiegende Teil der Energie wird in den Meeresboden eingeleitet.

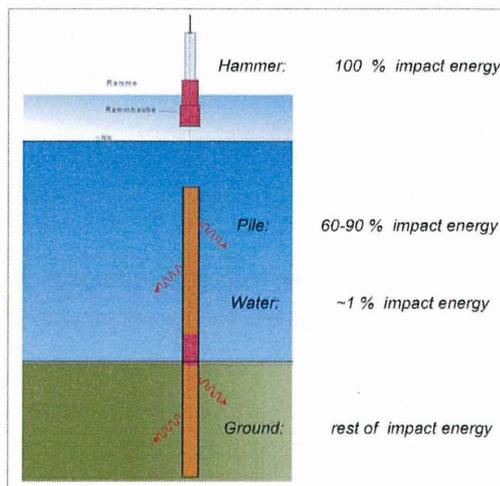


Bild 4: Bilanz der gesamten Rammenergie bei Offshore-Rammarbeiten [4].

Messausrüstung und Messverfahren

Zur Messung von Hydroschall werden als Wandler piezoelektrische Hydrophone nach Tabelle 1 eingesetzt. Die Empfindlichkeit der robusten Standardtypen, die sich durch einen sehr großen Frequenzbereich auszeichnen, ist für Messungen der Baugeräusche geeignet, ist aber für Messungen der Hintergrundbelastungen bei geringem Wind und Seegang nicht immer ausreichend, d.h. die untere Messgrenze wird durch deren Eigenrauschen begrenzt. Zudem ist zum Betrieb ein Ladungsverstärker wie das zweikanalige Gerät NEXUS 2692-0S2 von B&K oder ein eingebauter Verstärker erforderlich, der auch Störsignale durch mechanische Einwirkungen auf das Kabel verhindert.

Zwar ist auch ein Betrieb mit einem hochohmigen Spannungsverstärker möglich, jedoch vermindert die parallel zum Piezoelement liegende Kabelkapazität die Empfindlichkeit, bei den in Tabelle 1 genannten Typen und einem 70 m langen Kabel mit 100 pF/m beispielsweise um rund 6 dB. Außerdem ist eine solche Anordnung anfällig gegen Brummeinstreuungen etc.

| Typ | Spannungsempfindlichkeit | Ladungsempfindlichkeit | Frequenzbereich | Besonderheiten |
|-------------------|--|------------------------|------------------|---|
| Brüel & Kjær 8103 | 29 $\mu\text{V}/\text{Pa}$ bzw. -211 dB re 1 V/ μPa | 0.10 pC/Pa | 0.1 Hz – 180 kHz | Robust, mäßige Empfindlichkeit, i.A. Ladungsverstärker erforderlich |
| Brüel & Kjær 8105 | 56 $\mu\text{V}/\text{Pa}$ bzw. -205 dB re 1 V/ μPa | 0.42 pC/Pa | 0.1 Hz – 160 kHz | |
| Brüel & Kjær 8106 | 2.0 mV/Pa bzw. -174 dB re 1 V/ μPa | – | 7 Hz – 80 kHz | Hohe Empfindlichkeit, eingebauter Verstärker |
| Reson TC4032 | 3.2 mV/Pa bzw. -170 dB re 1 V/ μPa | – | 10 Hz – 20 kHz | |

Tabelle 1: Übersicht über Hydrophontypen für Offshore-Messungen.

Zur Vermeidung von Störsignalen sollten Hydrophone über eine galvanisch getrennte Stromversorgung oder an Trockenbatterien bzw. Akkumulatoren angeschlossen werden.

Nach Bild 5 ist das Hydrophon 8103 von B&K mit einem Durchmesser von 9,5 mm besonders klein und mit einem sehr dünnen, abgeschirmten Teflonkabel ausgestattet, das durch die Gezeitenströmungen der Nordsee von etwa 1 m/s weniger abgetrieben wird.



Bild 5: Hydrophone für Offshore-Messungen [Brüel & Kjær].

Insbesondere in der Nordsee ist auf ein ausreichend schweres Ballastgewicht zu achten, wenn das Hydrophon von einem Schiff herabgelassen wird oder die Schallimmissionen durch ein autonomes Messsystem nach Bild 6 erfasst werden.

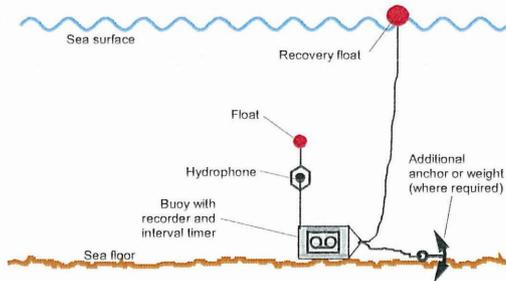


Bild 6: Autonomes (batteriebetriebenes) Messsystem am Meeresboden [2].

Für Beschleunigungs- und Dehnungsmessungen an den Pfählen bzw. Monopiles während der Rammarbeiten sind u.a. Beschleunigungsaufnehmer 8614 A von Kistler mit einer Empfindlichkeit von 2,55 mV/g (bis 2000g) und einem Messbereich von 0,7–10 kHz sowie spezielle Dehnungsgeber für Rammvorgänge von Pile Dynamics Inc. (PDI) mit einer Empfindlichkeit von 380 $\mu\text{e}/\text{mV/V}$ eingesetzt worden.

Entfernungsmessungen sind mit dem laseroptischen Entfernungsmesser LEICA LRF1200 sowie mit dem Gerät LEM 300-Geo durchgeführt worden.

Zur Positionsbestimmung ist u.a. ein GPS VISTRA ETREX benutzt worden.

Erforderliche Schallpegelgrößen des Hydroschalls

Das Rammen, vor allem mit hydraulischen Impulsrammen erzeugt hochfrequenten Lärm mit erheblichem Hydroschalldruck, im Nahbereich der Ramme von über 10^5 Pa. In der Akustik wird üblicherweise nicht die Schalldruckamplitude, sondern der Schall- druckpegel L in dB (Dezibel) angegeben:

$$L = 20 \log_{10} (p_{\text{eff}} / p_0).$$

Der Effektivwert p_{eff} (auch RMS-Wert, RMS = root mean square) ist der über eine kurze Zeitspanne quadratisch gemittelte Schalldruck. Für den Bezugsdruck gelten die Werte $p_0 = 20 \mu\text{Pa}$ für Luftschall (das entspricht der menschlichen Wahrnehmungsschwelle) und $p_0 = 1 \mu\text{Pa}$ für Wasserschall.

So entspricht der Effektivwert des Schalldrucks von 100 Pa im Wasser einem Schall- druckpegel von 160 dB (re $1 \mu\text{Pa}$), wobei die Bezugsgröße von $1 \mu\text{Pa}$ mit angegeben wird.

Impulsschall wie das Rammgeräusch wird mit Hilfe von drei Schallpegelgrößen be- schrieben. Der erste Pegel ist der Spitzenpegel L_{peak} , wobei p_{peak} den maximalen po- sitiven oder negativen gemessenen Schalldruck darstellt und p_0 den Wert von $1 \mu\text{Pa}$ ergibt:

$$L_{\text{peak}} = 20 \log_{10} (|p_{\text{peak}}| / p_0),$$

Bild 7 zeigt den Hydroschalldruck eines einzelnen Rammschlags eines Hydraulik- hammers, gemessen in 1,6 km Entfernung.

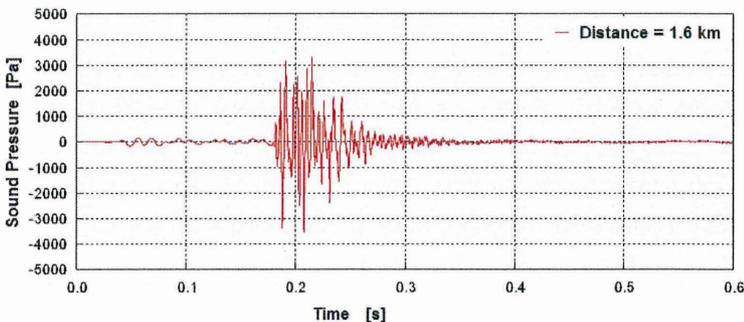


Bild 7: Gemessener Schalldruck eines einzelnen Rammschlags [1,itap].

Die Stoßdauer eines Hydraulikhammers liegt bei 4 ms, während die Signallänge des resultierenden Schalls, der von den Pfahlschwingungen abgestrahlt wird, etwa 200 ms beträgt.

Das Einzelereignis in Bild 7 zeigt einen maximalen Spitzenschalldruck von etwa $p_{\text{peak}} = 3500 \text{ Pa}$, der einen logarithmischen Spitzenschalldruckpegel ergibt von:

$$L_{\text{peak}} = 191 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}.$$

Da Schallpegel stark schwanken können, wird der Mittelungspegel oder äquivalente Dauerschallpegel als zweite Schallpegelgröße angegeben. Dieser ist definiert als

$$L_{\text{eq}} = 10 \log \left(\frac{1}{T} \int_0^T \frac{p(t)^2}{p_0^2} dt \right).$$

Hierin ist T die Mittelungsdauer, üblich sind z.B.: 1s, 10s, 60s mit unterschiedlichen Ergebnissen. Es wird also über mehrere Schläge und Pausen gemittelt. Bei den Rammarbeiten hat sich eine Mittelungszeit über 10 s zur Darstellung des Dauerschallpegels über die gesamte Rammzeit als vorteilhaft herausgestellt.

Die Rammschläge stellen aber eine Folge von sehr kurzzeitigen Einzelereignissen dar. Es ist sinnvoll, auch den Energieinhalt eines einzelnen Schlags zu betrachten und nicht eine Mittelung über mehrere Schläge. Der dritte Wert zur Beschreibung des Rammgeräusches ist der *Einzelereignispegel* L_E (auch mit SEL abgekürzt).

$$L_E = 10 \log \left(\frac{1}{T_0} \int_{t_1}^{t_2} \frac{p(t)^2}{p_0^2} dt \right)$$

Der Einzelereignispegel L_E erfasst den wesentlichen Energieinhalt eines Rammschlags z.B. nach Bild 7 in den Grenzen von $t_1 = 0,15 \text{ s}$ bis $t_2 = 0,35 \text{ s}$, also innerhalb eines sinnvoll gewählten Zeitraums von 0,2 s. Die Energie wird aber im Unterschied zum Mittelungspegel L_{eq} beim Einzelereignispegel L_E unabhängig von t_1 und t_2 immer auf das Zeitintervall von einer Sekunde bezogen (verschmiert), also $T_0 = 1 \text{ s}$ gesetzt. Der Hydroschalldruckverlauf des Rammschlags nach Bild 7 ergibt einen Einzelereignispegel (als äquivalenten Energiepegel) von:

$$L_E = 167 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}.$$

Im Frequenzbereich werden Schallpegel entweder als Schmalbandspektrum oder als Terzspektrum mit 1/3-Oktavbändern dargestellt. Bild 8 zeigt als Schmalbandanalyse das Spektrum der Hintergrundbelastung am Standort vor Baubeginn sowie das Spektrum der zusätzlichen Hydroschallbelastung durch die Offshore-Rammarbeiten bei der Errichtung der Forschungsplattform FINO1 in der Nordsee. Die größten Belastungen durch Rammarbeiten liegen hier im Bereich zwischen 100 Hz und 300 Hz, insgesamt etwa 30 dB oberhalb der vorhandenen Hintergrundbelastung.

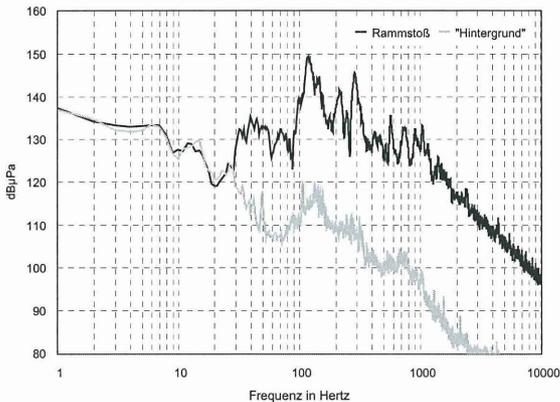


Bild 8: Schmalbandspektrum mit 1 Hz Linienabstand, gemittelt aus 50 Rammschlägen [1, itap].

Bild 9 stellt zum direkten Vergleich das Rammgeräusch nach Bild 8 als gemitteltetes Terzspektrum der Einzelereignispegel dar.

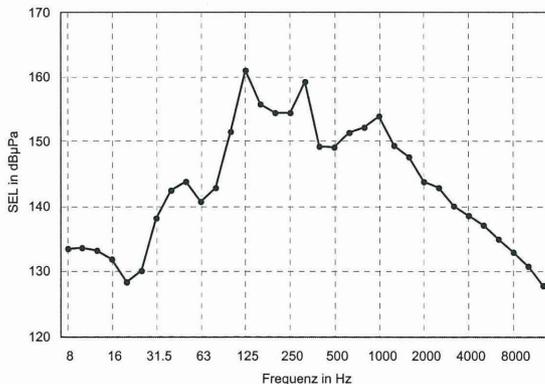


Bild 9: Das Terzspektrum der Einzelereignispegel der Rammschläge bei FINO1 [1, itap].

Für die Genehmigung eines Windparks beim BSH ist neben der Ermittlung der Hintergrundbelastung auch eine Hydroschall-Immissionsprognose für den Bau und Betrieb der Anlagen erforderlich.

Während der Bauphase ist eine vollständige Erfassung der Schallimmission der Gründungsarbeiten einer Anlage vorgeschrieben in ca. 400–800 m Entfernung, im unteren Drittel der Wassersäule je Fundamenttyp eines Windparks als:

- unbewerteter Schalldruck im Frequenzbereich von 10 bis 80 kHz mit dem maximalen Schalldruck L_{peak} (in dB re $1\mu\text{Pa}$);
- Einzelereignis-Schalldruckpegel L_E (bzw. SEL) als Breitbandpegel und in 1/3-Oktavbändern von 10 bis 80 kHz als typische Sequenzen der Baumaßnahme;
- äquivalenter Dauerschallpegel L_{eq} (in dB re $1\mu\text{Pa}$) als Breitbandpegel für die gesamte Dauer der Baumaßnahme;
- **einzuhaltender Richtwert: $L_E < 160 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}$ in 750 m Entfernung.**

Für Ramarbeiten bei der Errichtung der FINO1 Forschungsplattform sind in Bild 10 vergleichsweise die Zeitverläufe der Spitzenpegel und der Einzelereignispegel SEL über den Rammverlauf dargestellt. Beide Pegel liegen oberhalb der Richtwerte.

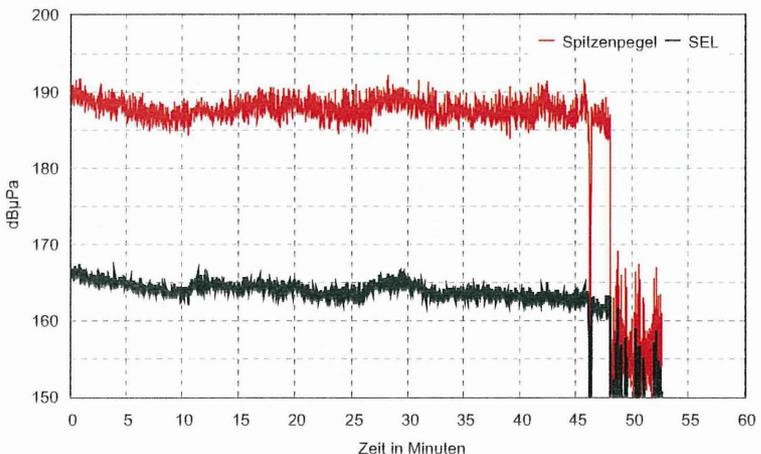


Bild 10: Pegelverlauf über die Messzeit während der Ramarbeiten bei FINO1, Messung vom treibenden Schiff aus, Entfernung ca. 400 m – 450 m [1, itap].

Schallausbreitung im Meer

In der Weite eines Ozeans, eines in alle Richtungen unendlich ausgedehntes Mediums, das idealisiert angenommen auch keinen Schall absorbiert, würden Schalldruck und Schallschnelle im Rahmen der Kugelwellenausbreitung umgekehrt proportional zur Entfernung r von der Quelle abnehmen. Für die Intensität würde entsprechend $I \sim 1 / r^2$ gelten. Ausgedrückt als „Transmission Loss“ TL, also der Abnahme des Pegels in dB auf dem Weg von r_1 nach r_2 folgt:

$$TL = 20 \log (r_2 / r_1) \text{ dB} \quad (\text{Kugelwellenausbreitung})$$

Über kurze Distanzen beschreibt diese Kugelwellenausbreitung die Abnahme des Pegels recht genau. Die Nord- und Ostsee stellen jedoch akustisch Flachwasserzonen dar, mit näherungsweise planparallelen oberen und unteren Begrenzungen. Im Idealfall breitet sich der Schall darin nach den Gesetzen der Zylinderwelle aus, der Pegel nimmt nicht mit 6 dB je Entfernungsverdopplung ab wie bei der Kugelwelle, sondern mit 3 dB:

$$TL = 10 \log (r_2 / r_1) \text{ dB} \quad (\text{Zylinderwellenausbreitung})$$

Die Meeresoberfläche und vor allem der Meeresboden sind aber keine idealen, vollständig reflektierenden Grenzschichten, so dass weder Zylinderwellen- noch Kugelwellenausbreitung die Verhältnisse nach Bild 11 hinreichend korrekt beschreiben.

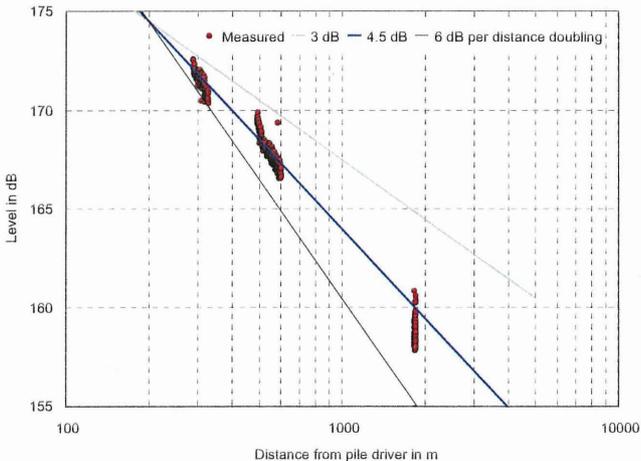


Bild 11: Abnahme des Pegels mit der Entfernung, gemessen in der Ostsee [6]

Über Sandboden (Nordsee) ist die Ausbreitung besser als über schlammigem Boden (Ostsee). Schall wird im Meerwasser außerdem absorbiert, die Absorption steigt mit der Frequenz. Die Messergebnisse nach Bild 11 zeigen reale Ausbreitungsvorgänge mit Dämpfungseinflüssen, die sich näherungsweise beschreiben lässt mit:

$$TL = 15 \log (r_2 / r_1) \text{ dB} \quad (\text{gemessene Wellenausbreitung})$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit für Hydroschall hängt u.a. von der Tiefe, vom Salzgehalt und der Wassertemperatur ab und kann für 10⁰ C Wassertemperatur mit etwa 1480 m/s angenommen werden. Der wassergesättigte Meeresgrund weist jedoch noch höhere Ausbreitungsgeschwindigkeiten auf, die sich nach Bild 12 als Vorlauf auch im Hydroschall in größerer Entfernung messen lassen.

Bei größeren Entfernungen ist mitunter auch Dispersion als eine starke Abhängigkeit der Laufzeit des Schalls von der Frequenz zu beobachten, wobei die tiefen Frequenzen nach Bild 13 verzögert eintreffen.

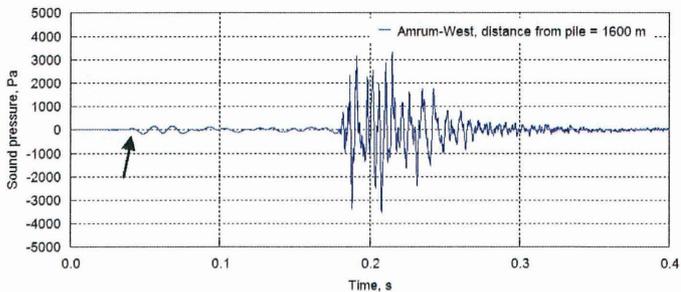


Bild 12: Rammimpulse mit deutlichem Anteil von "Bodenschall". Der erste Bodenschall trifft ca. 140 ms vor dem Wasserschall ein. [2, itap].

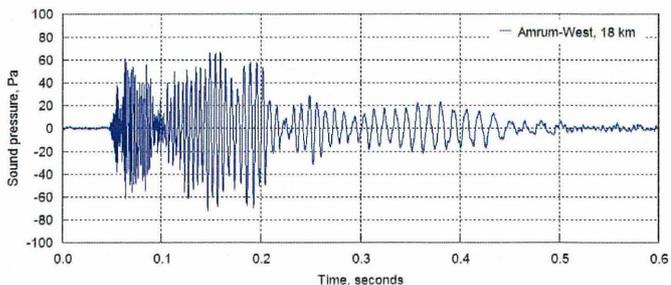


Bild 13: Zeitfunktion eines Rammschlages in 18 km Entfernung. Die niederfrequenten Anteile des Impulses erreichen den Empfänger gegenüber den hochfrequenten verzögert [2, itap].

Zur Gewinnung von Richtwerten sowie zur Bildung und Validierung von Ausbreitungsmodellen sind im Rahmen der BMU-Forschungsvorhaben [1,2] Hydroschallmessungen beim Bau von zwei Offshore-Strukturen vorgenommen worden, deren Größe der von Offshore-WEA nahe kommt oder entspricht, den Messmasten Amrumbank West und FINO2. Die Lage der Messpunkte zur Messung der Schallausbreitung beim Bauvorhaben Amrumbank West ist in Bild 14 dargestellt, mit mehreren Messpunkten bis 1600 m sowie bei 18 km und 33 km Entfernung.

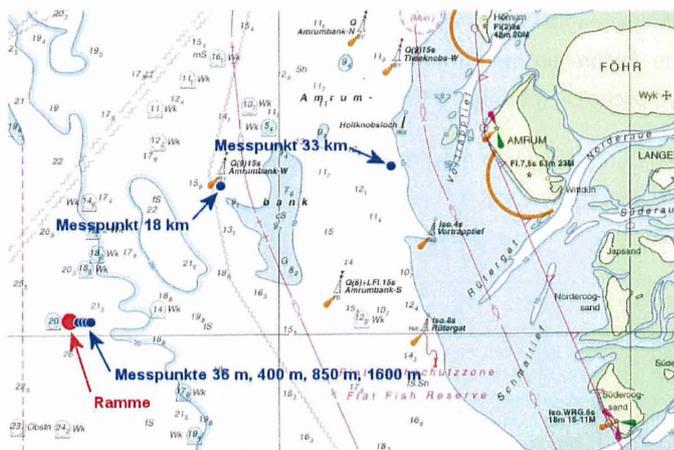


Bild 14. Messpositionen bei den Rammarbeiten „Messmast Amrumbank West“[2].

Je nach Frequenz ergeben die Messergebnisse nach Bild 15 ein Absinken des Pegels von 10 dB/Dekade bis über 20 dB/Dekade (entsprechend 3 dB bis über 6 dB je Verdopplung der Entfernung). Mit zunehmender Entfernung verläuft die Abnahme steiler. Unterhalb einer bestimmten Frequenz, der Grenzfrequenz ist Schall im Flachwasser nicht ausbreitungsfähig. Die besonders starke Abnahme des Pegels bei Amrumbank-West von 18 km nach 33 km nach Bild 15 und 16 liegt wohl daran, dass der Schallweg mehrere Kilometer über der Amrumbank verläuft, d.h. durch eine Zone mit besonders geringer Wassertiefe. Für die Annahme spricht, dass der Pegel bei 250 Hz besonders steil abfällt und bei noch tieferen Frequenzen in Bild 16 überhaupt kein verwertbares Signal mehr in 33 km Entfernung vorhanden ist. Die frequenzabhängige Abnahme der Einzelereignis-Schalldruckpegel ist in Bild 16 als Terzpegel für die unterschiedlichen Entfernungen dargestellt.

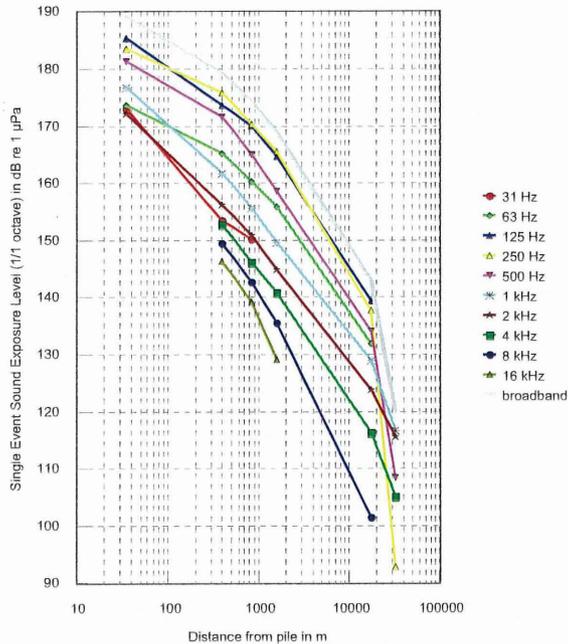


Bild 15. Abnahme des Einzelereignispegels L_E mit der Entfernung bei „Amrumbank West“ [2, itap]

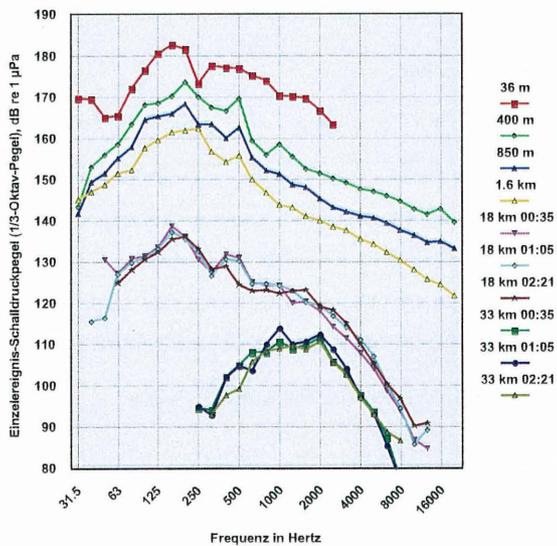


Bild 16. Terzanalyse der Einzelereignispegel L_E mit der Entfernung bei „Amrumbank West“ [2]

Gemessene Hydroschallimmissionen bei Offshore-Rammarbeiten

Die gemessenen Hydroschallemissionen der Offshore-Rammarbeiten beim Bau von unterschiedlichen Anlagen sind in Tabelle 2 mit der Pfahlgröße und der eingesetzten Rammenergie zusammengestellt. Die gemessenen Schallpegel sind entsprechend den Vorgaben der Genehmigungsbehörde BSH auf eine Entfernung von 750 m umgerechnet worden.

| Gemessene Schallemissionen: | | | | |
|------------------------------------|----------------------|----------------|-------------------------|----------------------|
| | Pfahl Durchm. | Energie | L_{peak} | L_E |
| Anlage | [m] | [kNm] | [dB] | [dB] |
| Hafenanlage, Küste | 1.5 | 280 | 184 | 158 |
| Monopile Sky2000, Ostsee | 3.0 | 280 | 185 | 164 |
| FINO1 (Jacket), Nordsee | 1.5 | 280 | 189 | 164 |
| FINO2 (Monopile), Ostsee | 3.4 | 500 | 189 | 169 |
| Monopile Amrumbank, Nordsee | 3.5 | 800 | 200 | 175 |
| 5 MW – OWEA (geschätzt) | 6.0 | 1600 | >205 | >178 |

Tabelle 2: Gemessene Hydroschallemissionen bei Rammen in 750 m Entfernung.

Es ist davon auszugehen, dass bei:

- Spitzenschalldruckpegeln von: $L_{peak} > 180 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}$
- und Einzelereignispegeln von: $L_E \text{ (SEL)} > 160 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa}$

eine Gefährdung von marinen Säugern und anderen Meerestieren nicht ausgeschlossen werden kann. Die Messwerte nach Tabelle 2 liegen z.T. deutlich darüber.

Der BSH schreibt daher einen Richtwert vor für zulässige Hydroschallimmissionen beim Bau von Offshore-WEA als Einzelereignispegel L_E (bzw. SEL) von:

$$L_E < 160 \text{ dB re } 1\mu\text{Pa} \text{ in } 750 \text{ m Entfernung.}$$

Als Teil der Genehmigung wird gefordert, „Rechtzeitig vor dem Einsatz nicht zu vermeidender schallintensiver Arbeiten sind die mit der Genehmigungsbehörde abgestimmten Minimierungs- und/oder Vergrämungsmethoden zum Schutz geräuschempfindlicher Meeressäuger einzusetzen.“

Mögliche Schallminderungsmaßnahmen

In Deutschland sind mehrere Offshore-Windenergie Farmen mit einigen hundert Anlagen von etwa 5 MW in der Nordsee und in der Ostsee geplant. Dieser Zuwachs an installierter Leistung pro Anlage wird ergänzt durch die Zunahme des Baulärms von Rammarbeiten. Wegen der hohen Hydroschallpegel ist ein Konzept für geeignete Lärminderungsmaßnahmen aus gemessenen Ergebnissen und numerischen Simulationen zum Bau von Offshore-Windenergieanlagen abgeleitet worden.

Es gibt eine Reihe von Maßnahmen, mit denen der Schalleintrag in das Wasser reduziert werden kann [2]. Sie lassen sich unterteilen in primäre bzw. aktive Maßnahmen, bei denen die Erregung verändert wird und sekundäre bzw. passive Maßnahmen, in denen der Übertragungsweg beeinflusst wird:

1. Primäre Lärminderungsmaßnahmen mit Beeinflussung der Erregung (aktive Methode):
 - Anpassung der Parameter des Pfahlstoßes und Verlängerung der Kontaktzeit;
 - Anwendung von Vibratoren für kleinere Pfähle statt Impulsrammen.
2. Sekundäre Lärminderungsmaßnahmen mit Änderung des Übertragungsweges (passiv):
 - Anwendung eines Blasenschleiers um den Pfahl;
 - Einhausen des Pfahls mit einem beschichteten Rohr als Lärmschutz.

Verlängerung der Impulskontaktzeit

Numerische Finite-Elemente Simulationen zeigen in Bild 17, daß der abgestrahlte Hydroschall von der Schwinggeschwindigkeit lateraler Pfahlschwingungen abhängt.

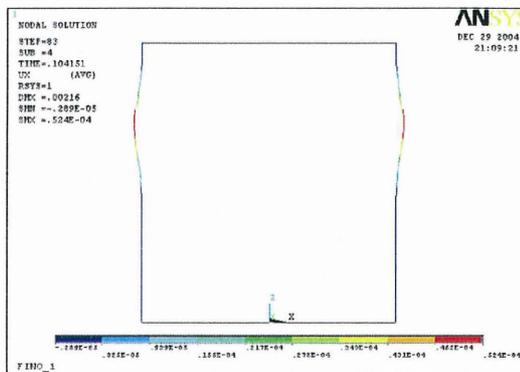


Bild 17: Die Geschwindigkeitsamplituden von Pfahlschwingungen erzeugen Hydroschall [6].

Die Anwendung gleicher Rammenergie führt bei Verlängerung der Kontaktzeit des Hydraulikhammers zu kleineren Stoßkräften und erzeugt daher kleinere Pfahlschwingungsamplituden. Dabei hängt mit gewissen Einschränkungen die Eindringung eines Rammpfahls von der Höhe der Rammenergie eines Stoßes ab und nicht von der Höhe der Stoßkraft.

Die Verlängerung der Stoßdauer von 4 ms nach 8 ms führt z.B. zur Reduktion des Schallpegels um insgesamt etwa 9 dB:

- 3 dB, da kleinere Stoßkräfte kleinere Geschwindigkeitsamplituden ergeben und
- 6 dB, da durch längere Kontaktzeiten Frequenzen und Geschwindigkeitsamplituden reduziert werden.

In der Praxis ergab die experimentelle Offshore-Anwendung einer "weichen" Schicht (Drahtseillagen) zwischen Impulshammer und Pfahl während der Rammung des Monopiles FINO2 in der Ostsee eine Verlängerung der Impulsdauer von 5.5 ms auf etwa 11 ms. Diese Verdopplung der Stoßdauer für einige experimentelle Schläge führte bei Berücksichtigung der gleichen Rammenergie in den Messergebnissen nach Bild 18 zu erreichbaren Schallreduktionen bis 13 dB beim Spitzenpegel L_{peak} und bis 10 dB beim Einzelereignispegel L_E bzw. SEL.

Die Minderung von energiebezogenen Schallpegeln wie den Einzelereignispegeln und von Terzpegeln ist geringer als die Minderung des Spitzenpegels, da die eingesetzte Stoßenergie gleich bleibt.

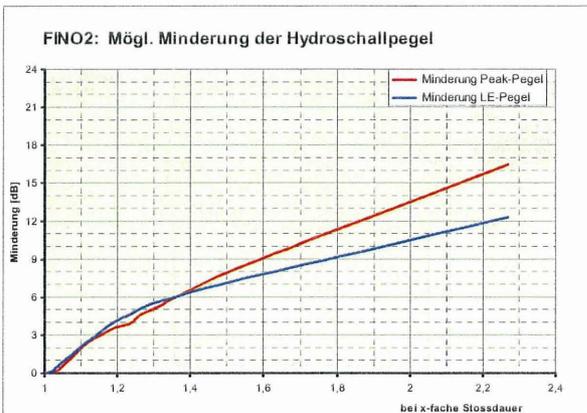


Bild 18: Mögliche Minderung der Hydroschallpegel bei Verlängerung der Stoßdauer [5].

Einsatz von Vibratoren für kleinere Pfähle

Eine weitere Lärminderungsmaßnahme ist die Anwendung von unwichtigen Vibratoren zur Rammung von kleineren Pfählen bei geeignetem Meeresboden statt eines hydraulischen Impulshammers. Ein Impulshammer erzeugt nach Bild 19 Unterwasserschall in einem breiten Frequenzbereich bis zu mehreren tausend Hz.

Unwuchtvibratoren arbeiten mit harmonische Schwingungen, deren Frequenzen im Bereich zwischen $f \approx 20 + 40$ Hz liegen. Der größte Teil des Schalls wird nach Bild 20 innerhalb dieses Frequenzbereiches abgestrahlt, in dem Meeressäuger nicht besonders empfindlich reagieren. Die Messungen erfolgten im Hafengebiet.

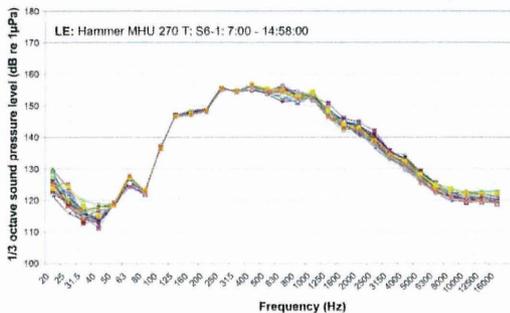


Bild 19: Gemessenes Hydroschall-Terzspektrum des Impulshammers MHU 270 T [6].

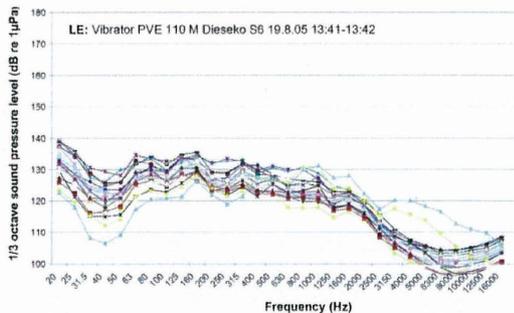


Bild 20: Gemessenes Hydroschall-Terzspektrum des Vibrators PVE 110 M Dieseko [6].

Die Lärminderung beim Rammen durch Anwendung von Vibratoren liegt bei 15 – 20 dB. Das Vibrationsrammen ist aber beschränkt auf geeignete sandige Böden und kleinere Pfähle. Üblich sind abschließende Schläge mit einer Impulsramme.

Einsatz eines Blasenschleiers

Bei sekundären, passiven Lärminderungsmaßnahmen wird der Übertragungsweg der Schallimmission in das Wasser beeinflusst. Ein Schleier von kleinen Luftblasen im Wasser rund um den Rammpfahl reduziert die Schallausbreitung unter Wasser.

Wasser, das mit Luftblasen angereichert wird, ist kompressibel und reagiert wie ein inhomogenes, absorbierendes Medium. Die Schallübertragung wird durch Streuung, vielfache Reflexionen der fortschreitenden Schallwellen und vor allem durch die Dämpfung der in Resonanz schwingenden Luftblasen reduziert.

Die charakteristische Dämpfungskurve eines Blasenschleiers hängt in dem Beispiel nach Bild 21 von dem Blasendurchmesser (0.6 bis 0.7 mm bei 5 kHz Resonanzfrequenz) und von der Konzentration (etwa $5 \cdot 10^{-5}$) der Blasen im Wasser ab.

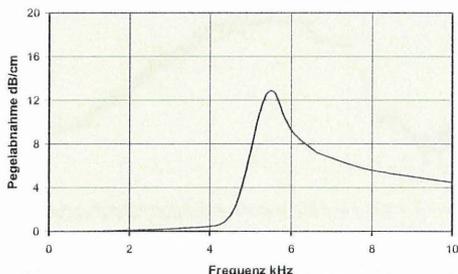


Bild 21: Charakteristische Dämpfungskurve eines Blasenschleiers [6].

In der Praxis werden Schallreduktionen zwischen 5 und 20 dB erreicht. Aber wegen der starken Meeresströmungen vor allem in der Nordsee mit etwa 1 m/s ist es ein Problem nach Bild 22, den Blasenschleier bei Wassertiefen von 30-40 m konzentriert um den Rammpfahl herum zu halten, um kostenaufwendige große Durchmesser zu vermeiden.

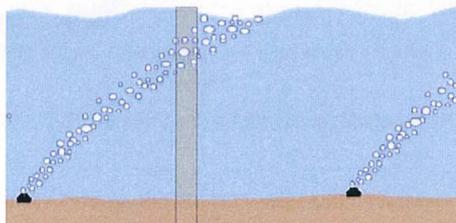


Bild 22: Abdriften des Blasenschleiers durch Gezeitenströmung

Beschichtetes Rohr als Schallschutzwand

Ein Lärmschutz, der auf Fehlanpassung der Schallimpedanz zwischen dem Material der Schutzwand und dem Wasser beruht, stellt eine weitere sekundäre, passive Schallminderungsmaßnahme mit Veränderung des Übertragungsweges dar.

Nach Bild 23 ist in der Ostsee ein mit geschäumter Folie beschichtetes Stahlrohr von 2,2m Durchmesser über einen Pfahl gestülpt worden. Das Stahlrohr und die geschäumte Materialschicht von 5 mm stellen Diskontinuitäten dar für den Übertragungsweg der sich ausbreitenden Schallwellen.

Die Abnahme der Schallwellen, die diese Barriere von unterschiedlichen Materialien überwinden, hängt direkt ab von der Unterschiedlichkeit der Produkte aus Schallgeschwindigkeit und Dichte der Materialien. Jeder Übergang der Wellen von einem Material zum anderen und in das Wasser wird durch Reflexionen und Energieverlust begleitet mit dem Effekt der Reduzierung von Schallimmission in das Wasser.

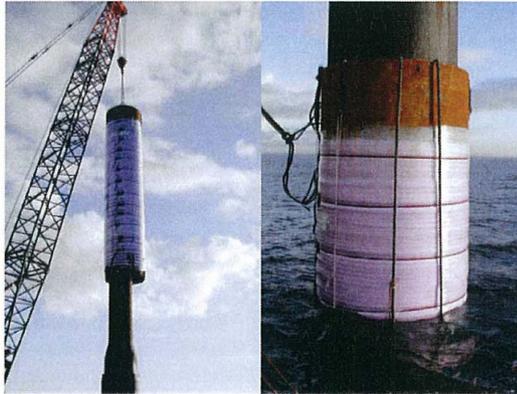


Bild 23: Beschichtetes Stahlrohr über einem Pfahl in der Ostsee [2,itap].

Ein einzelnes Stahlrohr oder ein einfacher Elastomervorhang zeigen nur eine geringe Schallreduktion. Beim Stahlrohr mit geschäumter Folie sind Lärminderungen von 5 bis 25 dB (frequenzabhängig) gemessen worden.

Weit höhere Werte sind kürzlich mit einem Schallschutzmodell erzielt worden, das aus einer geschäumten Schicht zwischen zwei Polyesterrohren besteht.

Zusammenfassung

Die hohen Hydroschallpegel während des Rammens von Pfählen für Offshore-Windenergieanlagen können für Meeressäuger wie Schweinswale gefährlich sein.

Aus Ergebnissen von Messungen und numerischen Simulationen sind Lärminderungsmaßnahmen abgeleitet worden. Die vorgeschlagenen aktiven und passiven Methoden erreichen einzeln Minderungen bis zu 10 - 20 dB. Durch die Kombination von primären und sekundären Maßnahmen lässt sich eine additive Wirkung der schallreduzierenden Maßnahmen erreichen.

Die Forschungsarbeiten wurden mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit unter den Förderkennzeichen 0327528, 0329947 und 0329947 A gefördert.

Literatur

- [1] CRI, DEWI, ITAP (2004): *Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch die Schallimmission von Offshore-Windenergieanlagen*; Abschlußbericht zum BMU-Forschungsvorhaben 0327528 A.
- [2] Elmer, K.-H.; Betke, K.; Neumann, T.; (2007): *Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch die Schallimmission von OWEA*; Abschlußbericht zum BMU-Forschungsvorhaben 0329947, März 2007.
- [3] MINOS,(2007): *Marine Warmblütler in Nord- und Ostsee: Grundlagen zur Bewertung von Windkraftanlagen im Offshore-Bereich*, April 2007, minos-info.de.
- [4] Elmer,K.-H.(2007): *Schallemissionen beim Rammen von Offshore-Fundamenten*, 2. Wissenschaftstage des Bundesumweltministeriums zur Offshore-Windenergienutzung, Berlin, 20.-21. Febr., 2007.
- [5] Elmer,K.-H.; Betke,K; Neumann, T.; (2007): *Standardverfahren zur Ermittlung und Bewertung der Belastung der Meeresumwelt durch Schallimmission von OWEA – Untersuchung von Schallminderungsmaßnahmen an FINO 2*, BMU-Forschungsbericht 0329947A, Juli 2007 .
- [6] Elmer,K.-H.;Gerasch,W.;Neumann,T.;Gabriel,J.;Betke,K.;Schultz v.Glahn (2006) *Measurement and Reduction of Offshore Wind Turbine Construction Noise, DEWEK 2006 Conference*, Bremen , 22-23.Nov. 2006.
- [7] Betke,K.; Elmer,K.-H.; Gabriel,J.; Gerasch,W.; Matuschek,R.;Neumann,T.(2005): *Underwater Noise Emissions of Offshore Wind Turbines, First International Meeting on Wind Turbine Noise: Perspectives for Control*, Berlin 17-18 Oct. (2005).

AUTOR

Dr.-Ing. Karl-Heinz Elmer, Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover, Appelstr. 9A, 30167 Hannover, elmer@isd.uni-hannover.de

Geotechnische Messungen zur Optimierung von großflächigen Plattengründungen

Vittinghoff T., Placzek D., Schneider H.

1. Einleitung

Beim Bau von schwergewichtigen Kraftwerkskomponenten kommen zur Vergleichmäßigung der dabei auftretenden Setzungen je nach Standort großformatige Plattengründungen zur Ausführung. Diese Platten können Kantenlängen von über 100 m und Dicken über 4,00 m aufweisen. Für die konstruktive Durchbildung dieser Platten ist eine genaue Kenntnis der Baugrundsituation erforderlich, da der Baugrund und dessen Eigenschaften sowie die Steifigkeit des aufgehenden Bauwerks als maßgebliche Randbedingungen in die dafür notwendigen Berechnungen eingehen.

Die große Anzahl der sich gegenseitig beeinflussenden Eigenschaften des Baugrunds und des Bauwerks hat in der Praxis bisher dazu geführt, dass für die Berechnungen beide Systeme getrennt betrachtet werden, was streng genommen eine starke Vereinfachung darstellt. Als Übergangsgröße wird dafür häufig der Sohldruck herangezogen.

Um in Zukunft die Interaktion von Baugrund und Tragwerk genauer abbilden zu können, sollte ein ganzheitliches Modell verwendet werden, wie es z.B. bei Anwendung der Finite Element Methode möglich wäre [2]. Durch eine solcher Art gelagerte Modelbildung ist im Ansatz eine wirtschaftlichere Erstellung des Gesamtbauwerks gegeben.

Welchen Einfluss unterschiedliche Steifigkeiten von Überbau und Gründung auf das Verformungsverhalten des Bauwerks und damit z.B. auch auf die Schnittgrößenverteilung haben können, zeigt Abb. 1. Die Steifigkeit des Baugrunds wird dabei zusätzlich vom eingetragenen Sohldruck beeinflusst.

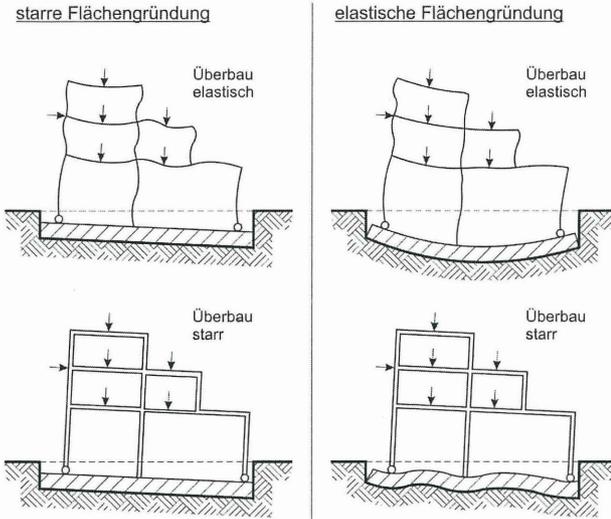


Abb. 1: Verschiedene Steifigkeitsverhältnisse an einem Bauwerk [1]

Aufgrund dieses Zusammenhanges wurde vor dem Neubau eines Braunkohlekraftwerkes der Vattenfall Europe Generation AG in Boxberg vom Erdbaulaboratorium Essen ein Untersuchungsprogramm entwickelt, um 3 unterschiedlich große Flachfundamente im Hinblick auf ihr Trag- und Verformungsverhalten unter Berücksichtigung der jeweiligen Überbauseifigkeit messtechnisch zu beobachten.

Für die bisher installierten Geber erfolgen die geotechnischen Messungen durch die Gesellschaft für Montan- und Bautechnik mbH. Des Weiteren wird im Rahmen der Durchbildung der großflächigen Fundamentplatte unter dem hoch belasteten Kesselhaus von ca. 140 m x 90 m x 3,80 m vom Institut für Statik der Bergischen Universität Wuppertal ein gesondertes Untersuchungsprogramm durchgeführt. Eine wesentliche Aufgabe des gemeinsamen Forschungsvorhabens besteht in der Optimierung der Dicke der großflächigen Fundamentplatte.

Die Lage eines Teils der geotechnischen Messgeber kann ebenso wie deren Zuordnung zu den 3 unterschiedlichen Flachgründungen Kesselhaus, REA-Schaltanlagegebäude und Einzelfundament Abb. 2 entnommen werden.

Block R

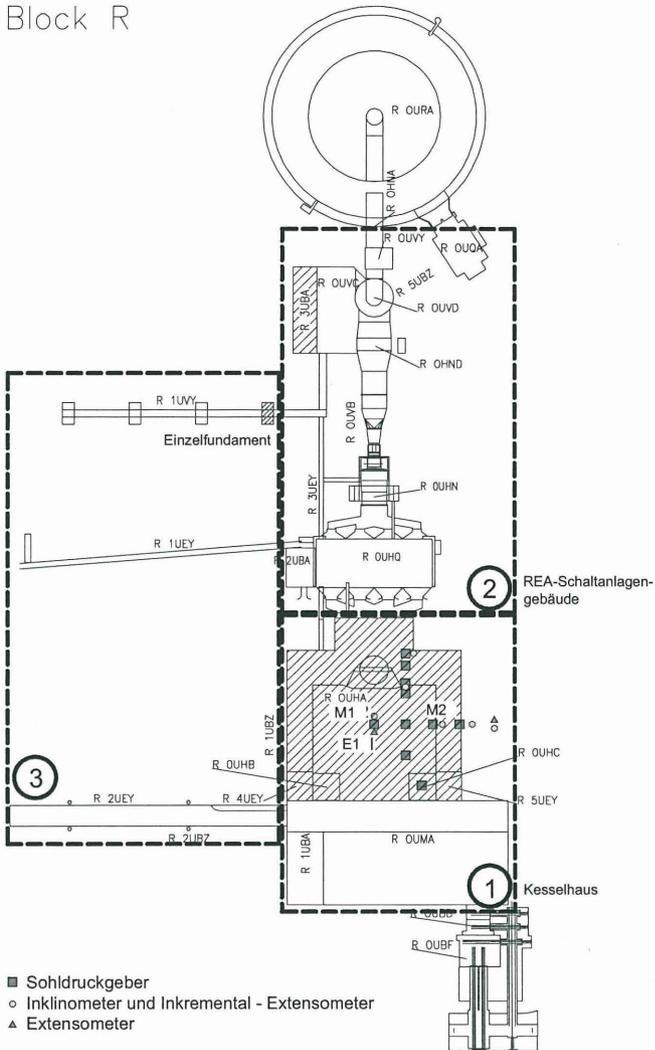


Abb. 2: Lageplan der geotechnisch bestückten Flachgründungen

Im Einzelnen werden nachfolgend das geotechnische Messprogramm, einzelne Messanforderungen und erste Messergebnisse vorgestellt, wobei gesondert auf die vertikalen Verschiebungsmessungen mit der neuartigen Streckenmesssonde [3] eingegangen wird.

2. Messprogramm

Im wesentlichen umfasst das geotechnische Messprogramm Sohldruckgeber, Inklinometer, Inkrementalextensometer und Stangenextensometer, mit denen die Einwirkungen in der Sohlfuge und die Deformationen des Baugrunds bestimmt werden. Diese Messungen sollen einerseits Rückschlüsse auf die bei der Modellbildung des Gesamtsystems anzusetzende Baugrundsteifigkeit erlauben, als auch eine Bewertung des gewählten Berechnungsverfahrens ermöglichen.

Zu diesem Zweck erfolgen die Messungen für die drei Flachfundamente zu diskreten Zeitpunkten in Abhängigkeit des Baugeschehens. Gleichzeitig werden die Messwerte einzelner redundant bestückter Sohldruckgeber sowie die Stangenextensometer kontinuierlich über einen Datalogger abgefragt und abgelegt.

Die geotechnisch bestimmten Lageveränderungen der Messstellen werden durch geodätische Messungen mit einer angegebenen Höhengengenauigkeit von $\pm 0,5$ mm und einer Lagegenauigkeit von $\pm 2,4$ mm kontrolliert, wobei eine Überprüfung des verwendeten Bezugspfeilernetzes turnusgemäß erfolgt. Um die angegebene Genauigkeit bei der wiederholten geodätischen Einmessung der zuvor genannten Messstellen und zusätzlich eingebrachter Objektpunkte mit vertretbarem Aufwand erzielen zu können, ist deren konstruktive Einbindung nach Fundamentplattenfertigstellung notwendig.

Um die Einflüsse der Fundamentplattenherstellung auf die Baugrundverschiebung zu erfassen, sind die Wegaufnehmer vor Baubeginn zu installieren, was beispielweise für die Kesselhausplatte (ca. 140 m x 90 m x 3,80 m, vgl. Bereich 1, Abb. 2) in Abb. 3 dargestellt ist. Bei den Flachgründungen der REA-Schaltanlagenplatte (ca. 41 m x 12 m x 0,8 m, vgl. Bereich 2, Abb. 2) und dem Kohlebandbrücken-Einzelfundament (ca. 8 m x 3 m x 2 m, vgl. Bereich 3, Abb. 2) wurde bzw. wird in vergleichbarer Form vorgegangen.

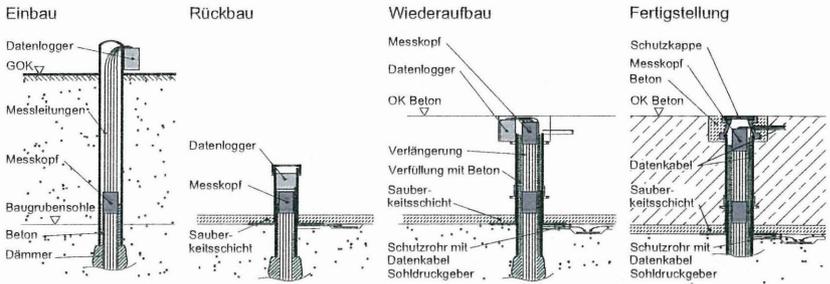


Abb. 3: Einbau eines Stangenextensometers und eines Sohldruckgebers während der Sohlplattenherstellung

Die Anordnung der geotechnischen Messgeber auch neben den Flachfundamenten kann für einen idealisierten Querschnitt des Kesselhauses Abb. 4 entnommen werden.

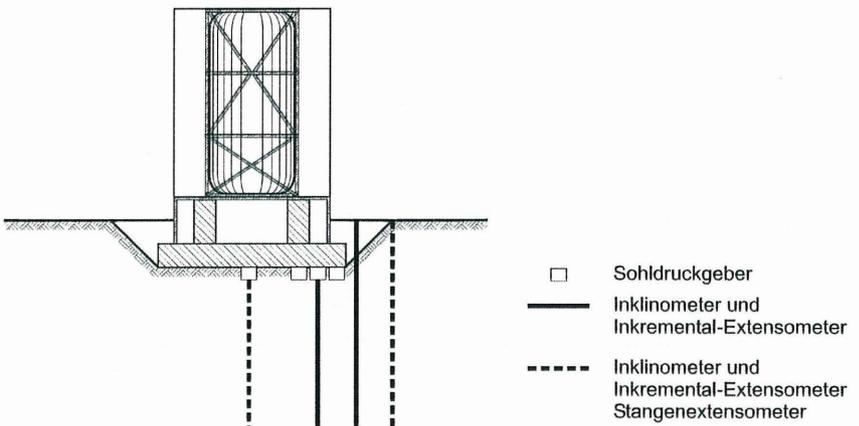


Abb. 4: Idealisierter Querschnitt des Kesselhauses

Bisher liegt nur für den Gebäudemittelpunkt des bereits fertiggestellten Rohbaus des REA-Schaltanlagegebäudes ein komplettes Baugrundverformungsbild in vertikaler Richtung vor. Dieses wird nachfolgend vorgestellt. Der dazugehörige Querschnitt mit Angabe der jeweiligen Bauzustände ist in Abb. 5 dargestellt.

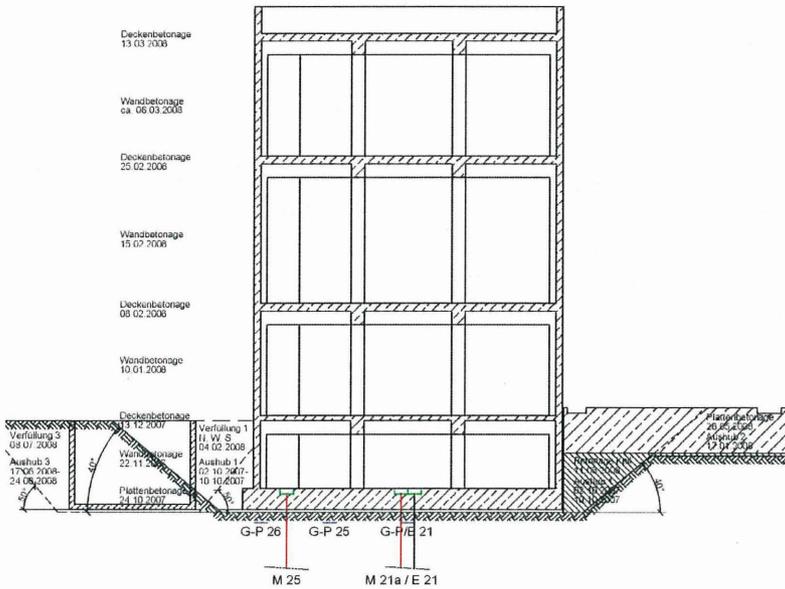


Abb. 5: Querschnitt des REA-Schaltanlagegebäudes

Das Kesselhaus und das Kohlebandbrückeneinzelfundament (vgl. Abb. 2) befinden sich dagegen noch in der Fertigstellung.

Schwerpunktmäßig wird im Folgenden die Vertikalverschiebung des Baugrunds betrachtet und dabei gesondert auf die Anwendungsmöglichkeiten der neuentwickelten und hier eingesetzten Streckenmesssonde [3] eingegangen.

3. Messanforderungen

Für die vertikale Streckenmessung wurde das Messrohr BES-RM 60 aus PVC der Glözl GmbH eingesetzt. Das gewählte Material dient u.a. der Gewichtsreduktion beim Einbau. Es handelt sich um ein Messrohr mit druckwasserdichten Verbindungsmuffen und Metallmessmarken in einem Abstand von ca. 1,00 m.

Bei der vertikalen Streckenmessung mit der Bohrlochstreckenmesssonde ist seitens des Herstellers mit einer praxisbezogenen Genauigkeit von $\pm 0,05$ mm/m und horizontal von $\pm 0,10$ mm/m zu rechnen.

Als Voreinstellung für die Positionierung der metallenen Messmarken in einem Abstand von ca. 1,00 m wurden ± 25 mm für die Hebungs- und Setzungsmessungen gewählt. Die Messmarken aus Messing sollen laut Hersteller einer höheren Genauigkeit und einer größeren Langzeitstabilität bei der systemimmanenten mechanischen Belastung beim Messvorgang dienen.

Die druckwasserfeste Ausführung der Verbindungsmuffen verhindert bei der Verfüllung des Bohrlochringraumes mit einer Zement-Betonit-Suspension den Eintrag von Feinstbestandteilen und damit eine ungewollte Verschmutzung der Messmarken.

Die Suspensionsmischung wurde abgestuft über die Tiefe so eingestellt, dass sie mit ihrer Steifigkeit ungefähr dem sie umgebenden Baugrund entspricht. Zur Qualitätskontrolle und Plausibilitätsprüfung der Messwerte waren bei dem Verfüllvorgang Rückstellproben der Suspension für eventuell nachgeschaltete Laboruntersuchungen zu nehmen.

Um im Fall von nicht reproduzierbaren Einzelereignissen oder besonderen Bauzuständen die Aussagequalität der Messungen mit der Bohrlochstreckenmesssonde zu steigern, sind die Messungen als Doppelmessung mit Umschlagmessung auszuführen, so dass abschließend 4 Messwerte je Tiefenstufe zu Verfügung stehen.

Inwieweit die Messwerte durch einen Sonden- oder Bearbeiterwechsel beeinflusst werden, wird nachfolgend diskutiert.

3.1 Sondeneinfluss

Das eine Messwertbeeinflussung im Fall eines Sondenwechsels gegeben ist, kann für die zwei hier eingesetzten Sonden anhand ihrer Messwerte je Tiefenmeter Abb. 6 entnommen werden.

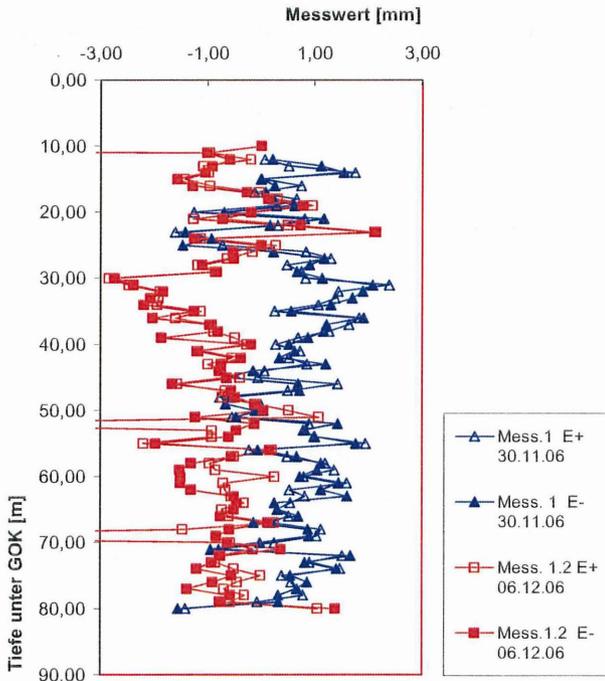


Abb. 6: Sondeneinfluss auf den Messwert in vertikaler Richtung je Tiefenmeter

Sonde 1: blaue Linien

Sonde 2: rote Linien

Bei Auswertung der Messwerte hinsichtlich einer möglichen Baugrunddeformation in axialer Richtung kommt es hier beispielsweise auf Basis der Messdaten innerhalb von ca. 1 Woche zu einer missverständlichen Setzung der GOK von ca. 20 mm während des Baugrubenaushubs. Zur Ausschaltung dieses Einflusses wurde ein Sondenwechsel im Anschluss vermieden und die vom Sondenhersteller empfohlenen turnusgemäßen Zwischenkalibrierungen durchgeführt.

3.2 Bearbeitereinfluss

Um den Einfluss des Bearbeiters aufzuzeigen, werden nachfolgend in Abb. 7 die Differenzmesswerte der Normal- (E+) und der Umschlagsmessung (E-) je Tiefenstufe dargestellt.

Da die Verschiebungsermittlung des jeweiligen Bodenpunktes auf Basis einer dazugehörigen Mittelwertbildung der Messwerte erfolgt, ist die Differenz ein Maß für die Bewertung der erzielbaren Genauigkeit in vertikaler Richtung in Abhängigkeit des Bearbeiters.

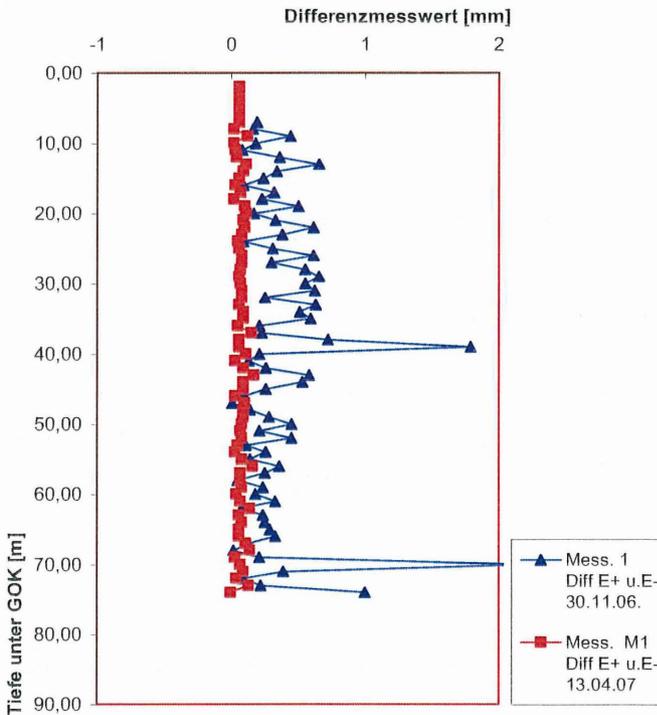


Abb. 7: Bearbeitereinfluss auf den Differenzmesswert je Tiefenmeter

Aus der Häufigkeitsverteilung der Differenzmesswerte je Tiefenmeter in Abb. 8 kann die Systemgenauigkeit für die BES-Messstellen in Abhängigkeit des Bearbeiters abgeleitet werden. Sie liegt für das hier gewählte System für den zweiten Arbeiter

(rote Darstellung) in Verbindung mit einem Sondenwechsel ungefähr im Bereich der angegebenen praxisbezogenen Genauigkeit in vertikaler Richtung von $\pm 0,05$ bis $\pm 0,10$ mm/m, da die anschließend verwendete Messgröße je Tiefenstufe systembedingt aus einer Mittelwertbildung der Einzelmessungen resultiert.

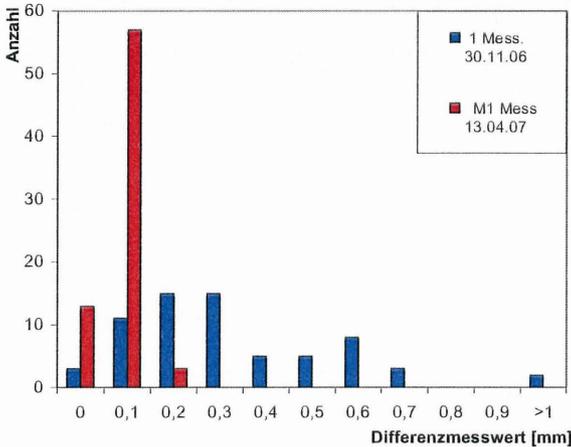


Abb. 8: Häufigkeitsverteilung der Differenzmesswerte je Tiefenmeter

Zur Erzielung der geforderten Systemgenauigkeit in vertikaler Richtung von $\pm 0,05$ mm/m sollten aufgrund der dargestellten Ergebnisse die BES-Messungen mit der gleichen Sonde und vom gleichen Bearbeiter durchgeführt werden.

4. Messergebnisse

Die bisherigen Messergebnisse wurden exemplarisch für die Mitte des REA-Schaltanlagegebäudes ausgewertet. So werden nachfolgend beispielhaft die Vertikalverschiebungen des Baugrunds in Abhängigkeit des Baugeschehens anhand der Messergebnisse der Streckenmesssonde und des Stangenextensometers betrachtet. Ein Vergleich mit den geodätisch bestimmten vertikalen Kopfverschiebungen der Messstellen dient der Kontrolle.

Wie in [1] beschrieben und teilweise in Abb. 9 dargestellt, handelt es sich bei dem anstehenden Baugrund bis ca. 80 m unter GOK um einen Fein- bis Grobsand in den vereinzelt Schluff- und Tonschichten eingeschaltet sind. In einer Tiefe von ca. 30 bis 45 m unter GOK sind zusätzlich Fein- bis Mittelkiese zwischengelagert.

Infolge des Baugrubenaushubs sind in einer Tiefe von ca. 5 m Hebungen von ca. 6 mm aufgetreten, an die sich anschließend infolge der Rohbauerstellung ca. 10 mm Setzungen angeschlossen haben (s. Abb. 9).

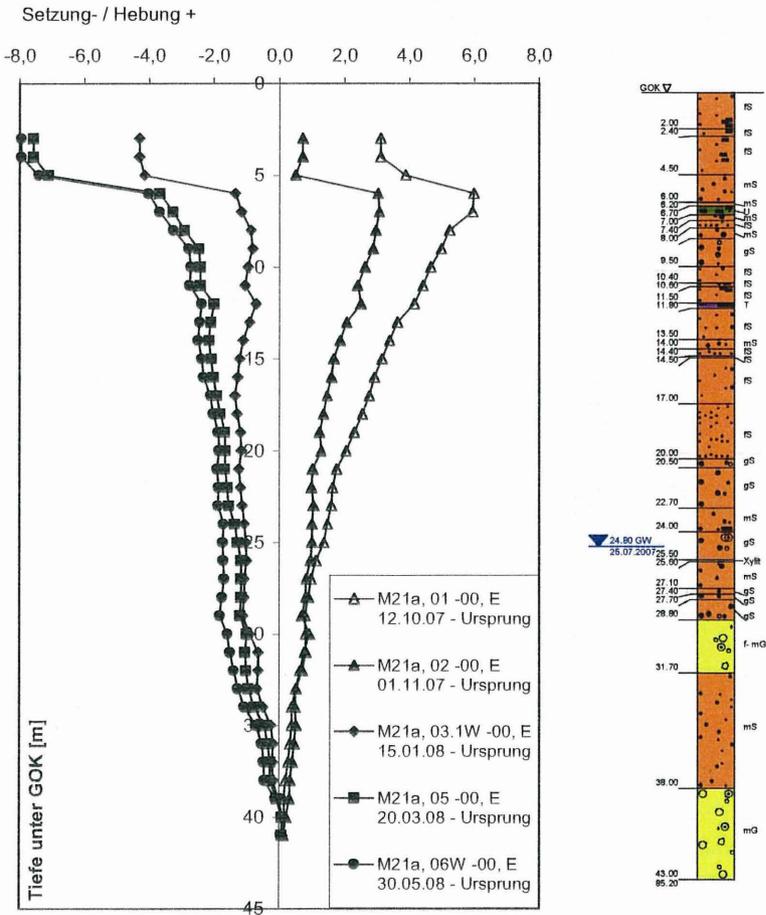


Abb. 9: Vertikalverschiebung BES-Messstelle M21a bez. auf den Ursprung [mm]

Die Baugrundhebungen und -setzungen lassen sich bis in eine Tiefe von ca. 40 m unter GOK feststellen.

Nach der Fundamentplattenherstellung ist es, wie in Abb. 9 dargestellt, in einer Tiefe von 3,00 m unter GOK zu einer Setzungen von ca. 9 mm gekommen, was sich ebenso bei den redundant angeordneten Stangenextensometern feststellen lässt (s. Abb. 10)

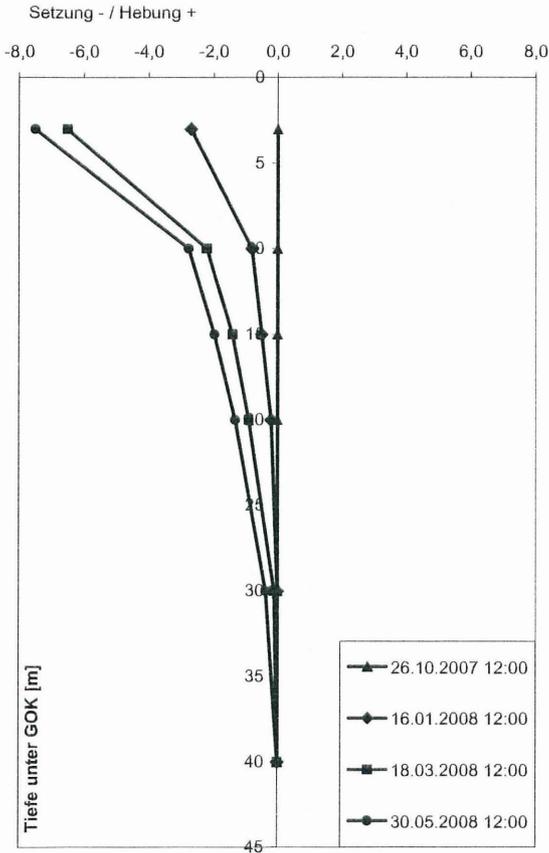


Abb. 10: Vertikalverschiebung Stangenextensometer E21 bezogen auf die Plattenfertigstellung [mm]

Eine mit Hilfe der geodätischen Messungen vorgenommene Setzungskontrolle am Kopf der Messpegel zeigt für den betrachteten Zeitraum ebenfalls eine Setzung von 8,3 – 9,0 mm.

Durch die im Bereich der Systemgenauigkeit liegende Übereinstimmung der Ergebnisse der drei unterschiedlichen Setzungsmesssysteme können die Vertikalverschiebungen des Baugrunds infolge der Rohbauerstellung des REA-Schaltanlagegebäudes für dessen Mittelpunkt als verifiziert betrachtet werden.

Vergleichbare Hebungstendenzen konnten bisher auch für das Kesselhaus – jedoch für einen kürzeren Zeitraum – während des Baugrubenaushubs (s. Abb. 11) festgestellt werden.

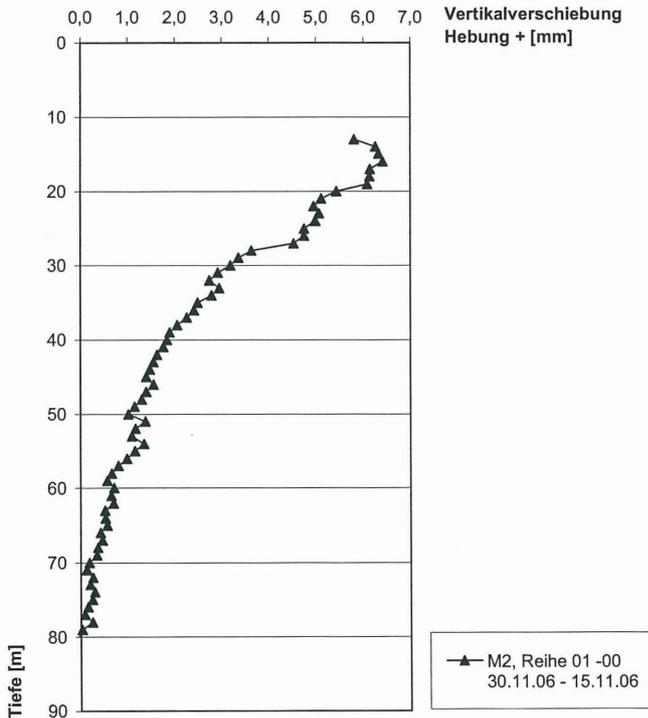


Abb. 11: Verformung der BES-Messstelle M2, Kesselhaus

5. Zusammenfassung

Beim Einsatz der neuartigen Streckenmesssonde zur Bestimmung vertikaler Baugrundverformungen wurde der Einfluss eines Sonden- oder Bearbeiterwechsels aufgezeigt. Zur Erreichung der vom Hersteller angegebenen praxisrelevanten Genauigkeit von $\pm 0,05$ mm/m sollte nach Möglichkeit auf einen Wechsel verzichtet werden.

Für die vertikalen Baugrundverschiebung in der Mitte der mittelgroßen Plattengründung ergab sich während der Rohbauerstellung ein plausibles Bild. Aufgrund der im Bereich der Messtoleranzen übereinstimmenden Setzungsbeträge können die Setzungen als verifiziert betrachtet werden.

Es wurde ein nachweisbarer Einfluss der Bauzustände auf die Messwerte festgestellt, der bei der Plausibilitätskontrolle berücksichtigt werden sollte.

Die Baugrundhebungen in der Mitte des REA-Schaltanlagegebäudes betragen in einer Tiefe von ca. 5,00 m unter GOK infolge des Baugrubenaushubs ca. 6 mm. Während die Setzungen in der Mitte der Plattengründung des REA-Schaltanlagegebäudes an der Plattenoberfläche am Ende der Rohbauerstellung ca. 8 mm betragen. Diese oberflächennahen Vertikalverschiebungen nehmen jeweils bis zu einer Tiefe von ca. 40 m unter GOK auf ca. 0 mm ab.

Mit den dargestellten Ergebnissen konnten die ersten Grundlagen für die beabsichtigte Optimierung der Plattendicke der großflächigen Plattengründung vorgestellt werden. Da noch nicht alle Kraftwerkskomponenten fertiggestellt sind, wird im weiteren Bauverlauf über zusätzliche Ergebnisse hinsichtlich der Plattenoptimierung berichtet werden.

6. Literatur

- [1] Placzek D., Schneider H., Vittinghoff T. (2007): Berücksichtigung der Interaktion Baugrund / Bauwerk bei großflächigen Plattengründungen; Fachtagung "Bauen auf gutem Grund" Dortmund 30.11.2007
- [2] DIN-Fachbericht 130 (2003): Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen; Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 1. Aufl., Beuth Verlag GmbH Berlin-Wien-Zürich
- [3] Haberland J., Glözl F. (2006): Neu entwickelte Bohrloch-Streckenmesssonde; Messen in der Geotechnik 2006, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006, Mitteilungsreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 82

Drahtlose Sensornetzwerke – ein neues Instrument für die Überwachung und Frühwarnung bei Naturgefahren

P. Sollberger, Z. Stössel, J. Janek, M. Klaper, B. Kister / Hochschule Luzern – Technik & Architektur, Horw, Schweiz

D. Naterop, H. Wörsching / Solexperts AG, Mönchaltorf, Schweiz

Zusammenfassung

Der Beitrag zeigt Grundlagen von drahtlosen, sich selbst organisierenden Sensornetzen, ihre Einsatzmöglichkeiten und ihre Vorteile auf. Insbesondere wird auf die Eigenschaften des „GeoAlertNet“©, ein drahtloses Sensornetzwerk für den Einsatz bei Naturgefahren, welches im Rahmen eines Forschungsprogramms an der Hochschule Luzern – Technik & Architektur in Zusammenarbeit mit der Fa. Solexperts AG entwickelt und von der Gebert-Rüf-Stiftung gefördert wird, eingegangen.

1. Einleitung

Naturgefahren, wie Erdbeben, Felsstürze und Lawinen, aber auch Dammbrüche und Überschwemmungen, stellen eine erhebliche Bedrohung des Lebensraumes im alpinen Raum dar. Oft ist es jedoch nicht möglich, solche Gebiete mit einer erhöhten Gefährdung von einer jeglichen Nutzung auszuschliessen, weil z.B. die Verkehrsanbindung nur durch ein enges Gebirgstal möglich ist. Aus diesem Grunde kommt der Früherkennung und Überwachung bei Naturgefahren, insbesondere zur Sicherung von Menschenleben, eine hohe Bedeutung zu. Dafür ist es wichtig, dass eine grossräumige und permanente Überwachung in Gebieten mit erhöhter Gefährdung möglich ist und der Ausfall einzelner Messstellen oder Komponenten nicht zu einem Versagen des ganzen Messstellennetzes führt.

Drahtlose, sich selbst organisierende Sensornetzwerke, die mit unterschiedlichen Sensoren ausgestattet werden können, bieten sich für die Überwachung von potentiellen Rutschhängen, Hochwasserdämmen, etc. an. Die einzelnen Knoten solcher Netzwerke sind nicht über Kabel miteinander verbunden, sondern tauschen die Daten über ein Funknetz aus. Der Ausfall eines einzelnen Knotens kann innerhalb des Netzwerkes durch Umleitung der Signale auf eine neue Übertragungstrecke im Netzwerk kompensiert werden, so dass lediglich die Informationen des ausgefallenen Knotens fehlen, nicht jedoch die Informationen der weiter entfernten Knoten, wie dies im Falle eines Netzwerkes mit Kabelverbindungen der Fall wäre.

Drahtlose, sich selbst organisierende Sensornetzwerke können aus bis zu mehreren Hunderten von Einzelknoten bestehen und sind daher auch für die Überwachung grossräumiger Strukturen geeignet. Der Energieverbrauch solcher Netzwerkknoten ist heute oft so gering, dass sie mit Batterien betrieben werden können und Betriebszeiten von einem Jahr und mehr bis zum Austausch der Batterien erreicht werden.

2. Naturgefahr Hangrutschung

In der Schweiz sind schätzungsweise ca. 7% der Gesamtfläche von Hanginstabilitäten betroffen (Raetzo & Lateltin, 2003). Ausgedehnte Rutschgebiete sind insbesondere in Flyschformationen häufig, da der dort vorhandene hohe Ton- und Siltanteil Hanginstabilitäten begünstigt. Solche geologischen Verhältnisse sind vielfach in den Kantonen der Innerschweiz anzutreffen und haben dort zu einer vergleichsweise hohen Anzahl an Rutschereignissen geführt (Abb. 2.1).

Im Zeitraum von 1972 bis 2002 betrug in der Schweiz der Anteil der durch Hangrutschungen verursachten Schäden an Verkehrswegen 39% und bei Gebäuden immerhin noch 11%. Rutschungen nehmen nach Schmid et al. (2004) nach Überschwemmungen Platz 2 bei den schadenverursachenden Prozessen ein. Alleine durch Hangrutschungen traten im Jahr 2004 in der Schweiz Schäden in Höhe von 8.5 Millionen SFr. auf (Fraefel et al., 2005).

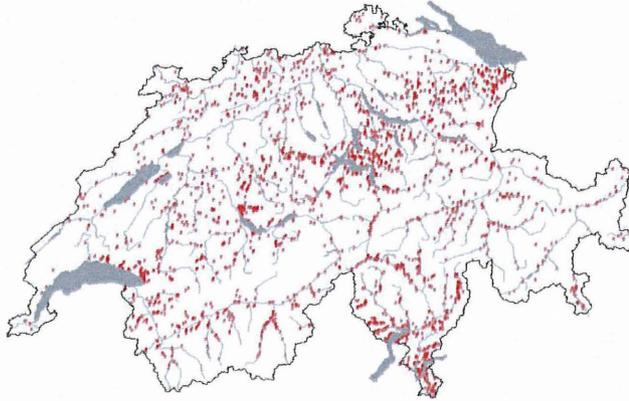


Abb. 2.1: Übersicht über die Rutschungen in der Schweiz im Zeitraum zwischen 1972 und 2002 (Schmid et al., 2004)

Eine markante Zunahme von Schäden durch Naturereignisse seit den 80er-Jahren des 20. Jahrhunderts einerseits und eine Verknappung der Mittel für Schutzmassnahmen andererseits führte in der Schweiz zu einem Umdenken, welches unter dem Motto „von der Gefahrenabwehr zur Risikokultur“ steht (Kienholz, 2002). Im Bereich gravitativer Naturgefahren werden daher zunehmend moderne Methoden des Risikomanagements eingesetzt. Ein Teil davon ist die Risikoanalyse, welche dazu dient, ein Risiko hinsichtlich der Wahrscheinlichkeit seines Eintreffens sowie des Ausmasses der Folgen einzuschätzen. Grundlage der Risikoanalyse ist die Analyse der ablaufenden Prozesse sowie deren Beurteilung. Basis einer solchen Risikoanalyse für Rutschungen bildet die Überwachung oder das Monitoring von potentiellen oder aktiven Rutschgebieten.

3. Möglichkeiten der Überwachung

Bei aktiven, langsam ablaufenden Rutschungen besteht ein wesentlicher Teil des Monitorings in der systematischen Aufnahme von morphologischen Veränderungen der Geländeoberfläche sowie der Ermittlung der Verschiebungsrichtung und der Verschiebungsraten. Dies kann z.B. durch eine geodätische Vermessung oder, bei grossen Rutschgebieten, durch ein

satellitenbasiertes Monitoring erfolgen. In vielen Fällen ist dies alleine jedoch nicht ausreichend. Neben der Geometrie des Rutschkörpers und den kinematisch beobachtbaren Eigenschaften an der Geländeoberfläche werden zur Risikoanalyse von Hangrutschungen auch Informationen zu den hydrogeologischen und geotechnischen Eigenschaften des Untergrundes benötigt (z.B. Porenwasserdrücke im Untergrund, Lage von Gleithorizonten in der Tiefe, etc.). Dies erfordert die zusätzliche Installation von geotechnischen Sensoren im Gelände und Verfahren, mit denen die vor Ort gesammelten Daten an die Fachperson, welche jeweils die Beurteilung durchführt, weitergeleitet werden. In der Regel erfolgt die Übermittlung solcher geotechnischen Daten heute meist entweder noch durch Personen, die die Daten im Feld direkt aufnehmen (z.B. Inklinometermessung) und dann weitergeben oder es werden Datenleitungen und ggf. einzelne Funkrichtstrecken zur Datenübertragung eingerichtet. Geodätische und geotechnische Daten werden also mit zwei unterschiedlichen Systemen gewonnen und auf unterschiedlichen Wegen zum „Endkunden“ transportiert, wo sie für die Interpretation zusammengeführt werden.

Eine Möglichkeit gleichzeitig sowohl geotechnische Daten als auch die Position des geotechnischen Sensors mit dem gleichen System zu ermitteln, bieten Sensoren, die mit dem Global Positioning System (GPS) ausgestattet sind. Mit GPS kann potentiell die Position eines Punktes auf der gesamten Erdoberfläche bestimmt werden. Das sehr leistungsschwache Signal der Satelliten wird jedoch bereits durch dichtes Blätterwerk von Wäldern abgeschattet und in engen Gebirgstälern besteht oftmals nur ein sehr schlechter oder sogar gar kein Empfang. An diesen Stellen ist keine oder nur eine sehr ungenaue Positionsbestimmung möglich. Bei gutem Empfang lässt sich die Position mit heute im Handel üblichen Standardgeräten mit einer Genauigkeit von etwa 3 bis 20 m bestimmen. Diese Genauigkeit der Positionsbestimmung ist üblicherweise für Hangrutschungen nicht ausreichend.

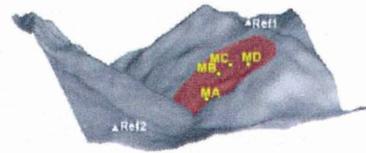
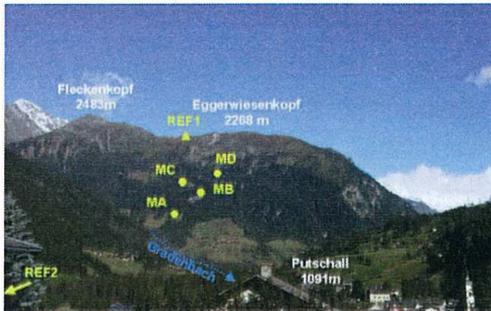


Abb. 3.1: Beispiel eines GPS-basierten Systems zur Hangüberwachung, Rutschhang Gradenbach in Kärnten, Österreich: 2 Referenzstationen (REF1, REF2), 4 Monitoringstationen (MA, MB, MC, MD) (Brunner et al., 2003)

Für eine höhere Genauigkeit müssen Verfahren wie das Relative GPS (RGPS) oder das Differential GPS (DGPS) verwendet werden. Mit diesen Verfahren wird zwar keine höhere absolute Genauigkeit für einen GPS-Punkt erreicht, die relative Genauigkeit, d.h. die Positionsbestimmung zwischen mehreren GPS-Stationen untereinander lässt sich jedoch deutlich erhöhen. Man kommt zu relativen Positionsbestimmungen mit einer Genauigkeit im cm-Bereich oder sogar etwas darunter (Brunner et al., 2003). Diese Verfahren setzen allerdings den Einsatz von mindestens 2 GPS-Geräten voraus zwischen denen eine so genannte „baseline“ eingerichtet werden kann über die Korrekturdaten übertragen werden können. Die Gerätekosten für GPS sind jedoch immer noch hoch und zudem besteht bei diesen Geräten ein hoher Energieverbrauch, der einen Zugang zum Stromnetz oder eine Photovoltaikanlage notwendig macht. Zur Überwachung von Hangrutschungen werden daher in der Regel nur wenige mit GPS ausgestattete Messstellen verwendet (vgl. Abb. 3.1), was zu einem groben Messstellennetz führt.

Will man ein engeres Messraster bei geringeren Kosten für die Überwachung von Hangrutschungen, mit dem man sowohl geodätische als auch geotechnische Daten erfassen kann, bieten sich drahtlose Sensornetzwerke als Lösung an.

4. Drahtlose Sensornetze – Aufbau und Funktion

Drahtlose oder kabellose Sensornetze, im Englischen Wireless Sensor Network (WSN) genannt, können als Rechnernetze aus Kleinst-Computern, so genannten Sensorknoten, verstanden werden, die durch Zusammenarbeit eine gemeinsame Aufgabe bewältigen und über Funk miteinander kommunizieren (daher die Bezeichnung draht- oder kabellos). An die Sensorknoten können die unterschiedlichsten Sensoren angeschlossen werden, deren Daten der Sensorknoten aufnimmt, zwischenspeichert, ggf. weiterverarbeitet und schliesslich an einen anderen Knoten des Netzwerks weiterleitet.

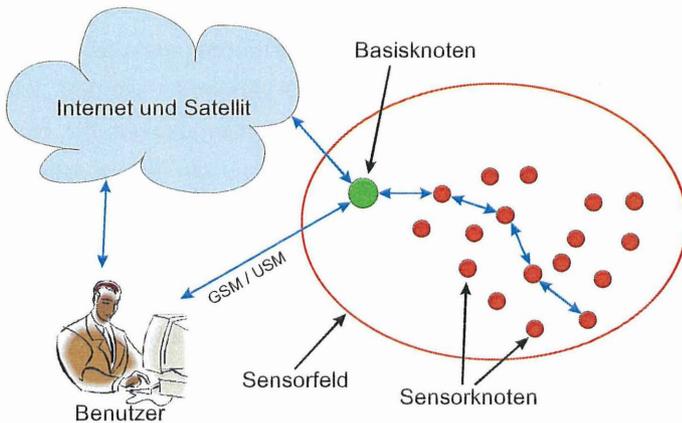


Abb. 4.1: Schematischer Aufbau eines drahtlosen Sensornetzwerks

Das Kernstück eines Sensorknotens ist sein Prozessor mit dem zugehörigen Speicher. Über die angeschlossenen Sensoren kann er über längere Zeit Daten seiner Umgebung erfassen. Der Sensorknoten besitzt eine eigene Energiequelle, in der Regel eine Batterie. Er kann aber zusätzlich auch bei Bedarf mit einer Ausrüstung zum Wiederaufladen, z.B. durch Photovoltaik, versehen werden. Er ist zudem mit einer Kommunikationseinheit (Transceiver) ausgestattet, über die er mit anderen Sensorknoten Informationen austauschen kann (Abb. 4.2).

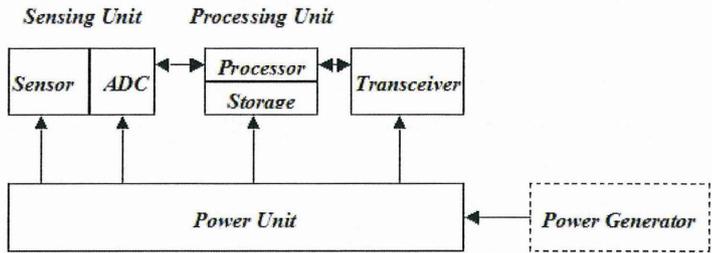


Abb. 4.2: Aufbau eines Sensorknotens, schematisch

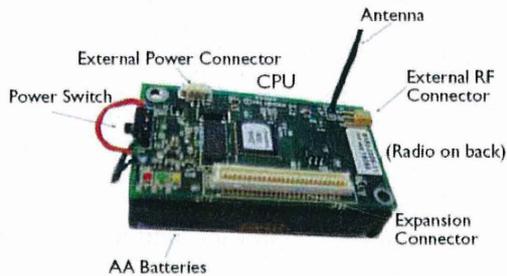


Abb. 4.3: Beispiel für einen Sensorknoten: Mica2 der Firma Crossbow

Neben den normalen Sensorknoten besitzt jedes drahtlose Sensornetzwerk eine Basisstation. Diese dient als Datensenkende für die im Netzwerk anfallenden Daten. Sind komplexere Datenverarbeitungsschritte dieser Daten notwendig, die nicht am einfachen Sensorknoten ausgeführt werden können, so können diese ebenfalls auf der Basisstation ausgeführt werden. Schliesslich ist die Basisstation für die Weiterleitung der Daten zu Stationen ausserhalb des Netzwerkes zuständig. Dies kann via GPRS (General Packet Radio Service) oder einer ähnlichen Technologie (GSM, UMTS, EDGE, Festnetz, Funkstrecke) erfolgen. Zum anderen dient die Basisstation auch der Steuerung und Regelung des gesamten Netzwerkes, z.B. wenn Änderungen im Messzyklus notwendig sind. Um diesen Aufgaben gerecht werden zu können, ist die Basisstation meist mit leistungsfähigerer Hard- und Software ausgestattet als die normalen Sensorknoten und hat eine stärkere, langlebigere Energiequelle.

Die Vorteile von kabellosen Sensornetzwerken lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- keine störenden Kabelverbindungen im Messgebiet
- Kosten und Zeitaufwand für Verkabelung zwischen den einzelnen Sensorknoten entfallen
- keine fixe oder vordefinierte Netzwerk-Topologie
- dadurch gute Skalierbarkeit der Netzwerke
- der Ausfall eines einzelnen Knotens hat nicht zwangsläufig den Ausfall eines grösseren Teils des Netzwerks oder des gesamten Netzwerks zur Folge („Selbsteilung“ durch selbständige Neuorganisation)
- zusätzliche Sensorknoten können zu einem späteren Zeitpunkt einfach in das bestehende Netzwerk integriert werden.

Andererseits müssen bei der Erstellung und dem Einsatz von drahtlosen Sensornetzwerken folgenden Punkten besondere Beachtung geschenkt werden:

- Autonome Operationen
- Energieeffizienz
- Kommunikation
- Ad hoc Einsatz und dynamische Änderungen
- Lokalisierung

4.1. Autonome Operationen

In den meisten Fällen erfolgen nach der Aufstellung eines drahtlosen Sensornetzwerkes keine weiteren menschlichen Eingriffe. Die Knoten sind dann eigenständig für ihre Konfiguration zuständig.

4.2. Energieeffizienz und Netzwerktopologie

Die Sensorknoten beziehen in der Regel ihre Energie aus kleinen endlichen Energiequellen. Ineffiziente Energienutzung kann zu Knotenausfällen führen und damit letztendlich zu Datenverlust und Veränderungen der Netzwerkstruktur. Energieeffizienz spielt daher eine grosse Rolle bei solchen Netzwerken.

Der Leistungsverbrauch eines Funksystems lässt sich in einen Grundverbrauch und einen dynamischen Verbrauch aufschlüsseln. Der Grundverbrauch beinhaltet u.a. den Betrieb der Komponenten zur Signalverarbeitung, Analog-Digital-Wandler und Verstärker. Der dynamische Verbrauch wird wesentlich von der Sendeleistung und damit vom Leistungsverstärker bestimmt. Die Signalstärke eines ausgestrahlten Funksignals verhält sich antiproportional zur zurückgelegten Strecke, d.h. die Signalstärke nimmt im Quadrat der Entfernung ab. Je grösser also die zu überwindende Distanz zwischen Sender und Empfänger ist, umso stärker muss das ausgestrahlte Signal sein und umso höher ist damit auch der Energieverbrauch (vgl. Abb. 4.4).

Sensornetzwerke operieren daher mit geringen Sendeleistungen und die zu überbrückenden Reichweiten sind dementsprechend auch vergleichsweise gering. Zudem arbeiten sie meist in den zwar lizenzfreien, dafür aber sendeleistungsbegrenzten ISM-Bändern (engl.: Industrial-Scientific-Medical). Für Europa befindet sich das zugelassene ISM-Band im Frequenzbereich von 868 – 868.6 MHz und die Datenrate bei einem Kanal beträgt 20 kb/s. Die Reichweite für den Funkempfang liegt in einem solchen drahtlosen Sensornetzwerk in etwa zwischen 150 bis 200 m. Daraus ergibt sich, dass bei einem drahtlosen Sensornetzwerk, welches eine grössere Fläche abdecken soll, eine Nachricht von den meisten Knoten nicht direkt an die Basisstation gesendet werden kann (single hop, vgl. Abb. 4.5a), sondern andere Knoten als Vermittler bzw. Relaisstationen zwischengeschaltet sind. Ein solches Vorgehen wird als vermittlungsbasierte Übertragung oder multi hop bezeichnet (Abb. 4.5b).

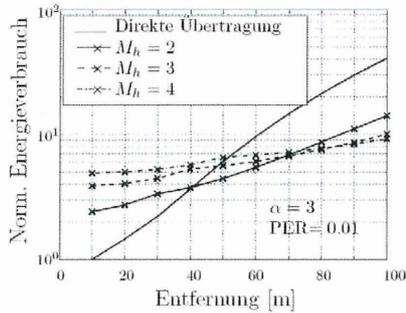


Abb. 4.4: Energieverbrauch bei direkter Übertragung und beim Einsatz mehrerer Hops in einem drahtlosen Sensornetzwerk (Schwieger, 2006)

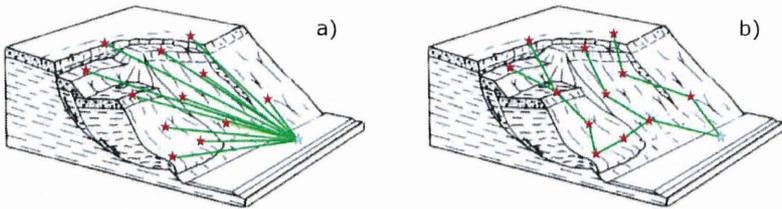


Abb. 4.5: Datenübertragungswege in einem single-hop-Netzwerk (a) und einem multi-hop-Netzwerk (b), blau: Basisstation, rot: normaler Sensorknoten

4.3. Kommunikation im Netzwerk

Auch die Kommunikation zwischen den Sensorknoten kostet Energie. Eine effiziente Kommunikationsart impliziert somit auch die Verlängerung der Lebenszeit eines Knotens. Das Kommunikationsprotokoll legt das Verhalten der Knoten hinsichtlich der folgenden Punkte fest:

- **Netzinitialisierung:** Legt fest, wie die Knoten zueinander finden und bildet die Netztopologie aus.
- **Tagesablauf:** Definiert den Wach- und Schlafrythmus eines Sensorknotens.
- **Kommunikationsschema:** Bestimmt, wie der Datenaustausch zwischen zwei Sensorknoten abläuft.

- **Routing:** Legt fest auf welchem Weg eine Nachricht durch ein Netzwerk geleitet wird.

Gute Kommunikationsprotokolle sorgen dafür, dass die Sensorknoten möglichst lange im Schlafzustand verbleiben, Nachrichten auf kürzestem Weg zum Empfänger gelangen und möglichst keine Daten durch Fehler verloren gehen. Sie schonen damit die begrenzten Ressourcen der Knoten und sorgen für einen schnellen und zuverlässigen Datenaustausch.

Eine der Hauptaufgaben bei der Kommunikation in drahtlosen Sensornetzwerken besteht darin, die Verweilzeiten der Knoten im leistungsintensiven Aktiv-Modus zu minimieren, so dass die Verweilzeit im leistungssparenden Ruhezustand (sleep mode) maximiert wird und damit eine optimale Lebensdauer der Netzwerkknoten erreicht werden kann. Um dies zu erreichen gilt es vier grundlegende Kommunikationsprobleme zu lösen, die zu Verschwendung von Energie und / oder Informationsverlust führen können:

- Untätiges Zuhören (idle listening):
Darunter versteht man, dass ein Knoten das Kommunikationsmedium abhört ohne eine Nachricht zu erhalten.
- Kollisionen (collisions):
Senden mehrere Knoten gleichzeitig ihre Nachrichten, kommt es zu einer Überlagerung und die einzelnen Nachrichten sind nicht mehr zu entziffern, man spricht hier von Kollisionen. Zwei spezielle Formen von Kollisionen treten besonders bei der Verwendung von Funk auf:
 - Versteckte Störenfriede (hidden stations):
Beim Hidden-Station-Problem gibt es zwei Sender, die sich gegenseitig nicht verstehen, da sie sich ausserhalb der Reichweite des anderen Senders befinden, und einen Empfänger, der sich innerhalb der Reichweite beider Sender befindet.

Wenn nun beide Sender zur gleichen Zeit an den Empfänger senden, so kollidieren die Nachrichten beim Empfänger, ohne dass die Sender dies jeweils bemerken.

➤ Exponierte Sender (exposed station):

Beim Exposed-Station-Problem liegen zwei Sender jeweils innerhalb ihrer Reichweiten, wobei beide Sender an einen Empfänger senden, der nicht in der Reichweite des jeweils anderen Senders liegt. Beide Empfänger können jeweils ungehindert ihren Kommunikationspartner verstehen. Die Sender bremsen sich jedoch gegenseitig aus, da durch das Zugriffsverfahren das Medium als belegt erkannt wird und die Sendestationen deshalb jeweils den Sendeversuch verzögern, obwohl das Signal bei Aussendung den jeweiligen Empfänger problemlos erreicht hätte. Der eine Sender ist der Kommunikation des anderen ausgesetzt.

• Mithören (overhearing):

Hierunter versteht man den Empfang von Nachrichten, die nicht für den Empfänger bestimmt sind. Da diese Daten auch nicht vom Empfänger verarbeitet werden, ist overhearing für den Knoten Energieverschwendung.

• Überflüssiges Senden (overemitting):

Darunter versteht man das Versenden von Nachrichten, obwohl der Empfänger das Medium nicht mehr abhört.

Da bei Sensornetzen meistens nur über kurze Distanzen gesendet wird, genügt eine kleine Sendeleistung. Sie ist nicht wesentlich höher als die für den Empfang benötigte Leistung. In drahtlosen Sensornetzen kostet das Empfangen einer Nachricht und sogar das bloße Horchen am Medium also ähnlich viel Energie wie das Senden einer Nachricht. Um ein Kommunikationsprotokoll für Sensornetze energieeffizient zu gestalten, genügt es daher nicht, möglichst wenig zu senden, es muss auch die Zeit, die ein Knoten horchend am Medium verbringt, minimiert werden.

4.4. Ad hoc Einsatz und dynamische Änderungen

Unter ad-hoc-Netzwerken versteht man Netzwerke, die sich selbständig aufbauen und konfigurieren können. Sie besitzen keine feste Topologie und Infrastruktur. Dies erlaubt es einem Netzwerk neue Datentransfer-routen aufzubauen, um auf Änderungen in der Konnektivität, z.B. Ausfall von Knoten, Störungen in der Kommunikation, Erweiterung des Netzwerks durch weitere Knoten, zu reagieren. Es bedingt, dass die Sensorknoten in einem bestimmten Mass eigenständig handeln können. Sie müssen ihre Nachbarknoten erkennen und die Konnektivität ermitteln können, d.h. Bestimmung der direkt erreichbaren Nachbarknoten, die Entfernung zu ihnen, etc. Dadurch ist es möglich den Ausfall einzelner Stationen im Netzwerk bezüglich des Datentransfers zu kompensieren und neu hinzugekommene Netzwerkknoten zu integrieren.

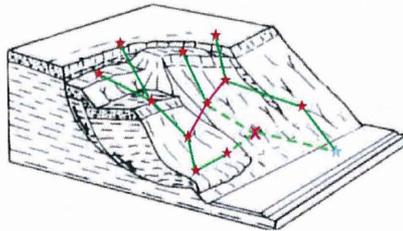


Abb. 4.6: Neukonfiguration des Sensornetzwerkes nach Ausfall eines Sensorknotens, blau: Basisstation, rot: normaler Sensorknoten, gestrichelte grüne Linie: ausgefallene Übertragungsstrecken, rote Linie: neue Übertragungsstrecken

4.5. Lokalisierung

Für viele Anwendungen von Sensornetzwerken ist es von Bedeutung, die Position der einzelnen Sensorknoten im Netzwerk mit einer mehr oder weniger grossen Genauigkeit zu kennen. Für das Routing, d.h. der Ermittlung des Weges einer Nachricht durch das Netzwerk, reicht in der Regel eine grobe Bestimmung der Position eines Netzwerkknotens aus. Im Falle der Überwachung von Hangrutschungen muss hingegen die physikalische Position eines Netzwerkknotens zu bestimmten Zeitpunkten möglichst genau bekannt sein, damit daraus auf das Verschiebungsfeld und die Verschiebungsrate geschlossen werden können.

Die Lokalisierung in einem drahtlosen Sensornetzwerk erfolgt in der Regel in zwei Schritten. Zunächst muss der Abstand zu den erreichbaren Nachbarn auf irgendeine Art und Weise bestimmt werden. Aus der Abstandsschätzung bzw. der Abstandsmessung zu den Nachbarn wird dann die Position des Knotens bestimmt. Abb. 4.7 zeigt im Überblick den Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Arten der Positionsbestimmung (oberste Ebene) und den zugehörigen Verfahren der Abstandsschätzung bzw. Abstandsmessung (unterste Ebene).

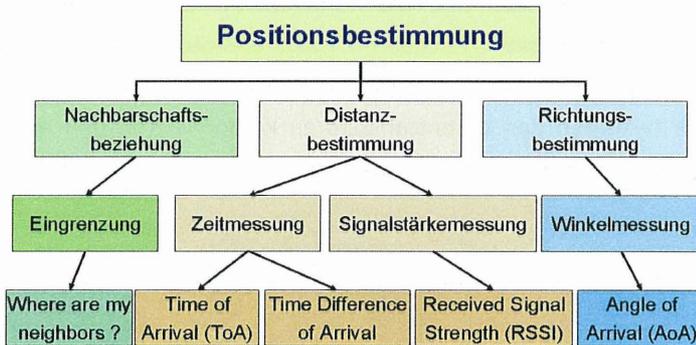


Abb. 4.7: Überblick über die Verfahren zur Positionsbestimmung in einem drahtlosen Sensornetzwerk (Blumenthal & Timmermann, 2003)

Bei den Verfahren zur Positionsbestimmung in drahtlosen Sensornetzwerken unterscheidet man zwischen grobkörnigen und feinkörnigen Verfahren. Als grobkörnig werden Verfahren bezeichnet, wenn der Fehler in der Abstandsmessung für die Positionsbestimmung grösser gleich 5 % ist. Ist der Fehler in der Abstandsmessung für die Positionsbestimmung kleiner 5% spricht man von feinkörnigen Verfahren.

Ein Verfahren zur Positionsbestimmung mit einem Fehler von 2% ist demnach zwar ein feinkörniges Verfahren. Bei einem Abstand zweier Sensorknoten von 25 m würde dies aber einen Fehler von 0.5 m betragen. Dies ist sicherlich immer noch zu ungenau für die Überwachung eines Rutschhanges. Für die Überwachung eines Rutschhanges sollte die Genauigkeit im cm-Bereich liegen.

Direkte Laufzeitmessungen von elektromagnetischen Wellen (Funk) lassen sich bei den vergleichsweise kleinen Abständen der Sensorknoten nicht mit einer ausreichenden Genauigkeit ausführen, denn dazu wäre eine extrem genaue Zeitmessung nötig (Ausbreitungsgeschwindigkeit elektromagnetischer Wellen: ca. 30 cm in 1×10^{-9} s).

Die Abnahme der Signalstärke als Mittel der Abstandsermittlung wurde im Sensornetzwerk Calamari untersucht (Whitehouse, 2002). 49 Knoten, verteilt über eine Fläche von 144 m^2 , führten zu einem mittleren Positionierungsfehler von 4.1 m.

Von den in Abb. 4.7 dargestellten Verfahren zur Abstandsmessung verspricht die Messung der Laufzeitdifferenz (Time Differenz of Arrival, TDoA) zweier unterschiedlicher Wellenarten zwischen zwei Punkten die höchste Genauigkeit. Die Verwendung von Ultraschall und Funk führte beim Sensorknoten Medusa (Abb. 4.8) zu einer Genauigkeit von 2 cm, allerdings lediglich bei einem Knotenabstand von 3 m. Kwon et. al. (2005) geben für Messungen mit akustischen Wellen und Funk Reichweiten zwischen 22 m in 10 bis 15 cm hohem Gras und 33 m auf asphaltierten Flächen bei einem Fehler von ca. 1% der maximalen Reichweite an, d.h. ca. 22 cm respektive ca. 33 cm. Sie verwenden dabei eine sehr regelmäßige Sensorknoten-Auslage (vgl. Abb. 4.9).

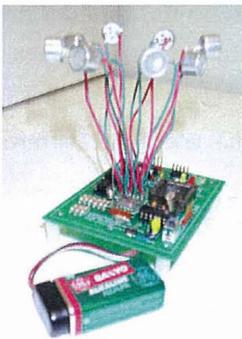


Abb. 4.8: Sensorknoten Medusa der UCLA (2001)

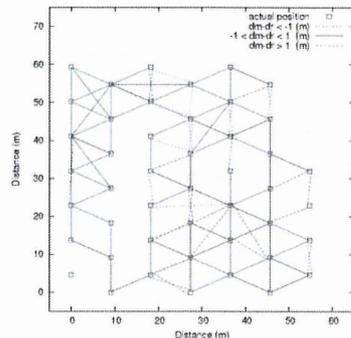


Abb. 4.9: Sensorauslage und Messstrecken im WSN von Kwon et al. (2005), minimaler Knotenabstand: 9.14 m

5. GeoAlertNet

Das drahtlose Sensornetzwerk GeoAlertNet, welches zurzeit an der Hochschule Luzern –Technik & Architektur in Zusammenarbeit mit der Firma Solexperts AG entwickelt wird, ist vorgesehen für den Einsatz im Bereich Naturgefahren, insbesondere für die Überwachung von Hangrutschungen.

Das Einsatzgebiet für das GeoAlertNet wird zunächst hauptsächlich bei Rutschhängen mit stationärem und instationärem Kriechen sowie bei Rotations- und Translationsrutschungen gesehen. An das Sensornetzwerk wurden die folgenden Anforderungen gestellt:

- Datenübertragung ohne Kabelverbindung.
- Unregelmässige Auslage der Sensorknoten muss möglich sein (Anpassung an das Gelände, unterschiedliche Dichte der Knoten im Sensornetz).
- Neuorganisation des Sensornetzes bei Ausfall einzelner Knoten oder Ergänzung mit weiteren Knoten.
- Datengewinnung mit den für eine Hangüberwachung wesentlichen geotechnischen Sensoren.
- Messung des Verschiebungsfeldes und der Verschiebungsrate, d.h. Abstandsermittlung zwischen den Knoten und Erkennen von Abstandsänderungen im cm – Bereich bei einem Abstand der Knoten von bis zu 20 - 25 m im Gelände, d.h. Abstandsmessung nach dem TDoA-Prinzip mit Funk und Ultraschall.
- Robust sowohl im Hinblick auf mechanische wie auch witterungsbedingte Belastungen. Einsatz des Netzwerkes auch im Hochgebirge bei tiefen Temperaturen (Temperatur <-> Energieversorgung).
- Einfache und schnelle Handhabung bei der Installation im Feld, auch als Stand-by-System zum sofortigen Einsatz bei Krisenszenarien verwendbar.

Daraus lassen sich weitere Bedingungen für das GeoAlertNet ableiten, die Einfluss auf die Gestaltung der Sensorknoten und ihre Installation im Gelände haben:

- Die Sensorknoten müssen einfach und schnell im Untergrund zu befestigen sein.
- Der Einsatz von Ultraschall zur Entfernungsmessung macht es erforderlich, dass sich zumindest die Ultraschall-Messeinheit in einer bestimmten Höhe über dem Boden befinden muss (Bewuchs).
- Die sich über dem Boden befindende Ultraschall-Sende- und -Empfangseinheit sollte ein geringes Gewicht haben und dem Wind eine geringe Widerstandsfläche bieten (schwingungsarm, muss auch bei einem Föhnsturm noch stehen bleiben). Schwere und grossflächige Bauelemente, wie z.B. Batterien, sollten daher nicht dort platziert sein. Idealerweise sollte der eigentliche Sensorknoten mit seiner Energieversorgung daher möglichst bodennah platziert werden.
- Wenn sich die Messeinrichtung zur Abstandsmessung in einer gewissen Höhe über dem Boden befindet, muss damit gerechnet werden, dass nicht nur Verschiebungen sondern auch Neigungsänderungen auftreten können. Diese sollten als solche erkannt werden können, um Fehlinterpretationen bezüglich der Abstandsmessung zu vermeiden. Die Messeinrichtung wird daher mit einem Neigungsmesser versehen.

Abb. 5.1 zeigt zwei konzeptuelle Designs für die Installation von GeoAlertNet-Sensorknoten. In Bereichen mit grösseren Felsblöcken können die Knoten auch direkt an den Felsblöcken befestigt werden.

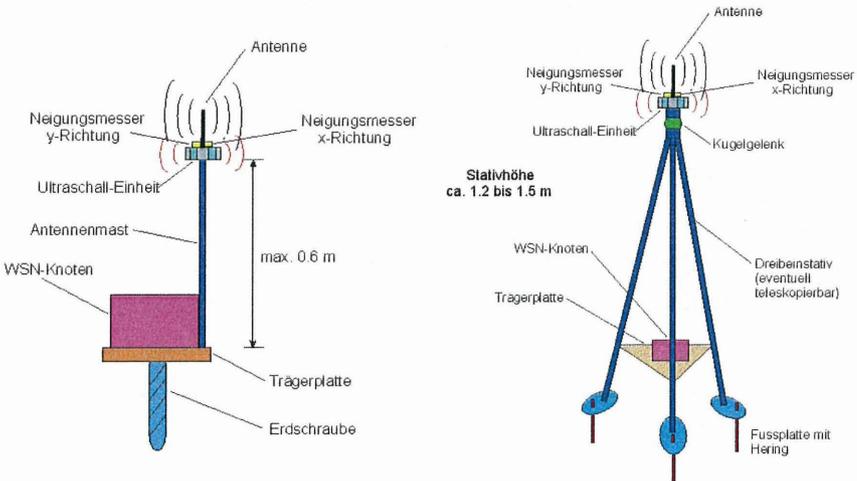


Abb. 5.1: konzeptuelle Designs für die Installation von GeoAlertNet-Sensorknoten

Die Standardkonfiguration für das GeoAlertNet besteht aus den folgenden Komponenten:

- 1 Basisknoten, der als Datensenke dient und die Kommunikation des Netzwerkes regelt, sowie die Verbindung zur „Aussenwelt“ aufrechterhält.
- ca. 8 bis 50 Sensorknoten
- mindestens 3 – 4 Knoten haben eine feste, bekannte Position ausserhalb der Rutschmasse (Referenzknoten, Beacon), der Basis-knoten ist in der Regel einer der Referenzknoten.
- Sensoren werden über einen PSoC-Mikrocontroller (Programmable System on Chip, vgl. z.B. Krüger, 2007) an den Sensorknoten angeschlossen, Sensor und PSoC bilden eine Einheit und erlauben dadurch eine plug-and-play-Situation für die Installation von Sensoren im Feld.
- max. 8 PSoC und damit max. 8 Sensoren können an einen Sensor-knoten angeschlossen werden.

6. Abstandsmessung

Die Abstandsmessung zwischen den Knoten erfolgt im GeoAlertNet nach dem TDoA-Prinzip mit Funk und Ultraschall. Dabei ist zu beachten, dass die Schallgeschwindigkeit keine Konstante ist, sondern durch die Eigenschaften des Mediums in dem sich die Schallwelle bewegt, beeinflusst wird. Beim Medium Luft ist die Schallgeschwindigkeit z.B. abhängig von der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit. Für diese Einflüsse gibt es einen funktionalen Zusammenhang (Abb. 6.1) und sie lassen sich daher relativ einfach berücksichtigen. Allerdings ist es hierzu notwendig, dass Temperatur und Luftfeuchtigkeit im Sensornetzwerk gemessen werden.

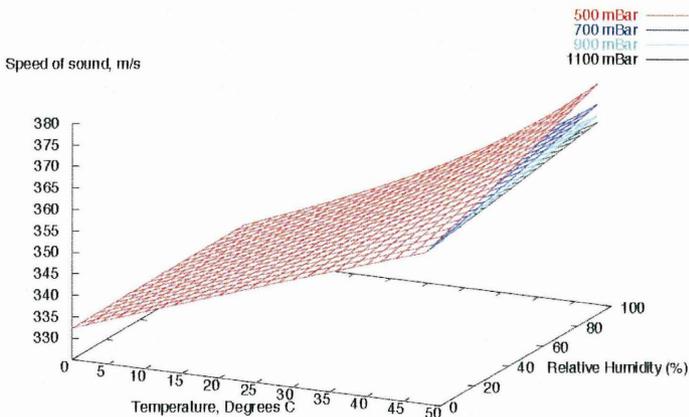


Abb. 6.1: Einfluss von Temperatur und Luftfeuchtigkeit auf die Schallgeschwindigkeit (Girod & Estrin, 2001)

Auch Luftbewegungen, d.h. Wind, beeinflussen die Messergebnisse von Ultraschallmessungen. Elmer et al. (2003) geben an, dass bei einer Windgeschwindigkeit von 9 m/s in Abhängigkeit des Winkels zwischen Wind- und Messrichtung relative Fehler von bis zu $\pm 3\%$ auftreten können. Um solche Effekte weitgehend zu eliminieren wird beim GeoAlertNet zwischen zwei Knoten A und B sowohl eine Messung von A nach B als auch eine Messung von B nach A durchgeführt. Damit können Luftbewegungen parallel zur Messstrecke eliminiert werden.

Durch das Aufstellen von drei Knoten im rechten Winkel lässt sich zudem ein Anemometer (Windmesser) ausbilden, mit dem Windrichtung und Windstärke ermittelt werden können. Die so ermittelte Windströmung kann dann als Korrektur bei der Abstandsermittlung berücksichtigt werden.

Eine weitere Herausforderung bei der Messung von grossen Entfernungen mit Ultraschall besteht darin, dass einerseits für eine hohe Auflösung und ein gutes Separationsvermögen von Signalen möglichst kurze und spitze Impulse verwendet werden sollten, andererseits die Ultraschallübertragung eine begrenzte Bandbreite hat. Zudem ist die Dämpfung von Schallsignalen in der Luft proportional zum Quadrat der Frequenz f des Signals, d.h. die Signalamplitude sinkt also bei steigender Frequenz entsprechend $1/f^2$. Der mögliche Frequenzbereich ist somit gerade für die Messung großer Entfernungen auf relativ niedere Frequenzen beschränkt.

Abhilfe schafft hier das von Elmer et al. (2003) vorgeschlagene Verfahren der Pulscompression. Das Verfahren basiert auf zwei aufeinander abgestimmten Filtern auf Sender- und Empfängerseite. Der Sendefilter verwandelt den für hohe Auflösung und gute Separation gewünschten kurzen Impuls in ein Übertragungssignal, welches als linearer Chirp bezeichnet wird. Der lineare Chirp ist ein Signal, welches mit einer Frequenz f_0 beginnt und mit einer Frequenz f_1 endet und z.B. durch eine einfache Sinusfunktion dargestellt werden kann. Der Empfänger rekonstruiert mit seinem Filter die Position des ursprünglichen kurzen Impulses im empfangenen Signal (Abb. 6.2). Mit dieser Technik wurden bereits Abstandsmessungen durchgeführt und Reichweiten > 25 m erzielt.

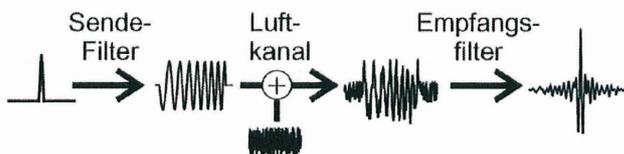


Abb. 6.1: Prinzip der Pulscompression bei der Ultraschall-Entfernungsmessung (Elmer et al., 2003)

7. Positionsbestimmung und Verschiebungsfeld

Die Positionsbestimmung der einzelnen Sensorknoten in einem Sensornetzwerk setzt voraus, dass eine bestimmte Anzahl von Knoten die eigene Position kennt. Rein mathematisch benötigt man zur Bestimmung der Koordinaten eines Knotens in einer Ebene drei Knoten deren Position bekannt ist und den jeweiligen Abstand R_i dieser Knoten zum gesuchten Knoten P_n . Mit dem Verfahren der Trilateration lässt sich dann die Position des gesuchten Knotens bestimmen (Abb. 7.1). Für die Bestimmung der Lage eines Knotens im dreidimensionalen Raum sind mindestens 4 Knoten mit bekannten Koordinaten notwendig. Für mehr als 3 Knoten im 2D-Fall und 4 Knoten im 3D-Fall ist das Gleichungssystem überbestimmt und muss durch eine Ausgleichsrechnung gelöst werden. Man spricht in solchen Fällen von Multilateration.

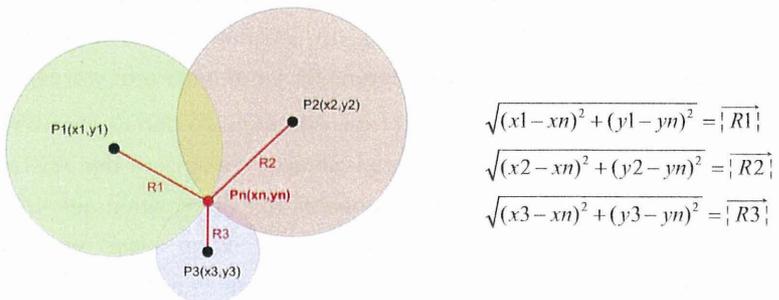


Abb. 7.1: Positionsbestimmung eines Knotens $P_n(x_n, y_n)$ durch Abstandsmessung und Trilateration

Sensorknoten, die ihre eigene Position im Netzwerk kennen, werden als „Beacon“ bezeichnet. Es sind dabei 2 Fälle zu unterscheiden:

- Die eigene Position ist von Anfang an bekannt und ändert sich über den ganzen Messzeitraum nicht oder
- die Position eines Knotens ist zunächst nicht bekannt und muss ermittelt werden. Nach der Bestimmung der eigenen Position wird der Sensorknoten zum Beacon für die Positionsermittlung von weiteren Knoten im Sensornetzwerk. Im Rahmen eines iterativen

Prozesses werden so immer mehr Sensorknoten zu Beacons bis letztlich alle Positionen bestimmt sind.

In Abb. 7.2 ist ein Beispiel dargestellt, welches die iterative Vorgehensweise verdeutlicht. Vereinfachend wird angenommen, dass es sich um ein 2D-Problem handelt, d.h. zur Bestimmung der Position eines Knotens sind mindestens 3 Knoten mit bekannten Koordinaten und die Abstandsdaten notwendig. Ein Sensorknoten kann die Abstände zu seinen Nachbarknoten bestimmen, die innerhalb eines Kreises mit dem Radius R liegen. R ist hierbei die maximale Reichweite der Ultraschallmessung. Zum Zeitpunkt t_1 kann der Knoten S_1 in Abb. 7.2 Abstandsmessungen zu den folgenden Knoten durchführen: B_1 , B_2 , B_3 , S_2 , S_3 und S_4 . Jedoch nur die Positionen der Knoten B_1 , B_2 und B_3 sind bekannt, die Knoten S_2 , S_3 und S_4 haben aufgrund der Hangrutschung Verschiebungen erfahren und die neuen Positionen sind nicht bekannt. Die Knoten S_5 und S_6 sind ausserhalb der Reichweite. Für die Ortsbestimmung im 2D-Raum sind drei Knoten ausreichend, d.h. die Position des Knotens S_1 kann bestimmt werden.

Der Knoten S_4 kann zum Zeitpunkt t_1 die Abstände zu den Knoten B_3 , S_3 , S_1 , S_2 , S_5 und S_6 bestimmen. Formal ist also die Anzahl der Abstandsmessungen ≥ 3 gegeben. Jedoch ist zunächst nur die Position des Knotens B_3 bekannt. Die Position des Knotens S_1 kann, wie vorstehend beschrieben, bestimmt werden. Es muss somit zumindest noch die Position eines weiteren Knotens bestimmt werden bevor die Position des Knotens S_4 ermittelt werden kann. Damit alle Positionen bestimmt werden können, ist also eine iterative Vorgehensweise notwendig. Man spricht hier von iterativer Multilateration (vgl. z.B. Savvides et al., 2001). Die iterative Multilateration schliesst jedoch den Nachteil ein, dass Fehler in der Positionsbestimmung eines Knotens weitergegeben werden und sich so akkumulieren.

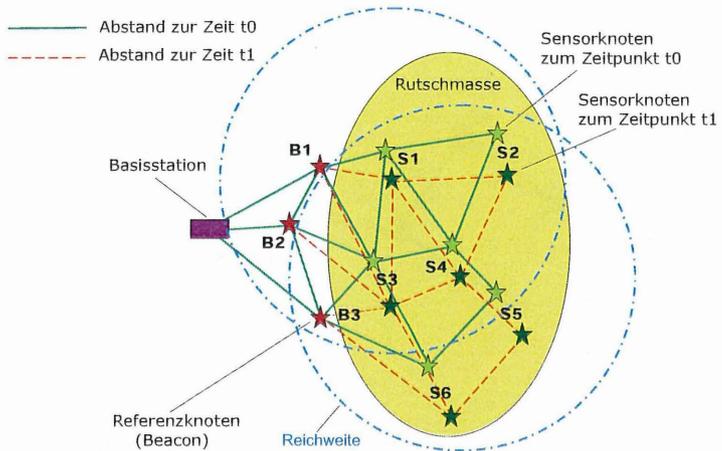


Abb. 7.2: Sensornetz in einem Rutschhang zum Zeitpunkt der Installation t_0 und nach eingetretener Verschiebung im Zeitpunkt t_1 zur Veranschaulichung der iterativen Multilateration.

Neben der Fehlerakkumulation gibt es bei der iterativen Multilateration noch ein weiteres Problem. Wenn die Sensorknoten ungünstig verteilt sind, kann es vorkommen, dass ein Sensorknoten zwar von drei Knoten in seiner Reichweite umgeben ist, aber lediglich zwei davon sind Beacons und kennen ihre Position (vgl. Abb. 7.3). Mit zwei bekannten Positionen und zwei Abstandsmessungen ergeben sich aber 2 potentielle Standorte für den Sensorknoten. Um den tatsächlichen Standort aus den beiden möglichen Standorten bestimmen zu können werden also zusätzliche Informationen benötigt. Im Beispiel in Abb. 7.3 führt die Kenntnis über den ermittelten Abstand R_{34} zwischen den Knoten P3 und P4, die jeweils ihre Position nicht kennen, dazu, dass die richtigen Positionen der beiden Knoten aus den möglichen Positionen herausgefunden werden können. Man spricht hier von kollaborativer Multilateration. Die mathematische Lösung führt hier über die Graphentheorie für ungerichtete Graphen (vgl. z.B. Savvides et al., 2001).

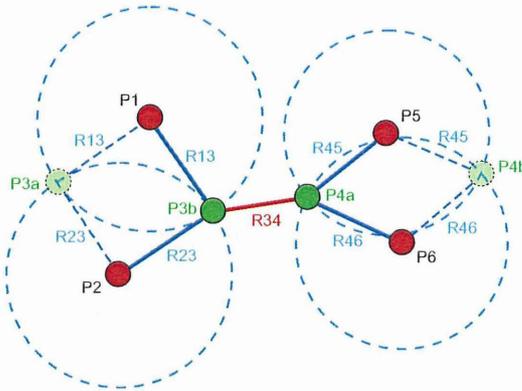


Abb. 7.3: Veranschaulichung der kollaborativen Multilateration, rot: Beacons mit bekannten Positionen, dunkelgrün: tatsächliche Position eines Sensor-knotens, die zu ermitteln ist, hellgrün: weitere mögliche Position eines Sensor-knotens, die sich aus der Abstandsmessung mit nur 2 Beacons mathematisch ergibt.

Eine andere Überlegung geht davon aus, dass zum Zeitpunkt $t = t_0$ die Position aller Sensorknoten bekannt ist. Zum Zeitpunkt t_1 haben dann die Knoten im Rutschgebiet eine Verschiebung erfahren. Diese Verschiebung ist jedoch klein im Vergleich zu den Sensorabständen, so dass eine Linearisierung der Gleichungen durchgeführt werden darf. Die Position zum Zeitpunkt t_0 wird als Startwert für eine Berechnung nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate verwendet. Sensorknoten im Rutschgebiet und Beacons ausserhalb des Rutschgebiets können dabei noch unterschiedlich gewichtet werden. Das Problem bei diesem Verfahren besteht darin, dass bei einer realen Rutschung die Beacons nicht gleichverteilt im Projektgebiet liegen sondern immer in den Randzonen, was zu hohen Fehlern bei der Positionsbestimmung führen kann.

Für die Positionsbestimmung im GeoAlertNet werden zurzeit hinsichtlich der zu erzielenden Genauigkeit bei der Positionsbestimmung alle drei Varianten

- iterative Multilateration,
- kollaborative Multilateration und

- Least Square Verfahren mit unterschiedlicher Gewichtung für Sensorknoten ausserhalb und innerhalb des Rutschgebietes und unter Annahme kleiner Verschiebungen (im Vergleich zum Abstand der Sensorknoten)

hinsichtlich ihrer Eignung für das GeoAlertNet näher untersucht.

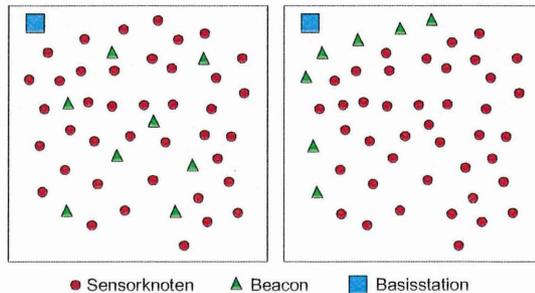


Abb. 7.4: Typische Darstellung eines Sensornetzes mit Verteilung der Beacons im Sensornetz in der Literatur (vgl. z.B. Reichenbach et al., 2005) und realistischer Fall der Verteilung von Beacons im Falle einer Hangrutschung.

8. Sensoren des GeoAlertNet

Das GeoAlertNet soll neben dem Verschiebungsfeld auch geotechnische Parameter messen können. Hierzu ist es notwendig, dass an die Sensorknoten geotechnische Sensoren angeschlossen werden können. Für das GeoAlertNet wird Wert darauf gelegt, dass bereits erprobte und bewährte Messausrüstung zum Einsatz kommt. Zurzeit sind Sensoren für die folgenden Messgrößen vorgesehen:

- Temperatur
- Porenwasserdruck
- Längenänderung
- Neigungsänderung
- Ankerkraft

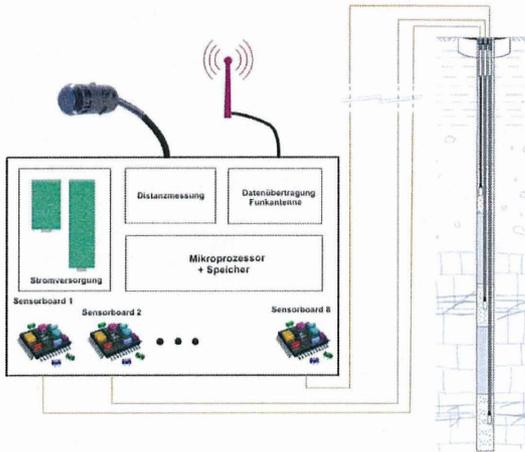


Abb. 8.1: Schematischer Aufbau eines GeoAlertNet-Sensorknotens mit maximal 8 Anschlussmöglichkeiten für geotechnische Sensoren

Für das Sensornetzwerk GeoAlertNet wurden die folgenden Anforderungen an die Sensoren gestellt:

- Die Speisespannung soll nach Möglichkeit einheitlich sein und wurde auf 12 V festgelegt. Über Spannungsteiler können bei Bedarf zudem 6 und 3 V für die Sensoren zur Verfügung gestellt werden.
- Sensoren müssen ein- und ausschaltbar sein, um Energie zu sparen. Keine Langen Einschwingzeiten.
- Die Langzeitstabilität der Sensoren muss gegeben sein.
- Der Messzyklus soll zwischen 2 x pro Tag bis max. alle 10 Minuten variabel sein.
- Mit den Sensoren werden keine Dauermessungen bzw. Messungen mit hohen Sampling-Raten (z.B. keine Erschütterungsmessungen) durchgeführt.

9. Monitoring und Alarmierung

Bei der Überwachung eines Rutschgebiets ist zu unterscheiden, ob lediglich Daten erhoben werden sollen (Monitoring) oder ob durch das Überwachungssystem auch eine Auswertung der Daten und eventuell sogar ein Vergleich mit Alarmwerten durchgeführt sowie die Einleitung von Massnahmen eingeleitet werden sollen (Frühwarnsystem). Im Sinne eines Risikomanagements muss ein System zur Überwachung von Rutschungen auch die letztgenannten Aufgaben mit übernehmen. Hierzu ist es jedoch notwendig, dass für das Projekt ein entsprechender Überwachungsplan vorab ausgearbeitet wurde, in dem die Eckdaten, wie beteiligte Personen, Alarmwerte, zu treffende Massnahmen, etc. festgelegt wurden. Abb. 8.1 zeigt das Ablaufschema für ein Frühwarnsystem sowie die Abgrenzung zum Monitoring.

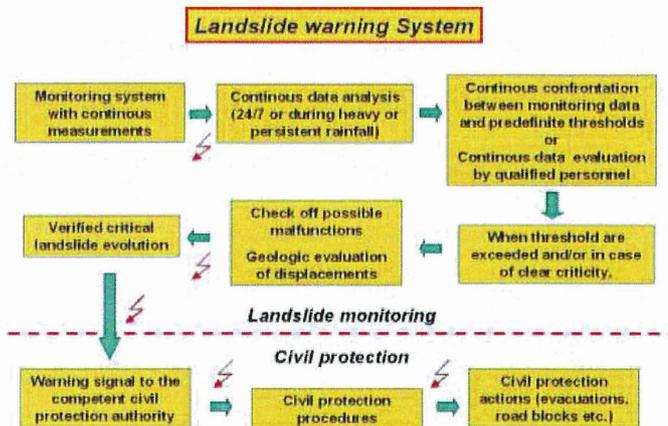


Abb. 8.1: Ablaufschema für ein Frühwarnsystem „Hangrutschung“, rote Pfeile zeigen Schnittstellen mit erhöhtem Kommunikationsbedarf an (ClimChAlp, 2008)

Für die Datenaufbereitung auf der Basisstation des GeoAlertNet stehen das Softwareprodukt GeoMonitor zur Datenerfassung und Datenbewirtschaftung und die darauf abgestimmte Datenvisualisierungssoftware und Informationsplattform WebDAVIS der Solexperts AG zur Verfügung.

Die browser-basierte Visualisierungsoberfläche von WebDAVIS integriert:

- Messdaten mit Verlaufsgrafiken
- Übersichtspläne mit Position aller Sensoren
- Direkte Anzeige der Messwertveränderungen innerhalb eines Zeitintervalls (z.B. 24 h-Intervall)
- Informationen zum Alarmsystem (aktuelle Alarmwerte, Alarmdispositiv)
- Adressliste der Beteiligten
- Logbuch zum Messsystem bzw. Projekt
- Uploadbereich für externe Daten (z.B. zusätzliche manuelle Messungen) und zum Austausch von Dokumenten
- Datenexport und Downloadbereich
- sonstige Projektdokumentationen.

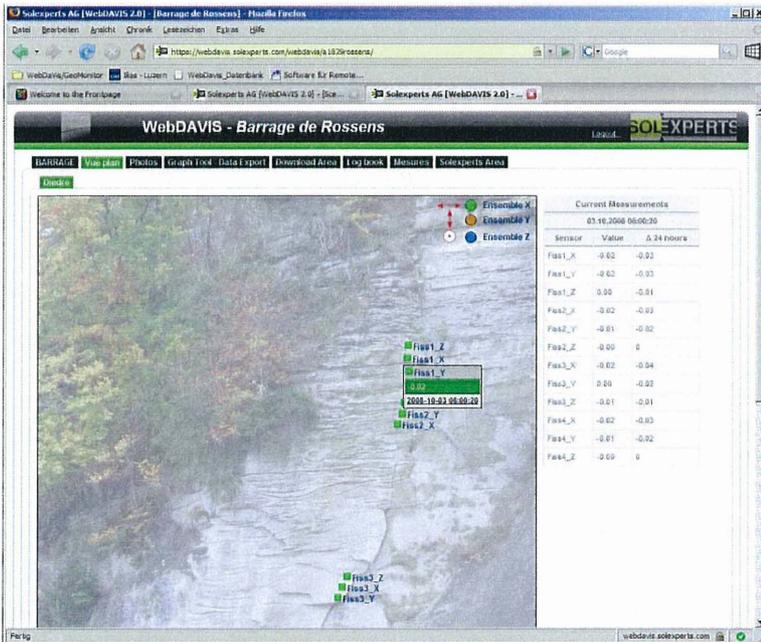


Abb. 8.2: WebDAVIS-Oberfläche mit Übersicht der Sensoren im Projektgebiet

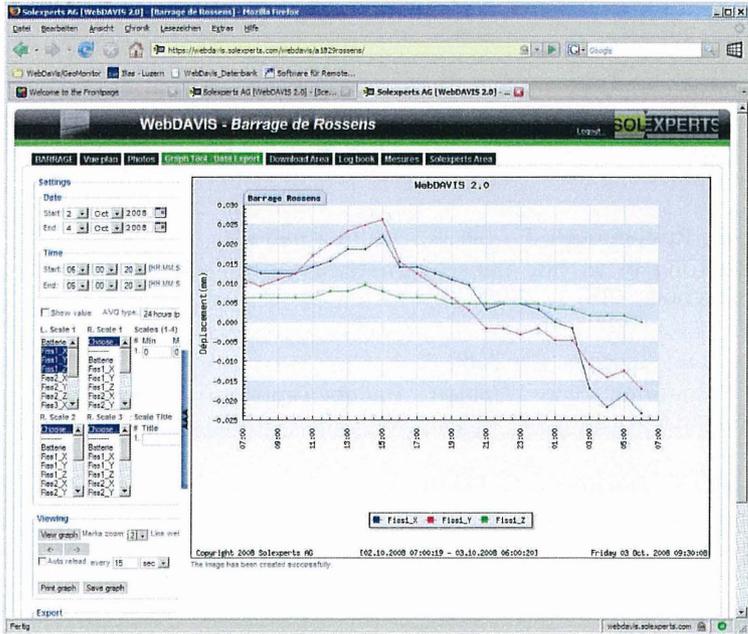


Abb. 8.3: WebDAVIS-Oberfläche mit Verlaufsgrafiken

Die Visualisierungsoberfläche des WebDAVIS bietet den Projektbeteiligten über das Internet einen passwortgeschützten Zugang zu den Messresultaten. Mit Bildern oder Plänen wird in der Visualisierung der direkte Bezug der Messresultate zur Örtlichkeit hergestellt (Abb.8.2). Mit WebDAVIS ist es möglich, sich schnell einen aktuellen Überblick über die gesamten Messdaten aller Knoten und Sensoren zu verschaffen.

Verdankung

Das anwendungsorientierte Forschungsprojekt GeoAlertNet wird durch die Gebert RUF Stiftung gefördert. Wir möchten der Gebert RUF Stiftung an dieser Stelle für die Unterstützung des Projektes danken.

10. Literatur

Blumenthal, J.; Timmermann, D.:

Herausforderungen bei der Softwareentwicklung für Sensor-Netzwerke, DFG Workshop "X-Layering", SPP 1102 & SPP 1140, Frankfurt/Main, 24. Nov. 2003

Born, A.; Reichenbach, F.; Bill, R.; Timmermann, D.:

Lokalisierung in ad hoc Geosensornetzwerken mittels geodätischer Ausgleichstechnik, GIS, 1, 2008

Brunner, F.; Gassner, G.; Zobl, F.:

GPS Monitoring von alpinen Hangbewegungen, Zusammenfassung International Strategy for Disaster Reduction (ISDR), 2003

Bulusu, N.; Heidemann, J.; Estrin, D.:

GPS-less low cost outdoor localization for very small devices, IEEE Personal Communications Magazine, Oktober 2000

ClimChAlp:

Climate Change, impacts and adaption strategies in the Alpine space, Strategic Interreg III B Project: Slope Monitoring Methods A State of the Art Report, Work Package 6, Munich, 28.2.2008

Elmer, H.; Schweinzer, H.; Magerl, G.:

Hochauflösende Ultraschall-Entfernungsmessung für große Distanzen, tm – Technisches Messen, 70, 4, Oldenbourg Verlag, 2003

Fraefel, M.; Jeisy, M.; Hegg, Chr.:

Unwetterschäden in der Schweiz im Jahre 2004, Wasser Energie Luft, 97, Heft 3/4, S. 69 -74, 2005

Girod, L.; Estrin, D.:

Robust range estimation using acoustic and multimodal sensing, Proc. of the 2001 IEEE/RSJ International Conference on Intelligent Robots and Systems, Maui, Hawaii, USA, 29. Okt. – 3. Nov. 2001

Kienholz, H.:

Erfassung und Beurteilung von Naturgefahren in der Schweiz, Georisiken - Seminar und Workshop, 28.-29. Mai 2001, in: Berichte der Geologischen Bundesanstalt, 58, Wien. Verl.d.Geol.Bundesanst., 2002

Krüger, F.:

Messen, Steuern und Regeln mit PSoC Microcontrollern, Franzis' Verlag GmbH, 2007

Kwon, Y.; Mechtov, K.; Sundresh, S.; Kim W.; Agha, G.:

Proceedings of the 25th IEEE International Conference on Distributed Computing Systems, pp 643 – 652, 2005

Raetzo, H.; Lateltin, O.:

In Extremereignisse und Klimaänderung, OcCC-Bericht 2003

Savvides, A.; Han, C.; Strivastava, M. B.:

Dynamic finegrained localization in ad hoc networks of sensors, ACM SIGMOBILE 7/01 Rome, Italy, 2001

Schmid, F.; Fraefel, M.; Hegg, Chr.:

Unwetterschäden in der Schweiz 1972 - 2002: Verteilung, Ursachen, Entwicklung Wasser Energie Luft, 96, Heft ½, S. 21-28, 2004

Schwieger, K.:

Betrachtungen zur Energieeffizienz in Funknetzwerken mit geringer Datenrate, Dissertation, TU Dresden, 2006

Solexperts AG:

WebDAVIS, Produktinformation, www.solexperts.com

Whitehouse, C. D.:

The Design of Calamari: an Ad-hoc Localization System for Sensor Networks, Masterarbeit, Department of Electrical Engineering and Computer Sciences, University of California at Berkeley, 2002

Whitehouse, K.; Jiang, F.; Karlof, C.; Woo, A.; Culler, D.:

Sensor field localization: A deployment and empirical analysis, UC Berkeley Technical Report UCB/CSD-04-1349, 2004

Anschriften der Autoren:

Prof. Zeno Stössel,
dipl. El. Ing. Peter Sollberger,
Prof. Martin Klaper,
MSc John Janek:

Hochschule Luzern – T & A
CC Electronics
Technikumstrasse 21
CH - 6041 Horw

Tel.: +41 (0) 41 349 33 99
Fax: +41 (0) 41 349 39 59
E-Mail electronics@hslu.ch

Dipl. Bauing. Daniel Naterop,
Dipl. Bauing. Holger Wörsching:

Solexperts AG,
Mettlenbachstrasse 25, Postfach 122
CH-8617 Mönchaltorf

Tel.: +41 (0) 44 806 29 29
Fax: +41 (0) 44 806 29 30
E-Mail info@solexperts.com

Dr.-Ing. Bernd Kister:

Hochschule Luzern – T & A
CC Konstruktiver Ingenieurbau
Bereich Geotechnik und Tunnelbau
Technikumstrasse 21
CH - 6041 Horw

Tel.: +41 (0) 41 349 34 34
Fax: +41 (0) 44 349 39 61
E-Mail bernd.kister@hslu.ch

NEMR-Meßverfahren zur Prognose bergbauinduzierter Erdbeben?

Zusammenfassung

Bei Bruchvorgängen in Festkörpern wird nicht nur Schall emittiert, sondern auch elektromagnetische Wellen ausgesandt. Ursache hierfür ist weniger der piezoelektrische und der piezomagnetische Effekt, als die schwingende Bewegung elektrischer Punktdefekte in Kristallen und Gläsern während des Bildens von Nanorissen. NEMR-Impulse sind schon bei allen Arten von Festgesteinen nachgewiesen. Die Emissionsintensität ist abhängig vom Verhältnis Gebirgsspannung/Grenzspannungszustand. NEMR-Meßgeräte, wie z.B. das Cereskop, werden eingesetzt um aktive Bewegungszonen im Fels zu lokalisieren und Spannungszustände zu erfassen.

NEMR-Messungen können im Rahmen von Kartierungen Instabilitätsbereiche ausweisen. Bei untertägigen Messungen werden Spannungsumlagerungen zeitlich aufgelöst sehr gut beschrieben. Erfahrungen im Tunnelbau, im Kalisalz- und im Steinkohlenbergbau werden dokumentiert. Der Vorteil von NEMR-Messungen gegenüber der Schallemissionsanalyse liegt im berührungslosen Registrieren der Signale und der Möglichkeit der Ortung ihres Ursprungs.

Unsere Messungen bestätigen die von verschiedenen Arbeitsgruppen beobachteten NEMR-Anomalien vor Erdbeben, Bergschlägen und Bergstürzen. Ein NEMR-Beobachtungsnetz stellt deshalb einen wesentlichen Beitrag bei der Prognose von bergbaubedingten Erdbeben dar.

Natürliche elektromagnetische Emissionen

Unter mechanischer Spannung stehende Gesteinskörper emittieren reproduzierbar und ohne äussere Anregung elektromagnetische Impulse (NEMR) genau dann wenn sich an den schwächsten Stellen Mikrorisse bilden. Die Mikrorisse, die im mechanischen Spannungsfeld ausgerichtet sind, führen zu orthogonal ausgerichteten elektromagnetischen Emissionen. Das Messen der H-Komponente ermöglicht das geogene elektromagnetische Feld als Abbild des mechanischen Spannungsfeldes zu beschreiben.

Die Impulsrate der NEMR ist einerseits vom Material abhängig. So neigen besonders gesteine mit kleinen Poissonzahlen zu ausgeprägten NEMR. Bei gleicher Steifigkeit ist die NEMR proportional zum Verhältnis Spannungszustand/Grenzspannungszustand.

Die Amplituden der NEMR ist von der Ausdehnung der Mikrorisse abhängig. Durch die begrenzte Bewegungsfreiheit der schwingenden Atome ist die Frequenz der NEMR umgekehrt proportional zur Öffnungsweite der Mikrorisse (FRID et al. 2000).

Wachsen die Mikrorisse bei fortwährendem Materialversagen zu makroskopisch sichtbaren Rissen zusammen, so wird dies von typischen EM-Bursts begleitet.

Mit dem Cereskop steht mittlerweile ein handliches, tragbares Gerät zur Verfügung um NEMR-Signale zu messen.

Cereskope werden eingesetzt um aktive Bewegungszonen im Fels zu lokalisieren und Spannungszustände zu erfassen.

Der Typ M wurde für ingenieurgeophysikalische Fragestellungen im Bergbau und im Tun-

nelbau entwickelt. Das Gerät ist von einer Person trag- und bedienbar.

Der Typ S4 dient geologischen Untersuchungen des räumlichen Spannungszustandes und kann sowohl ortsfest als auch mobil auf Schiffen, Fahrzeugen und Flugzeugen eingesetzt werden.

Der Typ Sx dient der ortfesten Überwachung von spannungsempfindlichen geologischen Körpern, wie z.B. komplexe Gebirgskörper oder Vulkane, und kann mit beliebig vielen Sensoren ausgestattet werden.

Der mit SQID-Detektoren ausgestattete Typ EQ arbeitet in speziellen unterirdischen Meßstationen. Einsatz ist die Überwachung der Krustenspannung und Erdbebenaktivität.

NEMR-Messungen können im Rahmen von Kartierungen Instabilitätsbereiche ausweisen. Bei untertägigen Messungen wurde erkannt, daß auch Spannungsumlagerungen zeitlich aufgelöst sehr gut beschrieben werden können (Frid 2001).

Weltweit wird beobachtet, daß NEMR-Impulse vor Erdbeben, Bergschlägen und Bergstürzen auftreten. Ein NEMR-Beobachtungsnetz stellt deshalb einen wesentlichen Beitrag bei der Prognose von bergbaubedingten Erdbeben dar.

Die **Gesellschaft für Erkundung & Ortung** (GE&O) ist eine in Karlsruhe/Deutschland ansässige Ingenieursgesellschaft, die national und international die Forschungsarbeiten um die NEMR-Meßtechnik koordiniert und gleichzeitig Meßtechnik und Expertenwissen kommerziell anbietet.

Annäherung an das Problem der Bergschlagprognose

Prognosen sind immer schwer, besonders wenn sie die Zukunft betreffen, so sagt der Kabarettist Karl Valentin. Wir haben in den zehn Jahren, in denen wir die NEMR-Methode untertägig eingesetzt haben, kontinuierlich versucht, sie zu einem Prognoseinstrument weiter zu entwickeln. Hierbei sind wir stufenweise vorgegangen:

1. Kartierungen von tektonisch aktiven Zonen und bergschlaggefährdeten Bereichen

Im Kohlerevier des Saarland treten auf bebautem Gebiet in nicht akzeptablem Maße Bergschäden an Gebäuden auf. Aufgabe einer NEMR-Kartierung ist es, im Rahmen einer Methodenevaluierung bergschlaggefährdete Bereiche zu kartieren und als Risiko zu bewerten. Grubenrisse und Abbaupläne werden für diese Evaluierung (2002) nicht zur Verfügung gestellt. Bergbauliche Hintergrundinformationen wurden erst im Frühjahr 2008 implementiert.

Der Kohleabbau erfolgt längs einer Muldenachse in einer Teufe von etwa 1200 m. In der Muldenachse ist die zentrale Förderstrecke aufgefahren. Der Abbau erfolgt als long-wall-mining ein etwa 200 m breiten Streifen auf die Muldenachse zu.

Die NEMR-Kartierung der Oberfläche erfasst lineare Instabilitätselemente, die als aktive Bruchtektonik mit NNE-lichem Streichen interpretiert werden.

Imponierend sind flächige Instabilitätselemente die sich wie Perlen an einer Schnur entlang der Muldenachse aufreihen.

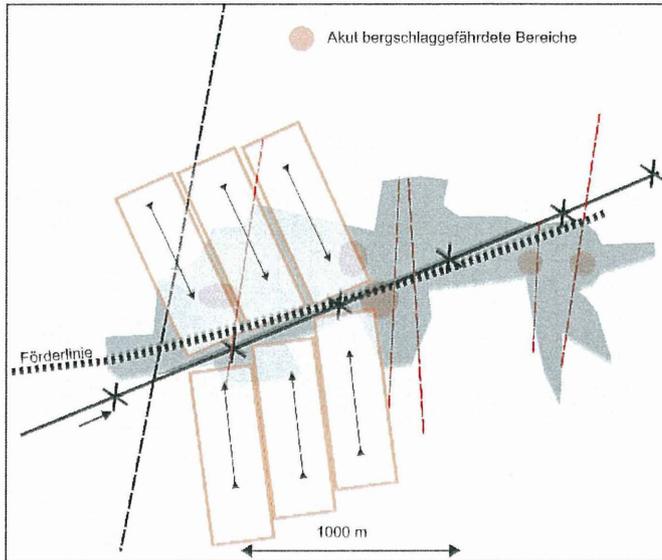


Abbildung 1: Erkundung bergschlaggefährdeter Bereiche über der saarländischen Steinkohle

Grau hinterlegt ist das Siedlungsgebiet. NEMR-detektierte Bruchstrukturen rotgestrichelt. Longwall-Abbautechnik im Westen angedeutet.

2. Untertägige Kartierung von Instabilitätsbereichen

Untertägige Kartierungen wurden sowohl im Kalibergbau als auch im Tunnelbau ausgeführt. Beispielhaft soll die Untersuchung des Belchentunnels/Schweiz dargestellt werden. Das Spannungsfeld des Belchentunnels ist in erster Linie durch den tektonischen Bau des Gebirges bedingt. Quelldrücke aus der Volumenzunahme schwellfähiger Sulfate spielen eine untergeordnete Rolle. Sie treten in Bereichen mit geologischen Störungen auf, wo Wasser in die Sulfat-haltigen Horizonte eindringen kann und diese vom Tunnel aufgefahren werden.

Die herausragendste Struktur im Belchentunnel ist die zentrale Mulde, an deren Schenkeln es zu den stärksten Spannungsakkumulationen kommt. Die Mulde wird im Norden und Süden von Aufschiebungszonen begleitet in denen verschieden ausgeprägte Störungen auftreten. Besonders im inkompetenten Gipskeuper treten vielfach Scharen von kleinen Störungen auf. Kompetente Muschelkalkschuppen sind hingegen nach dem Prinzip des steifen Einschusses Orte von Spannungsakkumulationen.

An den Portalen des Tunnels kommt es zu den üblichen Umlagerungsspannungen durch

die geringe Auflast.

Wesentlich in diesem Entwicklungsstadium war das Ableiten absoluter Gebirgsspannungen (Lichtenberger 2005 und 2006)

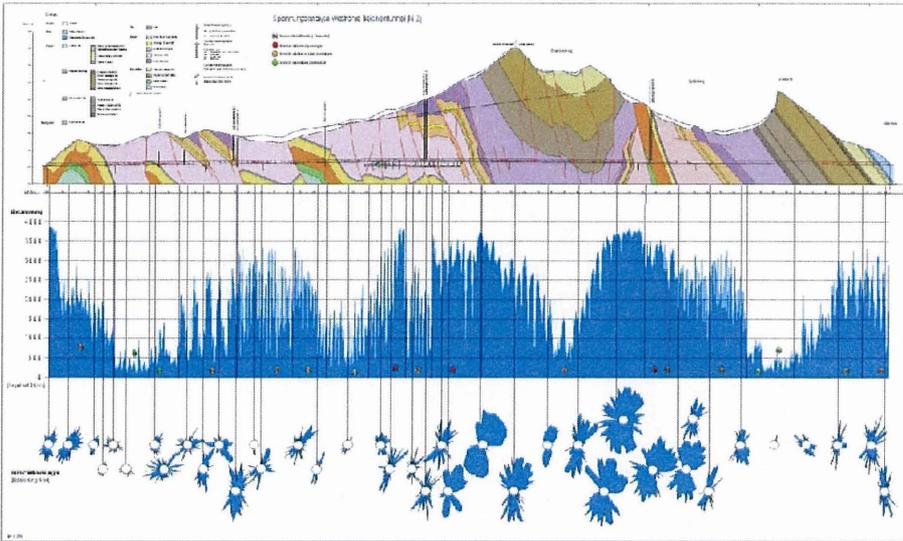


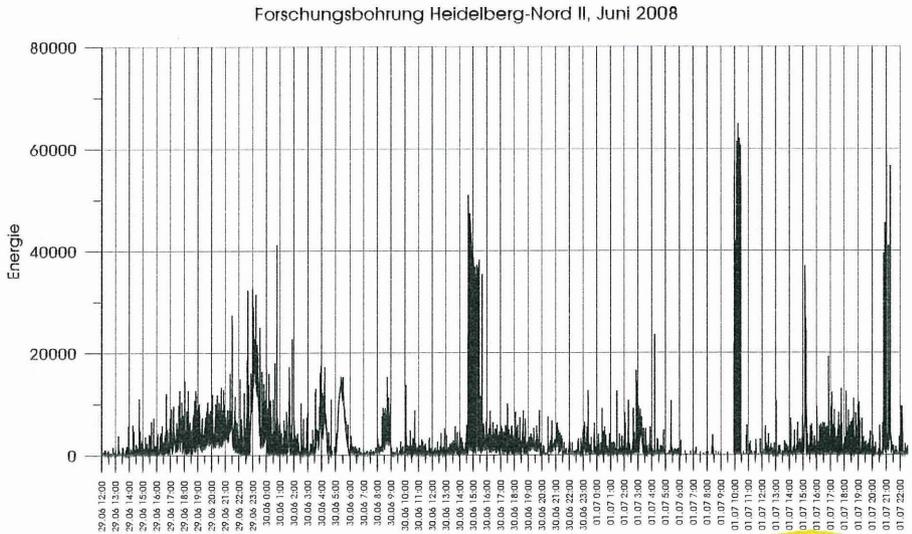
Abbildung 2: NEMR-Längsprofil an der Tunnelachse und Profilrosen zur Darstellung von Spannungszuständen

3. Dokumentation von veränderten Stabilitätsbedingungen

Das wiederholte Messen der NEMR-Signale in untertägigen Hohlräumen lässt veränderte Stabilitätsbedingungen frühzeitig erkennen.

4. Erfassen von NEMR-Signalen als Frühindikatoren für Bergschläge

Die Dauerregistrierung von NEMR-Signalen ermöglicht das Erkennen von variierenden Bergschlagsrisiken. Dies ist nach ersten Erfahrungen nicht nur in direkter Nähe oder direkt über Abbauebenen möglich, sondern kann infolge der großen Wellenlänge der elektromagnetischen Emissionen auch in einiger Entfernung geschehen. Problematisch ist jedoch die Koinkidenz mit durch Erdbeben herbeigerufenen elektromagnetischen Emissionen. Abbildung 3 zeigt eine Ganglinie, aufgenommen in der Dauermeßstelle HD-Nord-II, die sowohl Vorläuferwellen für natürliche Erdbeben als auch die bergbauinduzierte Bergschlagaktivität im Saarland darstellt.



NEMR-Einstrahlung: Parameter D (Energie)



Abbildung 3: NEMR-Ganglinie in der FOBO HD-Nord-II. Am 29.6. Vorläuferwellen für ein weit entferntes Erdbeben. Am 30.6. um 15:00 Vorläuferwellen für einen Bergschlag (Einstrahlrichtung 285°)

Literatur

Frid, V.; Bahat, D.; Goldbaum, J.; Rabinovitch, A. (2000): Experimental and theoretical investigations of electromagnetic radiation induced by rock fracture.- *Isr. J. Earth Sci.* 49, 9-19.

Frid, V. (2001): Calculation of Electromagnetic Radiation Criterion for Rockburst Hazard Forecast in Coal Mines.- *Pure and Appl. Geophys.* 158, 931-944.

Lichtenberger, M. (2006): Underground Measurements of Electromagnetic Radiation Related to Stress-induced Fractures in the Odenwald Mountains (Germany).- *Pure and Applied Geophysics* 163, 1661-1677.

Lichtenberger, M. (2005): Regional stress field as determined from electromagnetic radiation in a tunnel.- *Journal of Structural Geology*, 27(12), 2150-2158.



Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

* = vergriffen, nur noch als Kopiervorlage vorhanden

- | | | |
|----------|------------------------------|--|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976 * |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen , Dissertation, 1979 * |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik , Dissertation, 1980 * |
| Nr. 81-5 | 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 Halb-raum , 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 |



IGB-TUBS

- 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 Balhaus, 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 Braunkohlensaschen**, 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. u.a. **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 Knüpper, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abge bundenen 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**, Dissertation, 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 Auswertverfahren**, Dissertation, 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993



IGB-TUBS

- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 3. Auflage 1993, 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.
Vittinghoff, T. **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.
Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000



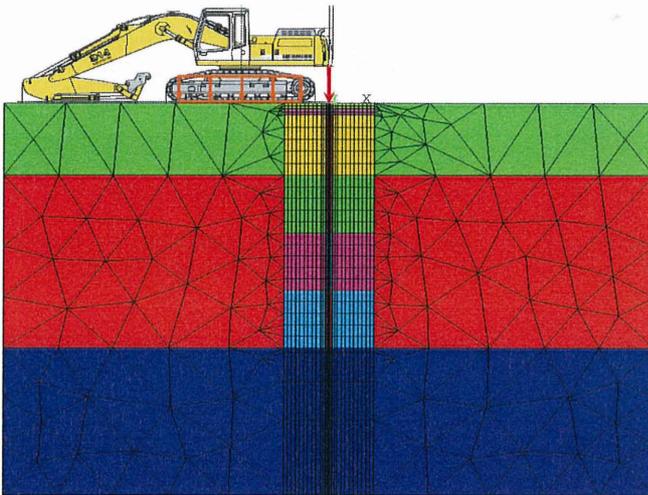
IGB-TUBS

- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F.
Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in
Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs, T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in
Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs, T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die - Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002
- Nr. 71 Stahlmann, J.
Kirsch, F.
Schallert, M.
Fritsch, 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 dynami-
schen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel-
druckverfahrens,** 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

Die unabhängige Ing.-gesellschaft PROF. RODATZ UND PARTNER bearbeitet seit 1995 u. a. Baugrundgutachten, Stand- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise, auch unter Anwendung der FE- und Beobachtungsmethode, und entwickelt und realisiert geotechn. Messungen und Auswertungen zur Qualitätssicherung. In diesem Zusammenhang werden auch SiGeKo-Leistungen n. BStV erbracht.

Qualitätssicherungen zur Bauausführung sowie zur Beobachtung von Anrainern werden bspw. realisiert bei Düsentrarbeiten, Tunnelauffahrungen, Unterfanungen, Erd- u. Straßenbaumaßnahmen sowie bei Untergrundstabilisierungen.



Durchführung und Auswertung von Säulenprobelbelastungen

Für ausführliche Informationen stehen als Ansprechpartner gerne zur Verfügung:

Prof. Dr.-Ing. G. Maybaum Mobil: (01 71) 5 33 77 23 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 12

Dipl.-Ing. W. Oltmanns Mobil: (01 71) 5 33 77 22 Tel.: (05 31) 7 01 36 - 11

Nußbergstraße 17 · D-38102 Braunschweig · www.rup-geotechnik.com