

## Messen in der Geotechnik 2010

Fachseminar: 18./19. Februar 2010

Organisation:

Dr. J. Gattermann  
B. Bruns

Braunschweig 2010



## VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum neunten Mal das Fachseminar 'Messen in der Geotechnik'. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge, das große Interesse an den Tagungsbänden und nicht zuletzt unsere Arbeiten auf diesem Gebiet, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Weiterentwicklung von Messgebern und dem erfolgreichen Einsatz der Messtechnik zur Beantwortung geotechnischer Fragestellungen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von interessanten Projekten und Forschungsarbeiten aus dem Bereich des Spezialtiefbaus, im Besonderen des innerstädtischen Tunnelbaus sowie der besonderen Herausforderungen im Hafengebäudebau, haben wir aus aktuellem Anlass einen Block von Vorträgen über die vielfältigen Fragestellungen aus dem Bereich des Bergbaus zur Erkundung für mögliche Endlagerstätten ausgewählt.

Wir möchten an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So konnte Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten 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 *Pfahl-Symposium* oder auch die Tagung *Stahl im Wasserbau*, teilzunehmen.

Braunschweig, im Februar 2010



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann



# Inhaltsverzeichnis

<b>Überbohrversuche im Tonstein zur Ermittlung primärer Gebirgsspannungen</b> S. Heusermann.....	1
<b>Messdateninterpretation mit THM-gekoppelter Modellierung</b> T. Nowak.....	13
<b>In situ-Versuch für ein Abdichtbauwerk im Steinsalz – Zielstellung, Versuchsprogramm, geotechnische Instrumentierung</b> R. Mauke, M. Mohlfeld.....	33
<b>Die Unterfahrung des Leipziger Hauptbahnhofes im Zuge des Neubaus des City-Tunnels-Leipzig</b> S. Franz.....	45
<b>Einsatz eines komplexen Messsystems zur Überwachung von Gebäuden beim Bau des City - Tunnel Leipzig</b> M. Amrhein, U. Heide, J. Teichmann.....	57
<b>Zentralisierung, Verwaltung und Analyse von Messdaten autonomer Teilsysteme am Beispiel des City-Tunnels Leipzig</b> T. Stolp, S. Pönitz.....	67
<b>Durchmesserlinie Zürich - Geotechnisches und Geodätisches Monitoring für ein grosses innerstädtisches Infrastrukturprojekt</b> C. Meyer.....	75
<b>AUTOSEIS - Untersuchungen zu den Abhängigkeiten der Wellenausbreitung im Lockergestein mit Hilfe eines großmaßstäblichen Versuchsstandes</b> B. Bruns, A. Kassel, M. Gehrig, T. Edelmann, J. Gattermann, J. Stahlmann.....	91
<b>Innovative Bohrlochvermessung durch Trägheitsnavigation</b> P. Pandrea, H. Knitsch, C. van der Put.....	119
<b>Erfassung und Analyse der Wechselwirkungen von Strömungsprozessen und Kolkphänomenen an Offshore Windenergieanlagen</b> A. Stahlmann, T. Schlurmann.....	135
<b>Erfassung der Grundwassersituation an der Stromkaje in Bremerhaven</b> P. Kara, A. Richwien.....	141
<b>Ausbau Predöhlkai 3. Liegeplatz – Messung zum Lastabtrag der Klappanker</b> S. Kinzler, S. Henke, J. Grabe.....	161
<b>Der Weg zu einem optimalen Messkonzept zur Bestimmung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Tiefwasserkajen</b> J. Gattermann, B. Bruns, J. Stahlmann.....	179



<b>Ausbau des Mittellandkanals an der Brücke Sandkamp in Wolfsburg - Messtechnische Überwachung der Pfeilergründung an der Uferspundwand</b> C. Stoewahse, E. Hartwig, R. Aselmeier, G. Tranel .....	197
<b>Neubau der Südschleuse Sülfeld – Schlussfolgerungen aus den geotechnischen Messungen und den baubegleitenden FE-Berechnungen</b> O. Stelzer, R. Schwab, S. Neumann .....	215
<b>Messtechnische Überwachung eines 380.000 m<sup>2</sup> großen Erz- und Kohlelagers auf breiig-weichen Sedimentböden in der Bucht von Sepetiba, Brasilien</b> C. Moormann, A. Glockner, H. Jud, J. Holzhäuser .....	231
<b>Strukturintegrierter faseroptischer Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung von Betonpfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden</b> M. Schallert, J. Stahlmann, W. R. Habel.....	265
<b>Entwicklung eines faseroptischen Deformationsmesssystems</b> T. Gebhardt, J. Glözl, M. Kuhne, M.-B. Schaller, W. Schwarz.....	287
<b>Flächenhafte, hochgenaue Bestimmung von Hangrutschungen mit bodengebundenem, interferometrischem Radar</b> W. Niemeier, B. Riedel .....	307
<b>Mehraxiale in-situ Spannungsmessung in Bauwerken und im Gebirge</b> F.-M. Jäger .....	321
<b>Entwicklung eines modifizierten Haubeninfiltrometerverfahrens zur qualifizierten Durchlässigkeitsermittlung im Feldversuch</b> M. Rosenberg, M. Seyfarth, J. Mühlmann, .....	337
<b>Mitteilungshefte des IGB-TUBS .....</b>	<b>345</b>



# Überbohrversuche im Tonstein zur Ermittlung primärer Gebirgsspannungen

Stefan Heusermann

## Kurzfassung

Die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe führt im Untertagelabor Mont Terri geowissenschaftliche Untersuchungen im Tonstein als alternatives Wirtsgestein für die Endlagerung radioaktiver Abfälle durch. Teil dieser Untersuchungen ist die Ermittlung von Gebirgsspannungen nach der Überbohrmethode sowie die Weiterentwicklung der Messmethodik und der Versuchstechnik. Die in mehreren Messkampagnen an verschiedenen Lokationen des Untertagelabors durchgeführten Versuche zeigen, dass die Qualität der Messdaten durch häufig auftretenden Kernbruch infolge „core dinking“ beeinträchtigt wird. Ausreichend viele Versuche, insbesondere in der sandigen Fazies des Tonsteins, führen jedoch zu verwertbaren Messdaten, mit denen der Spannungszustand im Untertagelabor ermittelt werden kann.

## 1. Einleitung und Zielsetzung

Neben den an den Standorten Gorleben, Morsleben, Konrad und Asse durchgeführten nationalen Endlagerarbeiten, die sich mehrheitlich mit Salzgestein als Wirtsgestein befassen, ist die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Hannover, auch an verschiedenen europäischen Vorhaben zur Untersuchung anderer potentieller Wirtsgesteine wie Tonstein und Granit beteiligt. Dazu führt die BGR insbesondere in den Untertagelabors Mont Terri, Schweiz, und Bure, Frankreich, im Tonstein sowie Grimsel, Schweiz, und Äspö, Schweden, im Granit verschiedene geowissenschaftliche Forschungsarbeiten durch.

Das Untertagelabor Mont Terri liegt nördlich von St. Ursanne im Kanton Jura, Schweiz, und befindet sich rund 300 Meter tief unter der Erdoberfläche (Abb. 1). Betreiber des Labors und Leiter des Mont-Terri-Projekts ist das Schweizer Bundesamt für Landestopografie (swisstopo). An den verschiedenen Forschungsvorhaben beteiligen sich zwölf Organisationen aus Belgien, Deutschland, Frankreich, Japan, Schweiz und Spanien. In diesen Vorhaben werden zahlreiche In-situ-Experimente durchgeführt, um die geologischen, hydrologischen, felsmechanischen und geochemischen Eigenschaften des anstehenden Opalinustons zu ermitteln, um in Demonstrationsversuchen Techniken und

Konzepte für die Einlagerung radioaktiver Abfälle im Tonstein zu erproben und um Untersuchungsmethoden und Messgeräte für den Einsatz im Tonstein anzupassen und weiterzuentwickeln (Thury & Bossart, 1999, Bossart & Thury, 2007). Erste Experimente wurden im Jahr 1996 von einem Sicherheitsstollen des Mont-Terri-Autobahntunnels aus in mehreren Nischen durchgeführt. Im Jahr 1998 wurde ein erster separater Stollen für Forschungszwecke aufgeföhren, in den Jahren 2003, 2004 und 2008 erfolgten weitere Stollenaufföhhrungen im Labor (Abb. 2).

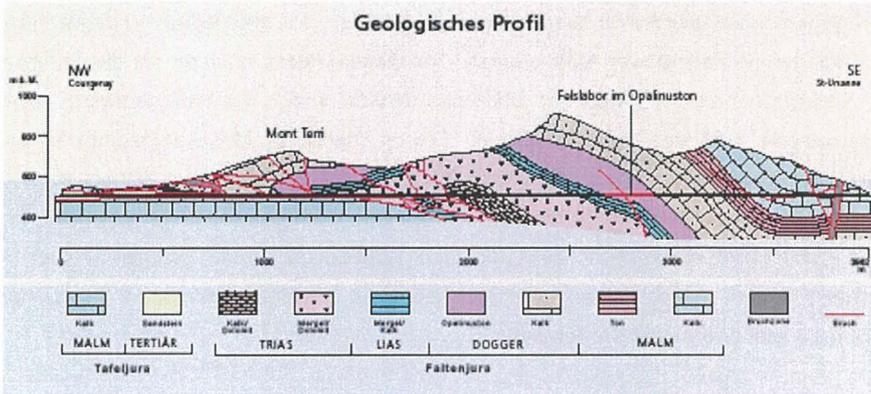


Abb. 1: Geologisches Profil durch das Gebirgsmassiv Mont Terri (Bossart & Wermeille, 2003, Darstellung angefertigt von M. Freivogel, Universität Basel)

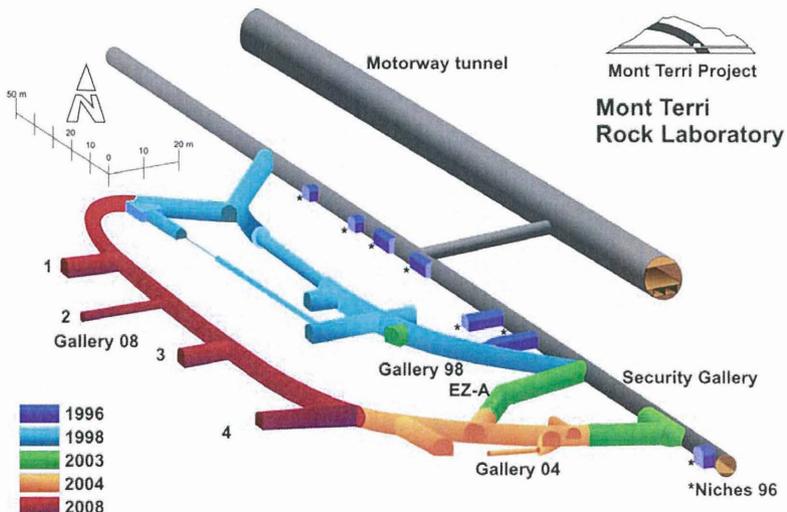


Abb. 2: Schematische Darstellung des Felslabors Mont Terri (Bossart & Thury, 2007)

Eines der von der BGR im Untertagelabor Mont Terri durchgeführten Experimente, das Experiment IS-D (In-situ stress, part D), betrifft die Ermittlung des Gebirgsspannungszustands im Opalinuston mit Hilfe der BGR-Überbohrmethode. In den vergangenen Jahrzehnten wurde diese Methode in verschiedenen geologischen Medien und geotechnischen Materialien (z. B. Granit, Steinsalz, Anhydrit, Korallenoolith, Beton) erfolgreich eingesetzt (Pahl et al., 1989, Heusermann et al., 2003). Die in Mont Terri von 2000 bis 2004 von der BGR in vier verschiedenen Kampagnen durchgeführten Spannungsmessungen hatten zum Ziel,

- die Überbohrmethode und die zugehörige technische Ausrüstung für den Einsatz im Opalinuston zu testen,
- ggf. Modifikationen und Verbesserungen an der Versuchsmethodik sowie der Bohr- und Messtechnik vorzunehmen,
- Gebirgsspannungsbeträge und -richtungen insbesondere unter Berücksichtigung der ausgeprägten anisotropen Materialeigenschaften des Opalinustons zu ermitteln.

## **2. Messlokationen und Testkampagnen**

Spannungsmessungen wurden von der BGR an vier Lokationen des Untertagelabors durchgeführt (Abb. 2):

- IS-Nische im Sicherheitsstollen mit sandiger Fazies des Opalinustons,
- PP-Nische im Sicherheitsstollen mit toniger Fazies,
- FM-C-Nische im 1998 aufgefahrenen Laborstollen mit toniger Fazies,
- DI-Nische im 1998 aufgefahrenen Laborstollen mit toniger Fazies.

In der IS-Nische wurden vier Bohrungen unterschiedlicher Orientierung angeordnet (Abb. 3). Die horizontal gerichteten Bohrungen BIS-D1 und BIS-D2 wurden parallel zum Schichtstreichen erstellt. Bohrung BIS-D3 weist eine Orientierung parallel zum Schichteinfallen auf und Bohrung BIS-D4 eine Orientierung senkrecht zur Schichtung. Mit dieser orthogonalen Anordnung sollte auf der Grundlage zweidimensional durchgeführter Messungen die Bestimmung des räumlichen Spannungszustands ermöglicht werden. An den anderen Messlokationen wurden alle Bohrungen horizontal parallel zum Schichtstreichen angeordnet.

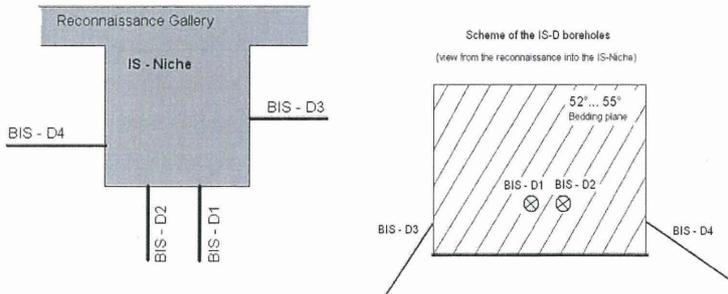


Abb. 3: IS-Messnische im Sicherheitsstollen und Messbohrungen (links: Grundriss, rechts: Ansicht der Ortsbrust der Messnische mit Ansatzpunkten der Bohrungen BIS-D1 und BIS-D2 sowie mit Bohrungen BIS-D3 und BIS-D4)



Abb. 4: DI-Messlokation mit der speziell für Überbohrversuche konstruierten BGR-Bohrmaschine

Im Zuge der Versuchskampagnen wurde im Hinblick auf signifikante Schwierigkeiten bei der Gewinnung von Bohrkernen, insbesondere während der Durchführung der Überbohrversuche, die Bohrtechnik weiterentwickelt. An den ersten beiden Lokationen wurde eine ältere Bohrmaschine eingesetzt, die an den beiden letzten Lokationen durch eine neue, speziell für Überbohrversuche entwickelte Bohrmaschine ersetzt wurde. Diese

Maschine ermöglicht in komfortabler und schonender Weise das Bohren in Vertikal- und Horizontalrichtung sowie unter beliebiger Neigung und ist speziell auf die Versuchstechnik beim Überbohren abgestimmt (Abb. 4).

### 3. BGR-Überbohrmethode

Für verschiedene Anwendungen und Einsatzbereiche hat die BGR unterschiedliche Überbohrsonden in Zusammenarbeit mit Herstellern geotechnischer Messgeräte entwickelt. Zwei dieser Sondentypen wurden im Untertagelabor Mont Terri eingesetzt:

- Alte 2D-Überbohrsonde Mk IV (Hersteller: Stitz) für Messungen in horizontalen, geneigten oder vertikalen Bohrungen mit einer Länge bis 50 m, eingesetzt in den ersten beiden Messkampagnen (Abb. 5),
- neue aktuelle 2D-Überbohrsonde Mk VII (Hersteller: Glötzl) für Messungen in horizontalen, geneigten oder vertikalen Bohrungen mit einer Länge bis 50 m, eingesetzt in den beiden letzten Messkampagnen (Abb. 6).



Abb. 5: Alte BGR-Überbohrsonde Mk IV (Hersteller: Stitz)



Abb. 6: Neue BGR-Überbohrsonde Mk VII (Hersteller: Glötzl)

Die mit vier Weggebern unterschiedlicher Orientierung ausgestatteten Überbohrsonden ermöglichen die Messung der beim Überbohren auftretenden Durchmesseränderungen eines Pilotbohrlochs, das zur Aufnahme der Überbohrsonde dient und überbohrt wird. Die Sonde wird mit Hilfe von acht federnd gelagerten Segmenten im Pilotbohrloch fixiert. Die Messung und Speicherung der während des Überbohrversuchs anfallenden Daten erfolgt über ein Messkabel, das durch das Bohrgestänge und den Bohrspülkopf an der Bohrmaschine zur Datenerfassungseinheit geführt wird. Die wesentlichen Komponenten der Messausrüstung sind in Abb. 7 dargestellt.

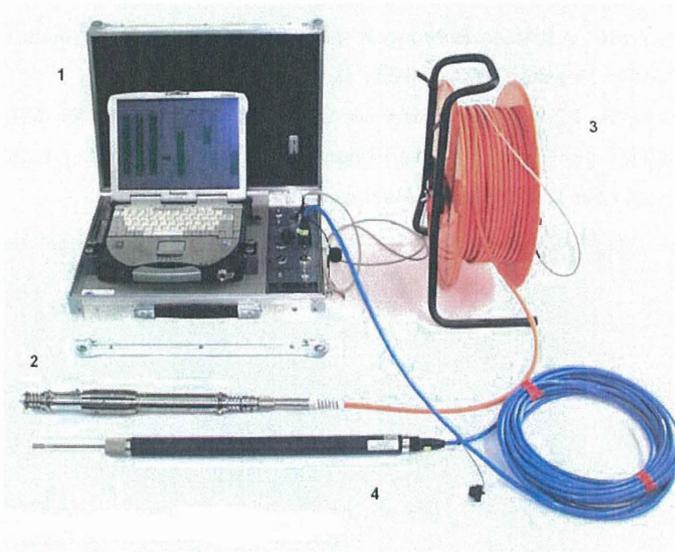


Abb. 7: Versuchsausrüstung und Datenerfassung für die BGR-Überbohrsonde Mk VII (1 = Datenerfassungseinheit mit integriertem Notebook, Batterie und Ladegerät; 2 = Überbohrsonde mit vier Wegaufnehmern, zwei Neigungsgebern und einem Temperaturgeber; 3 = Kabeltrommel mit Messkabel für Überbohrsonde, 4 = Wegaufnehmer mit Messkabel zur Messung des Überbohrfortschritts an der Bohrmaschine)

Die BGR-Überbohrmethode erfordert folgende Versuchsschritte:

- Erstellung der Hauptbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm bis zur gewünschten Untersuchungstiefe,
- Bohren eines koaxialen Pilotbohrlochs mit einem Durchmesser von 46 mm und einer Länge von ca. 1,0 m im Tiefsten der Hauptbohrung,

- Installieren eines großkalibrigen Bohrgestänges (SK6L) mit speziellem Doppelkernrohr,
- Installieren der Überbohrsonde mit Hilfe eines speziellen Setzgestänges, das durch das Bohrgestänge geführt wird und die gewünschte Einbautiefe und Orientierung der Sonde ermöglicht,
- Entfernen des Setzgestänges und Durchfädeln des Messkabels durch den Bohrmaschinenspülkopf,
- Durchführung der Nullmessung (Durchmesserwerte der Pilotbohrung vor Versuchsbeginn),
- Überbohren mit simultaner Messung der Pilotbohrlochdurchmesseränderungen und des Bohrgestängevortriebs bis zum Versuchsende,
- Gewinnen der Überbohrsonde am Messkabel,
- Gewinnen des überbohrten Gesteinskerns für weitere Untersuchungen im Labor.

#### 4. Auswertung

Für die Auswertung von Überbohrversuchen in Bohrungen, die in einem transversal anisotropen Gestein parallel zum Schichtstreichen orientiert sind, kann nach Abb. 8 das Modell einer gelochten Scheibe mit anisotropem Materialverhalten unter biaxialer Beanspruchung verwendet werden.

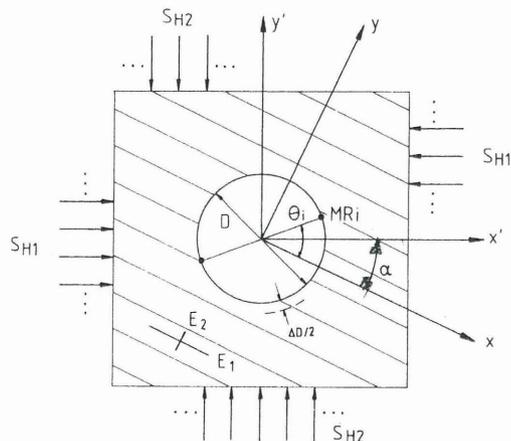


Abb. 8: Modell einer gelochten Scheibe im ebenen Verzerrungszustand mit transversal anisotropem Materialverhalten zur Auswertung von Überbohrversuchen nach der BGR-Methode

Die gesuchten Spannungen  $S_{H1}$  (Maximalspannung) und  $S_{H2}$  (Minimalspannung) sowie deren Orientierung  $\alpha$  (bezogen auf die Schichtfläche) können durch Umrechnung der gemessenen Entspannungsdeformationen nach Rahn (1981) ermittelt werden.

## 5. Mess- und Untersuchungsergebnisse

### 5.1 Kernaufnahme

Die ingenieurgeologische Aufnahme des aus den Messbohrungen gewonnenen Kernmaterials umfasste eine Photodokumentation, die Ermittlung des RQD-Index sowie für die Bohrungen BIS-D1 und BIS-D2 eine lithologische Aufnahme. Abb. 9 zeigt exemplarisch Kerne aus der Bohrung BIS-D2, die parallel zum Schichtstreichen verläuft. Der in beiden Bohrungen erzielte RQD-Index von annähernd 100% belegt den guten Kerngewinn sowie die Qualität der dort durchgeführten Überbohrversuche. Bohrung BIS-D3 wurde parallel zur Schichtung mit einer Neigung von  $53^\circ$  und Bohrung BIS-D4 wurde senkrecht zur Schichtung mit einer Neigung von  $37^\circ$  gebohrt. Dabei ergab sich bei mangelhafter Kernqualität aufgrund von Kernbruch („core dinking“) ein RQD-Index, der mit fortschreitender Bohrlochtiefe schnell abnahm und schließlich nur ca. 0% betrug. Daher konnte in diesen Bohrungen nur ein einziger einwandfreier Überbohrversuch durchgeführt werden.



Abb. 9: Bohrkern aus Bohrung BIS-D2 (11,14 – 17,14 m Bohrlochtiefe)

Die in den Bohrungen BIS-D5 bis BIS-D8 in der tonigen Fazies des Opalinustons erbohrten Kerne wiesen in der Mehrzahl bei sehr geringem RQD-Index eine niedrige bis schlechte Qualität auf. Abb. 10 zeigt exemplarisch einige Kerne aus Bohrung BIS-D5, die größtenteils signifikant durch Kernbruch („core dinking“) beeinträchtigt sind. In Bohrung BIS-D9 an der Lokation DI ergab sich aufgrund einer Weiterentwicklung der Bohrtechnik ein etwas verbesserter Kerngewinn, so dass dort einige Überbohrversuche erfolgreich durchgeführt werden konnten.

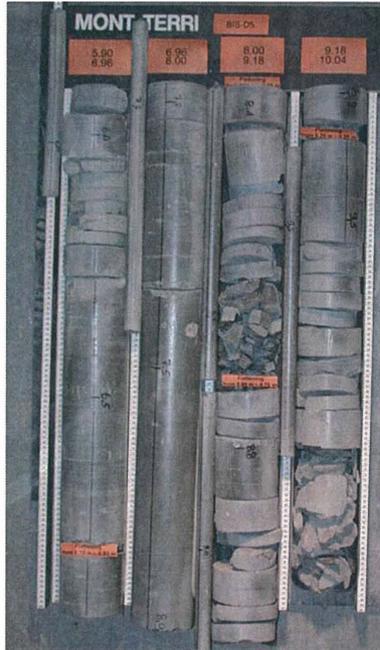


Abb. 10: Bohrkerne aus Bohrung BIS-D5 (5,00 – 10,04 m Bohrlochtiefe)

## 5.2 Überbohrversuche

Überbohrversuche wurden in der ersten Testkampagne in der sandigen Fazies des Opalinustons in der IS-Messnische in den Bohrungen BIS-D1 bis BIS-D4 durchgeführt. Insbesondere in BIS-D1 und BIS-D2 konnten alle Versuche als erfolgreich eingestuft werden. Abb. 11 zeigt exemplarisch die im Versuch BIS-D2-UB07 erzielten Messkurven, die einen für Überbohrversuche charakteristischen und plausiblen Verlauf aufweisen. Die Versuche in BIS-D3 und BIS-D4 waren durch Kernbruch infolge „core dinking“ größtenteils erheblich beeinträchtigt.

Project Mt. Terri

in-situ stress measurements by BGR overcoring method  
borehole: BIS-D2 overcoring test: UB 07 depth: 15.20m - 15.70m

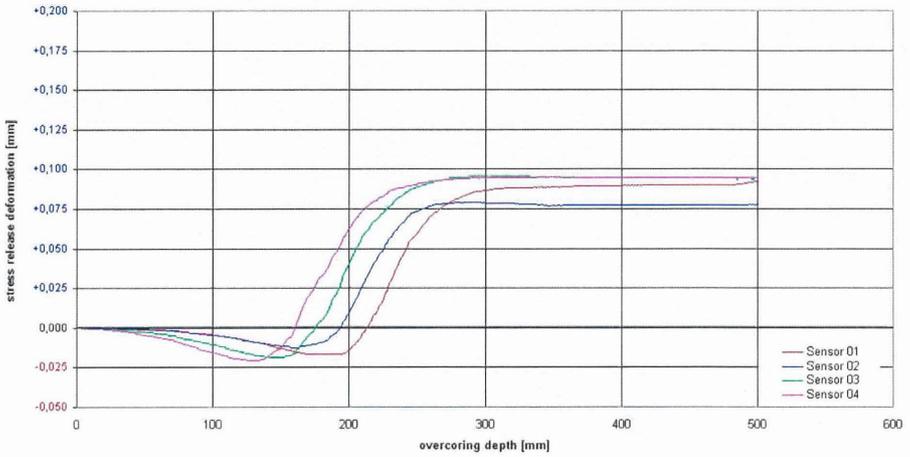


Abb. 11: Überbohrversuch BIS-D2-UB07 (IS-Messnische)

Project Mt. Terri

in-situ stress measurements by BGR overcoring method  
borehole: BIS-D9 overcoring test: UB 02 depth: 5.10m - 5.70m

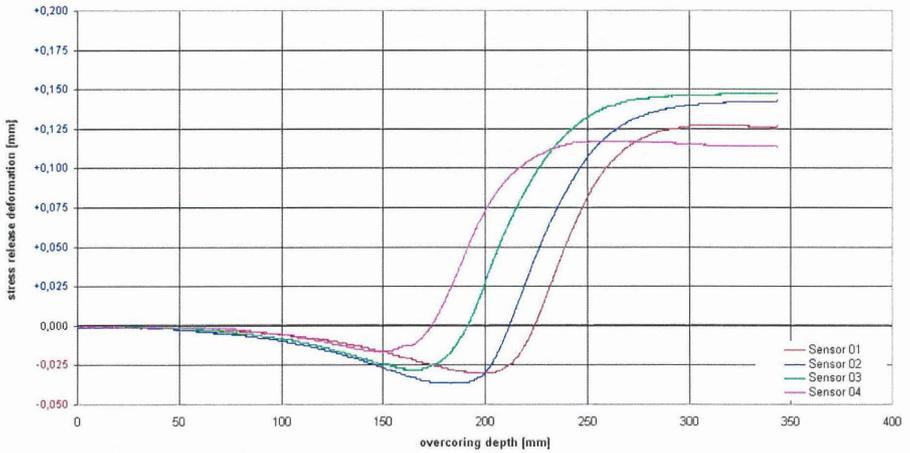


Abb. 12: Überbohrversuch BIS-D9-UB02 (Messlokation DI)

Die in den folgenden Messkampagnen in der PP-Nische, an der FM-C-Lokation und an der DI-Lokation in der tonigen Fazies durchgeführten Überbohrversuche waren größtenteils durch Kernbruch so beeinträchtigt, dass eine zuverlässige Auswertung nicht möglich war. Lediglich in Bohrung BIS-D9 (Lokation DI) führten einige Versuche zu verwertbaren Ergebnissen. Abb. 12 zeigt dazu exemplarisch die im Versuch BIS-D9-UB02 ermittelten Messkurven, die auch hier einen für Überbohrversuche charakteristischen Verlauf aufweisen.

Zur Umrechnung der in den Überbohrversuchen gemessenen Entspannungswege in die gesuchten Spannungen ist neben den Querdehnungszahlen die Kenntnis der Elastizitätsmoduli  $E_1$  (in der Isotropieebene) und  $E_2$  (senkrecht zur Schichtung bzw. Isotropieebene) erforderlich. Diese Moduli wurden im Labor in Biaxialversuchen an den in Überbohrversuchen gewonnenen hohlzylindrischen Kernen bestimmt. Die Auswertung der Überbohrversuche ergab folgende Resultate:

- Die maximalen Spannungsbeträge in der Messebene senkrecht zur Achse der Bohrungen BIS-D1 und BIS-D2 liegen zwischen 2,5 und 8,4 MPa mit einem Mittelwert von 5,5 MPa,
- die minimalen Spannungen betragen 1,5 bis 4,4 MPa mit einem Mittelwert von 2,6 MPa,
- die Orientierung der Maximalspannungen liegt zwischen  $44^\circ$  und  $86^\circ$ , im Mittel bei  $56^\circ$  (bezogen auf die Horizontale), so dass die Richtung dieser Spannungs-komponente annähernd mit dem Schichteinfallen übereinstimmt.

## 6. Zusammenfassung

Von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe wurden im Untertagelabor Mont Terri in mehreren Kampagnen Überbohrversuche sowohl in der sandigen wie auch in der tonigen Fazies des Opalinustons zur Ermittlung des Gebirgsspannungszustands durchgeführt. Die Bohrarbeiten waren erheblich durch Kernbruch („core dinking“) beeinträchtigt, so dass insbesondere in den im Einfallen der Schichtung und bankrecht zur Schichtung angeordneten Messbohrungen in der sandigen Fazies sowie in allen Bohrungen der tonigen Fazies keine oder nur wenige verwertbare Überbohrversuche möglich waren. Ein Teilziel der Untersuchungen, nämlich durch orthogonale Anordnung dreier Messbohrungen die in jeder Bohrung in zweidimensionalen Messungen ermittelten Spannungskomponenten zum vollständigen räumlichen Spannungszustand zusammenzufassen, konnte daher nicht erreicht werden.

Lediglich diejenigen Überbohrversuche, die in der sandigen Fazies des Untertagelabors in parallel zum Schichtstreichen orientierten Horizontalbohrungen durchgeführt wurden, wiesen größtenteils eine sehr gute Qualität bei gutem Kerngewinn aus und konnten ausgewertet werden. Die Auswertung beschränkt sich aufgrund des zweidimensionalen Charakters des BGR-Überbohrverfahrens auf die Angabe der minimalen und maximalen Spannungsbeträge in der Messebene senkrecht zur Bohrlochachse bzw. senkrecht zum Schichtstreichen.

## **Literatur**

- Bossart, P. & Thury, M. (2007): Research in the Mont Terri Rock Laboratory: Quo vadis ? Physics and Chemistry of the Earth, Vol. 32, Issue 1-7, p. 19-31, Elsevier.
- Bossart, P. & Wermeille, S. (2003): The Stress Field in the Mont Terri Region - Data Compilation. In: Heitzmann, P. & Tripet, J.-P. (Ed.): Mont Terri Project - Geology, Paleohydrology and Stress Field of the Mont Terri Region, p. 65-92, Reports of the Federal Office for Water and Geology (FOWG), Geology Series 4, Bern.
- Heusermann, S., 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), p. 139-144, Balkema.
- Pahl, A., Heusermann, S., Bräuer, V. & Glöggler, W. (1989): Grimsel Test Site - Rock Stress Investigations, Technical Report 88-39E, Nagra, Baden, Switzerland.
- Rahn, W. (1981): Zum Einfluss der Gesteinsanisotropie und des bruchbedingten nichtlinearen Materialverhaltens auf die Ergebnisse von Spannungsmessungen im Bohrloch. Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten, Heft 5, Bochum.
- Thury, M. & Bossart, P. (1999): The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation in Switzerland. Eng. Geology 52, p. 347-359, Elsevier.

## **Autor:**

Prof. Dr.-Ing. Stefan Heusermann

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Fachbereich B3.4 „Geologisch-geotechnische Sicherheitsanalysen“

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: Heusermann@bgr.de

# Messdateninterpretation mit THM-gekoppelter Modellierung

Thomas Nowak

## Kurzfassung

Im Hartgesteinslabor Äspö (Äspö HRL) der Svensk Kärnbränslehantering (SKB) wurden der Canister Retrieval Test und der Temperature Buffer Test durchgeführt. Einerseits dienen beide Tests der Erprobung von Einlagerungs- und Rückholungstechniken für ein Endlagerkonzept in kristallinen Wirtsgesteinsformationen. Andererseits wurden diese Tests zur Überwachung der thermischen, hydraulischen und mechanischen Prozesse in der geotechnischen Bentonitbarriere (Buffer) umfangreich instrumentiert. Modellberechnungen dieser THM-gekoppelten Prozesse werden durchgeführt, um durch Abgleich zwischen gemessenen und berechneten Werten zu überprüfen, ob die Prozesse einschließlich ihrer Wechselwirkungen verstanden worden sind. Geringe Variationen der in die Modellierung der genannten Tests eingehenden hydraulischen Parameter haben einen starken Einfluss auf die prognostizierte Zeit zur Aufsättigung des Buffers. Beim Vergleich gemessener und berechneter Werte sind Besonderheiten der Messtechnik zu beachten.

## 1. Einleitung

Bei Endlagerkonzepten in kristallinen Wirtsgesteinsformationen (Abb. 1) beeinflusst der thermische Puls der Abfälle im unmittelbaren Nahbereich insbesondere die geotechnische Barriere aus tonreichen Materialien, die sich gleichzeitig je nach Verfügbarkeit von Wasser aus der Wirtsgesteinsformation aufsättigen und dabei quellen.

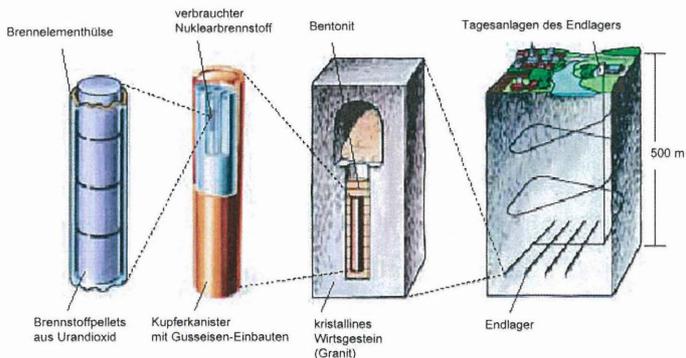


Abb. 1: Mehrbarrierenkonzept für ein Endlager im Kristallin (Quelle: SKB)

Neben zahlreichen Laborversuchen an solchen tonreichen Buffermaterialien wurden weltweit in verschiedenen Untertagelaboren auch In-situ-Versuche im realistischen Maßstab durchgeführt, um einerseits die Einlagerungstechnik zu erproben, andererseits aber auch um das Verständnis der bei der Einlagerung wärmeentwickelnder Abfälle ablaufenden Prozesse zu verbessern. Im Äspö HRL wurden der Canister Retrieval Test (CRT) und der Temperature Buffer Test (TBT) durchgeführt (Abb. 2).

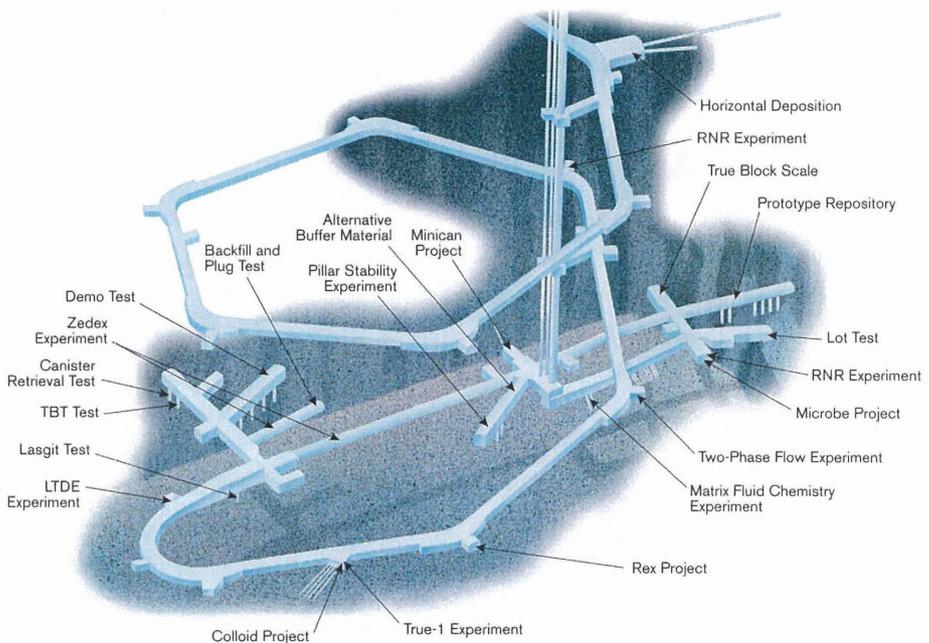


Abb. 2: Übersicht des Äspö HRL (Quelle: SKB)

Die Einlagerungsbohrung des CRT hat eine Tiefe von 8,55 m und einen Durchmesser von 1,75 m. Da die Wasserzufuhr aus dem Gebirge für die angestrebte Aufsättigung des Buffers innerhalb der geplanten Versuchsdauer als zu geringfügig eingeschätzt wurde, wurde ein System aus Filtermatten an der Bohrlochwand installiert, das den Test künstlich bewässert. Der Buffer wurde hauptsächlich in Form von Bentonitblöcken und -ringen eingebaut. Die Blöcke und Ringe haben einen Außendurchmesser von 1,65 m und eine Höhe von 0,5 m. Der Kupferkanister mit elektrischen Heizern wurde nach Einbau der Bentonitringe eingesetzt. Zum Höhenausgleich mit den Bentonitringen wurden Formsteine

aus Bentonit (im Folgenden als Bentonitziegel bezeichnet) direkt auf dem Kanister verbaut. Darüber wurden weitere Bentonitblöcke, ein Verschluss aus Beton sowie eine Abdeckung aus Stahl (Abb. 3) gebaut. Der Zwischenraum zwischen den Bentonitblöcken (-ringen) und der Bohrlochwand wurde vor Einbau des Betonverschlusses mit Bentonitpellets und Wasser aufgefüllt.

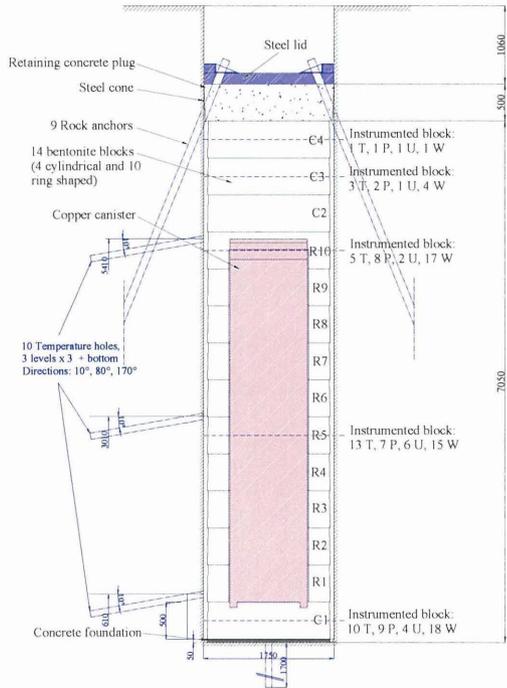


Abb. 3: Schematische Darstellung des CRT (Quelle: SKB)

Der Erhitzer wurde anfangs mit 700 W betrieben. In zwei Stufen wurde die Leistung auf 1700 W und letztlich 2600 W erhöht. Der Wasserdruck in den Filtermatten wurde 679 Tage nach Testbeginn innerhalb ungefähr eines Monats auf 0,9 MPa angehoben.

Der TBT wurde durchgeführt, um das Verständnis der THM-gekoppelten Prozesse im Buffer bei Temperaturen größer 100°C zu verbessern. Dieser Test beinhaltet zwei Erhitzer (Länge 3 m, Durchmesser 610 mm), die durch einen Bentonitblock voneinander getrennt sind (Abb. 4). Die Erhitzer sind von unterschiedlichen Materialien umgeben. Der untere

Erhitzer ist (vergleichbar CRT) nur mit Bentonit umgeben, der obere Erhitzer von einem innen liegenden sogenannten Sandschild und einem außenliegenden Bentonitbuffer. Wie der CRT wird auch dieses Experiment künstlich bewässert, in diesem Experiment aber über einen Sandfilter (ÅKESSON 2006).

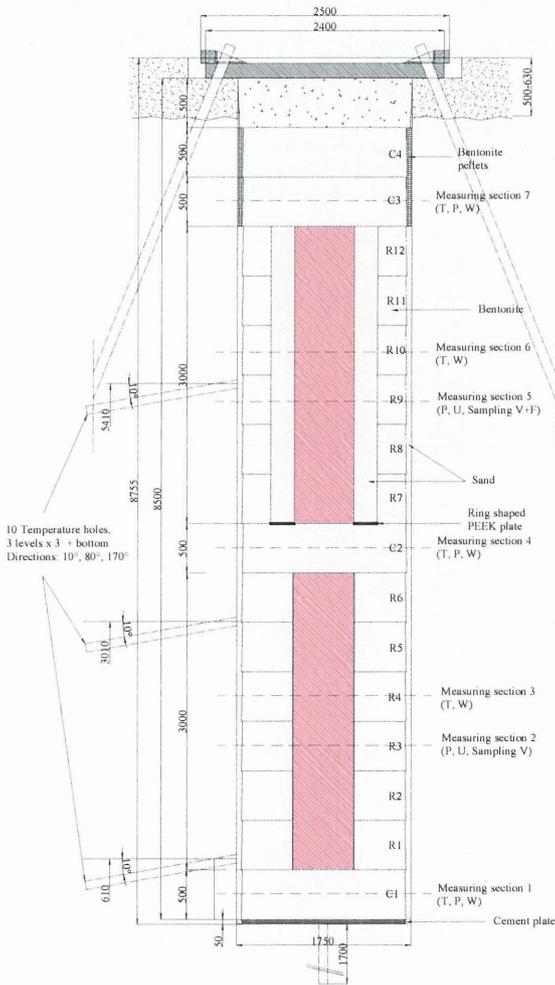


Abb. 4: Schematische Darstellung des TBT (ÅKESSON 2006)

Zur Interpretation der Versuchsergebnisse werden die erkannten Prozesse in numerischen Modellberechnungen abgebildet. Der Abgleich berechneter Werte wie beispielsweise Temperatur- und Feuchteverteilung oder auch die auftretenden Quelldrücke mit den gemessenen Werten zeigt, wie gut die Prozesse einschließlich ihrer Wechselwirkungen und Parameterwerte verstanden worden sind. Für In-situ-Versuche kann meist wegen der komplexen Geometrie nicht darauf verzichtet werden, diese in dreidimensionalen Modellen abzubilden. Im Fall des CRT und TBT beeinflussen sich die Experimente infolge ihres geringen Abstandes von lediglich 6 m von Bohrlochachse zu Bohrlochachse gegenseitig. Dieser Umstand erfordert in Kombination mit der Komplexität der zu berechnenden Prozesse den Einsatz effizienter Berechnungsverfahren.

## **2. Berechnungsmodell**

Zur Erstellung des Berechnungsnetzes wurden die Programme GINA (ZHAO et al. 2006) und TetGen (SI & GAERTNER 2005) benutzt.

Mit GINA (entwickelt von Herbert Kunz, BGR) wurde die Geometrie des Berechnungsmodells erstellt. Im hier beschriebenen Fall wurde zunächst ein Teil des Sohlenrisses des 420-m-Levels des Äspö HRL digitalisiert und in z-Richtung unter Variation der Breite der aufgefahrenen Strecken extrudiert, um eine ausgerundete Kontur der Strecken zu erzeugen. CRT und TBT wurden mit den gegebenen Abmessungen konstruiert und abschließend im Abstand von einigen Dekametern zu den Versuchen die Modellberandung (Abb. 5).

Mit TetGen wurde die Tetraeder-Vernetzung der mit GINA konstruierten Modellgeometrie durchgeführt. Die Feinheit des Netzes lässt sich bei TetGen über eine Volumenbegrenzung der Elemente in bestimmten Modellregionen steuern. Für den Buffer in CRT und TBT wurde die Volumenbegrenzung zwischen 0,00015 und 0,0003 m<sup>3</sup> gewählt. Insgesamt sind 727111 Elemente im Netz, wobei 161739 Elemente auf den Buffer im CRT entfallen und 108850 Elemente auf den Buffer im TBT. Für die Detailansicht (Abb. 6) sind die Elemente des Granits, der Bentonitpellets und des (TBT-)Sandfilters ausgeblendet.

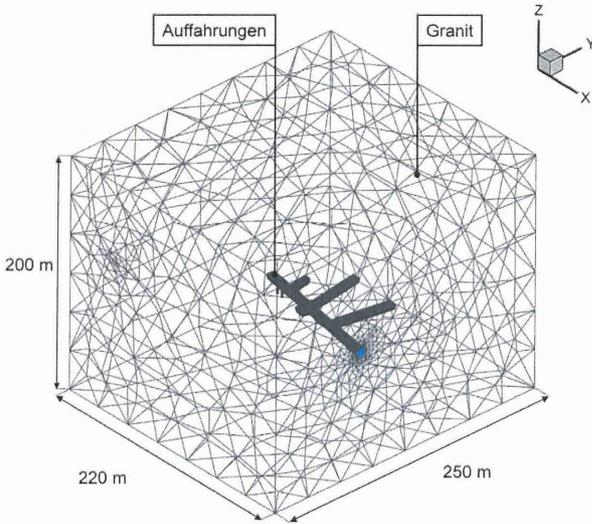


Abb. 5: Gesamtansicht des Berechnungsmodells

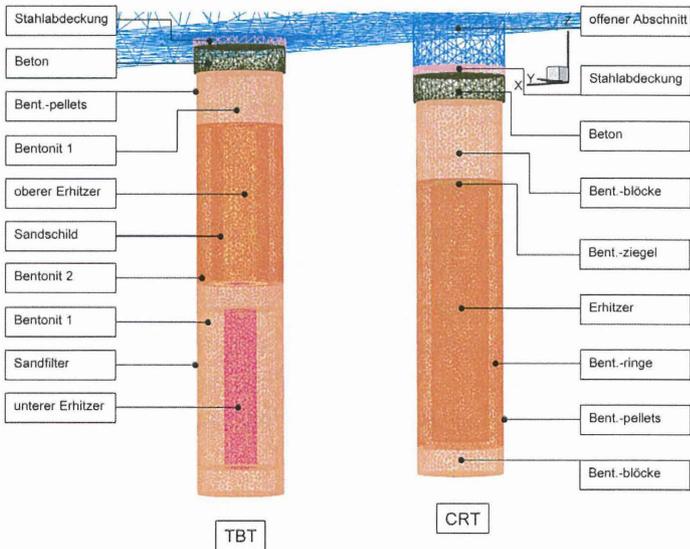


Abb. 6: Detailansicht des Berechnungsmodells

Die THM-gekoppelte Modellberechnung erfolgte mit dem Finite-Elemente-Programm GeoSys/RockFlow (WANG et al. 2009). Das FE-Programm ist parallelisiert mit verschiedenen Methoden (KALBACHER et al. 2008), wobei in diesem Beispiel die Zerlegung in Sub-Domains genutzt wurde.

Im CRT und TBT erfolgt kein nennenswerter Gasdruckaufbau. Der Fluss  $\mathbf{q}_w$  der wässrigen Phase kann daher mit der Richards-Näherung für ungesättigte Strömung berechnet werden (WANG et al. 2009):

$$\mathbf{q}_w = -nS \left( \rho_w \frac{k_{rel} \mathbf{k}}{\mu} (\nabla p - \rho_w \mathbf{g}) \right) \quad (1)$$

In Gl. (1) sind:

- $S$  = Wassersättigung,
- $p$  = Wasserdruck,
- $\rho_w$  = Dichte der wässrigen Phase,
- $n$  = Porosität,
- $\mu$  = Viskosität,
- $k_{rel}$  = relative Permeabilität,
- $\mathbf{g}$  = Schwerkraft,
- $\mathbf{k}$  = Permeabilitätstensor.

Darüber hinaus muss in nicht-isothermen Systemen der Fluss  $\mathbf{q}_v$  von Wasserdampf infolge molekularer Diffusion berücksichtigt werden, der mit der Temperatur  $T$  gekoppelt ist:

$$\mathbf{q}_v = -D_{pv} \nabla p - D_{Tv} \nabla T \quad (2)$$

In Gl. (2) sind  $D_{pv}$  und  $D_{Tv}$  hydraulische bzw. thermische Diffusionskoeffizienten:

$$D_{pv} = \frac{D_v \rho_v}{\rho_w RT} \quad (3)$$

$$D_{Tv} = D_v \left( h \frac{\partial \rho_{vs}}{\partial T} - \frac{\rho_v p}{\rho_w RT^2} \right) \quad (4)$$

mit (RUTQVIST et al. 2001):

$h$  = relative Feuchte  $h = e^{p/\rho_w RT}$ ,

$R$  = spez. Gaskonstante für Wasserdampf (461,6 J/(kgK)),

$\rho_{vS}$  = Sattdampf-Dichte  $\rho_{vS} = 10^{-3} e^{19,891 - 4975/T}$ ,

$\rho_v$  = Dampfdichte  $\rho_v = h\rho_{vS}$ ,

$D_v$  = Dampfdiffusionskoeffizient  $D_v = \tau S_g n 2,16 \times 10^{-5} (T / 273,15)^{1,8}$ ,

$\tau$  = Tortuosität,

$S_g$  = Gassättigung.

Gl. (1) und (2) führen zu der Feldgleichung für den Wasserdruck:

$$\begin{aligned} n \left[ \frac{\rho_w - \rho_v}{\rho_w} \frac{\partial S}{\partial p} + S \beta_p + (1-S) \frac{\rho_v}{\rho_w^2 RT} \right] \frac{\partial p}{\partial t} \\ + \nabla \cdot (\mathbf{q}_w + \mathbf{q}_v) / \rho_w + S \frac{\partial}{\partial t} (\nabla \cdot \mathbf{u}) \\ + n \frac{1-S}{\rho_w} \left( h \frac{\partial \rho_{vS}}{\partial T} + \frac{\rho_v p}{RT^2} \right) \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

mit

$\beta_p$  = Storativität,

$\mathbf{u}$  = Verschiebungen.

Unter der Annahme, dass die Körner des Feststoffs selbst nicht kompressibel sind, können die Verformungen im porösen Medium durch folgendes Gleichgewicht unter Verwendung der Schreibweise mit der Spannung  $\boldsymbol{\sigma}$  wie folgt geschrieben werden:

$$\nabla \cdot (\boldsymbol{\sigma} - \chi p \mathbf{I} - \mathbf{p}_{sw} - \alpha E \Delta \boldsymbol{\Pi}) + \rho \mathbf{g} = 0 \quad (6)$$

In Gl. (6) sind:

$\chi$  = Biot-Koeffizient,

$\alpha$  = Temperatúrausdehnungskoeffizient,

$\mathbf{I}$  = Identitätsmatrix,

$E$  = Elastizitätsmodul,

$\rho$  = Dichte des porösen Mediums  $\rho = n\rho_w + (1-n)\rho_s$ ,

$\mathbf{p}_{sw}$  = Quelldruck.

Der Quelldruck im Bentonit wird mit folgender Gleichung genähert:

$$\Delta p_{sw} = \Delta S p_{sw}^{\max} l \quad (7)$$

Hinsichtlich des Wärmeflusses  $\mathbf{q}_T$  werden Konvektion und Wärmeleitung berücksichtigt:

$$\mathbf{q}_T = -\lambda \nabla T + n S \rho_w c_w \mathbf{v} T \quad (8)$$

In Gl. (8) sind:

- $\lambda$  = Wärmeleitfähigkeit des porösen Mediums,
- $c_w$  = spezifische Wärmekapazität der wässrigen Phase,
- $\mathbf{v}$  = Fließgeschwindigkeit der wässrigen Phase.

Mit dieser Definition gilt für den Wärmetransport die Gleichung

$$c \rho \frac{\partial T}{\partial t} - \nabla \mathbf{q}_T = Q_T \quad (9)$$

In Gl. (9) sind:

- $c$  = Wärmekapazität des porösen Mediums  
 $c \rho = n S_w c_w \rho_w + n(1 - S_w) c_g \rho_g + (1 - n) c_s \rho_s$
- $Q_T$  = Wärmequelle.

Die Beziehungen zwischen Saugspannung und Sättigung wurden für die verschiedenen Formen des Bentonits an die gemessenen Anfangsbedingungen angefügt mit der allgemeinen Formel:

$$s = c \ln(S) \quad (10)$$

In Gl. (10) sind:

- $s$  = Saugspannung,
- $c$  = Konstante.

Für die Bentonitringe beispielsweise wurde eine Saugspannung von 37 MPa bei einer initialen Sättigung von 0,849 gemessen. Setzt man die Konstante  $c$  auf einen Wert von  $-2,26 \cdot 10^8$ , dann erfüllt Gl. (10) diese Anfangsbedingungen. Diese und die übrigen Beziehungen zwischen Saugspannung und Sättigung sind dargestellt in Abb. 7.

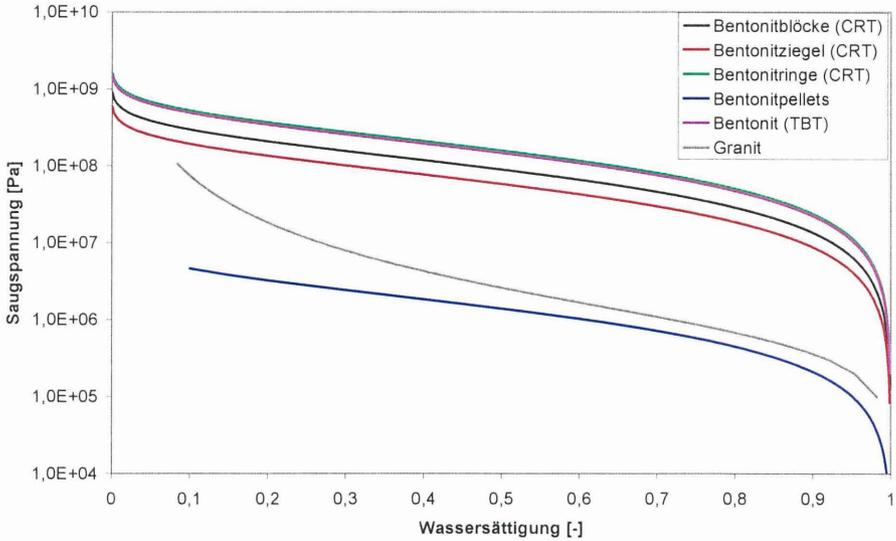


Abb. 7: Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen

Hinsichtlich der hydraulischen Parameter wurden die Permeabilität und die Tortuosität variiert.

Die Wärmeleitfähigkeit poröser Medien in Gl. (8) wird in GeoSys/RockFlow standardmäßig durch Gl. (11) aus den Wärmeleitfähigkeiten von Feststoffphase, flüssiger Phase und (sofern sie in Zweiphasenflussberechnungen betrachtet wird) Gasphase ermittelt:

$$\lambda = nS\lambda_w + n(1-S)\lambda_g + (1-n)\lambda_s \quad (11)$$

Für Wasser wurden in diesen Berechnungen Standardwerte angesetzt und die entsprechenden Werte für die Feststoffphase angepasst. Die Wärmeleitfähigkeit der Buffermaterialien wurde direkt mit einer abschnittsweise linearen Funktion an gemessene Werte der Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Sättigung angepasst (Abb. 8).

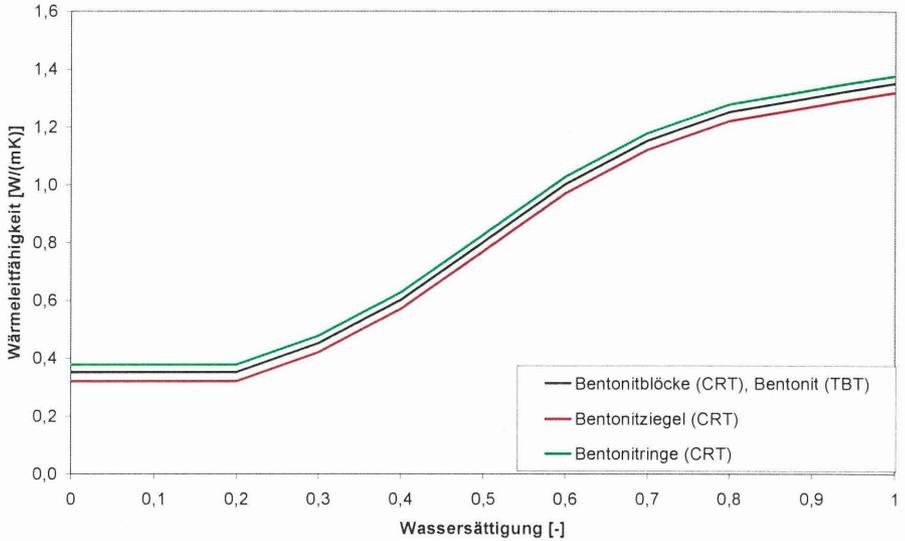


Abb. 8: Wärmeleitfähigkeits-Sättigungsbeziehungen der Buffermaterialien

Weitere Parameterwerte sind in den Tab. 1 bis 3 zusammengefasst.

Tab. 1: Hydraulische Parameterwerte

	Auffahrungen	Stahlabdeckung	Beton	Erhitzer	Bentonitblöcke	Bentonitringe	Bentonitziegel	Bentonitpellets	Granit	Sandfilter (TBT)	Sandschild (TBT)	Bentonit 1 (TBT)	Bentonit 2 (TBT)			
$k$ [ $10^{-21} \text{m}^2$ ]	(keine Berechnung hydraulischer Prozesse)				2,9	1,7	4,8	10	50	5E+4		4,5	3,5			
$n$ [-]					0,389	0,359	0,419	0,64	0,002	0,5		0,389	0,368			
$k_{rel}$ [-]					$s^2$											
$-c$ [ $10^6$ ]					129	226	83	1)		2)		210	210			
$\tau$ [-]					0,4				-				0,4			
init. $s$ [MPa]					37	37	37,5	0				0,007	47,5	47,5		
init. $S$ [-]					0,751	0,849	0,637	1				0,008	0,798	0,798		

1) siehe Abb. 7, modifizierte van-Genuchten-Funktion

2) sehr geringer Kapillardruck, siehe 7000 Pa für Sandschild bei 0,8% Wassersättigung

Tab. 2: Thermische Parameterwerte

	Auffahrungen	Stahlabdeckung	Beton	Erhitzer	Bentonitblöcke	Bentonitringe	Bentonitziegel	Bentonitpellets	Granit	Sandfilter (TBT)	Sandschild (TBT)	Bentonit 1 (TBT)	Bentonit 2 (TBT)
$C_s$ [J/kgK]	1E+4	460	770	450	800				770	800			
$\lambda_s$ [W/mK]	1E+5	47	2,7	100	3)				2,6	1,9	3)		
$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1,19	7840	2400	8000	2780				2770	2780			

3) siehe Abb. 8, Anpassung an Messwerte

Tab. 3: Mechanische Parameterwerte

	Auffahrungen	Stahlabdeckung	Beton	Erhitzer	Bentonitblöcke	Bentonitringe	Bentonitziegel	Bentonitpellets	Granit	Sandfilter (TBT)	Sandschild (TBT)	Bentonit 1 (TBT)	Bentonit 2 (TBT)
$E$ [GPa]	(keine Berechnung)	210	30	210	0,02			0,01	70	0,02			
$\nu$ [-]		0,3	0,15	0,3	0,44				0,3	0,44			
$\rho_{sw}^{max}$ [MPa]		-			30			10	-		30		
$\alpha$ [10 <sup>-5</sup> K <sup>-1</sup> ]		1,2	1,0	0	0,3				0,38	0	0,3		

### 3. Berechnungsergebnisse

Im Folgenden werden lediglich Ergebnisse für den CRT vorgestellt. Auf halber Höhe des Erhitzers im Bentonitring R5 (vgl. Abb. 3) wurde die Temperatur an fünf Messpunkten in den Bentonitringen gemessen (rautenförmige Symbole in Abb. 9). Die berechneten Temperaturen sind jeweils farbgleich mit durchgezogenen Linien dargestellt.

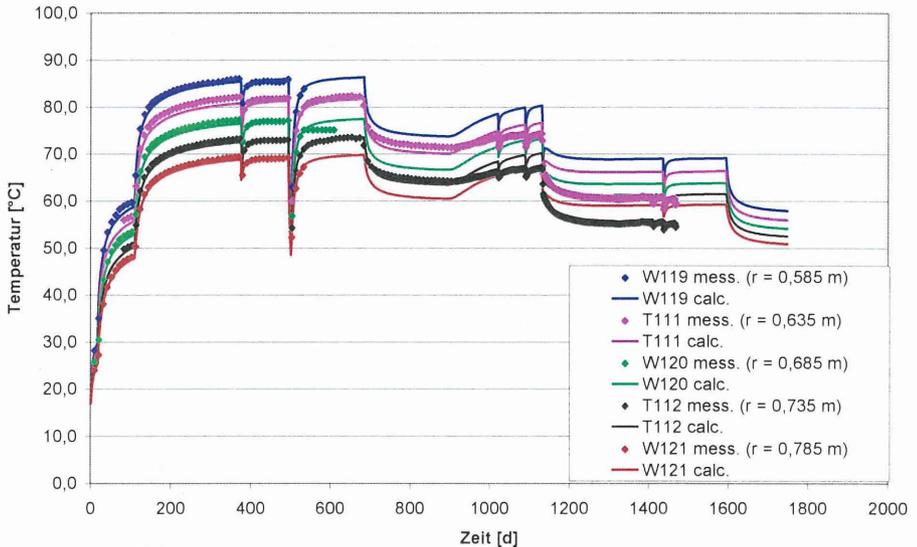


Abb. 9: Temperatur an ausgewählten Sensoren im Buffer

Aus dem Vergleich ist erkennbar, dass die Temperaturen bis zum Einschalten der TBT-Erhitze mit einer Abweichung von maximal etwa 1,5°C vom Modell sehr gut wiedergegeben werden. Dies gilt auch für die kurzen Zeiträume nach rund 380 Tagen und 500 Tagen nach Versuchsbeginn, wo es zu kurzzeitigen Ausfällen des Erhitzers gekommen ist. Nach dem Einschalten der TBT-Erhitze etwa 880 Tage nach CRT-Versuchsbeginn nimmt die Abweichung zwischen Berechnung und Messung deutlich zu.

Die gemessenen Temperaturen im Gebirge auf halber Höhe des Erhitzers (rautenförmige Symbole in Abb. 10) werden hingegen durchgehend recht gut durch die Berechnung wiedergegeben. Die Sensoren TR120 und TR128 befinden sich in Vertikalbohrungen in einem Abstand von 1,5 m von der CRT-Bohrlochwand, wobei TR128 in Richtung des TBT

angeordnet ist und TR120 auf der dem TBT abgewandten Seite. Die Sensoren TR117 und TR125 befinden sich an der Bohrlochwand des CRT, wobei TR125 in Richtung des TBT angeordnet ist und TR117 auf der dem TBT abgewandten Seite. Die berechneten Temperaturen sind jeweils farbgleich mit durchgezogenen Linien dargestellt.

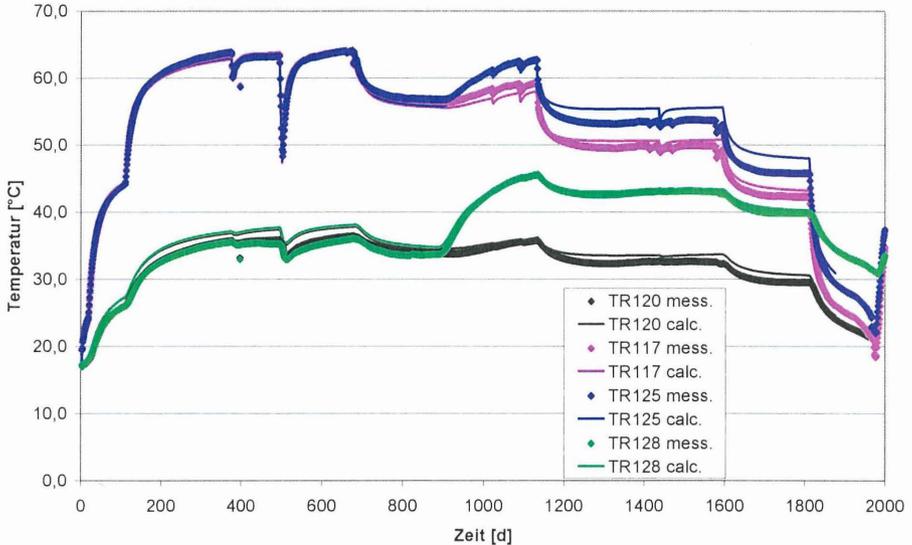


Abb. 10: Temperatur an ausgewählten Sensoren im Gebirge

Zur Bestimmung des Wassergehaltes werden zwei verschiedene Sensortypen eingesetzt. Ein Sensortyp misst die Saugspannung (suction) und ist geeignet für Saugspannungen unterhalb von 5 MPa. Bei den Saugspannungs-Sättigungsbeziehungen entsprechend Abb. 7 entspricht diese Saugspannung einer Wassersättigung von 96% für die Bentonitblöcke bzw. 98% für die Bentonitringe. Der andere Sensortyp misst die relative Feuchte und ist auch für deutlich geringere Wassersättigungen geeignet, allerdings können Bereiche hoher Sättigungen nicht gut aufgelöst werden.

Abb. 11 zeigt die in den Bentonitringen R5 und R10 sowie im Bentonitblock C3 (vgl. Abb. 3) gemessenen Saugspannungen (rautenförmige Symbole) im Vergleich zu den für zwei verschiedene Permeabilitäten berechneten Werten (durchgezogene Linien): die obere Bildhälfte zeigt das Ergebnis für eine Permeabilität von  $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ , die untere Bildhälfte für eine Permeabilität von  $1,7 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  (mittlerer Laborwert). Problematisch an dem Ver-

gleich zur Messung ist, dass die Saugspannungssensoren auch bei vollständiger Sättigung (ermittelt im Labor nach Ausbau des Versuches) eine Saugspannung von deutlich mehr als 1000 kPa ausweisen, die mit dem Salzgehalt des Wassers in Zusammenhang gebracht wird.

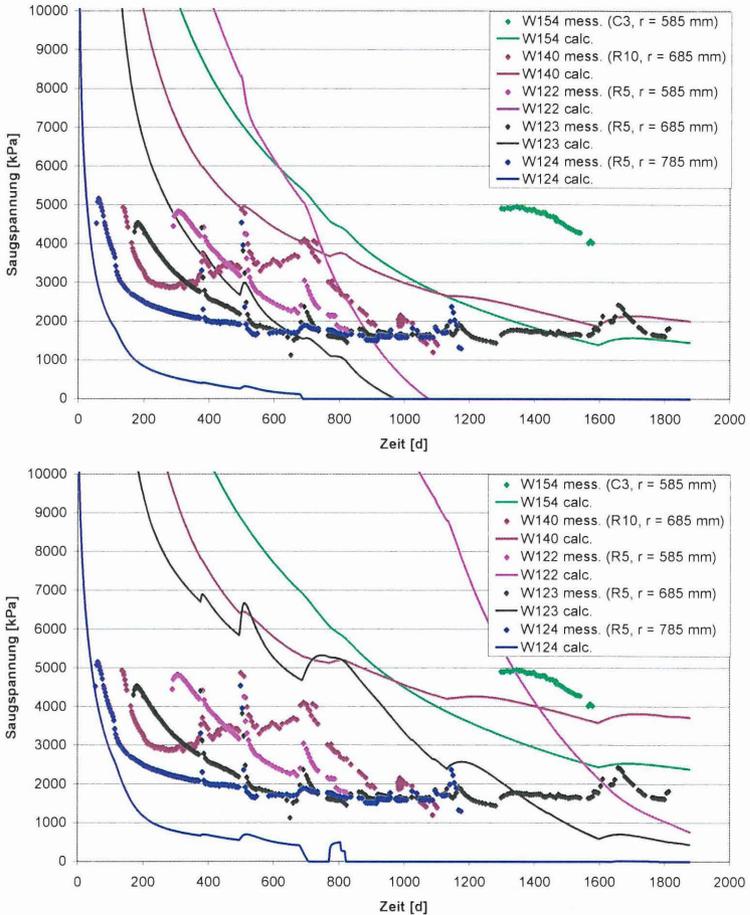


Abb. 11: Saugspannung an ausgewählten Sensoren im Buffer

Der Vergleich zeigt, dass schon die Herabsetzung der Permeabilität von  $1,7 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  auf  $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$  dazu führt, dass die berechneten Werte für die Sensoren W123 (schwarze Linie) und W122 (magentafarbene Linie) nicht innerhalb von rund 1000 Tagen (linke

Bildhälfte) zur vollständigen Wassersättigung kommen, sondern dass sich dieser Bereich in der Berechnung stattdessen gar nicht im Versuchszeitraum vollständig aufsättigt. Beide Permeabilitätswerte liegen in der Streubreite der im Labor ermittelten Werte.

Abb. 12 zeigt einen identischen Vergleich mit Messwerten der Sensoren für die relative Feuchte (für Sensorpositionen vgl. Abb. 3). Wiederum zeigt die obere Bildhälfte das Ergebnis für eine Permeabilität von  $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ , die untere Bildhälfte für eine Permeabilität von  $1,7 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ .

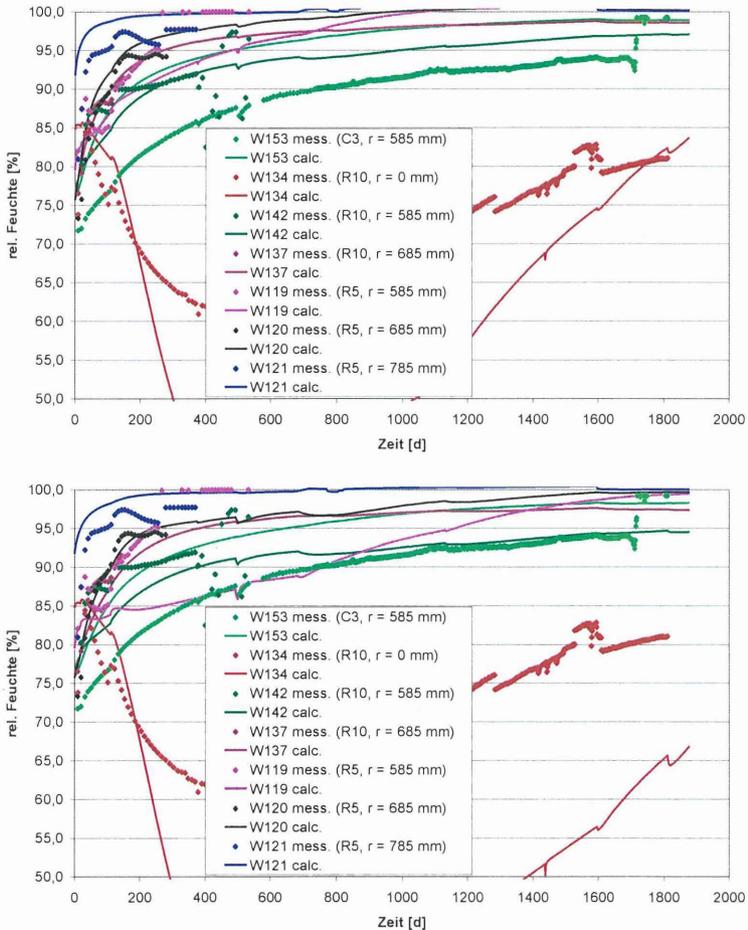


Abb. 12: Relative Feuchte an ausgewählten Sensoren im Buffer

Es ist erkennbar, dass der Verlauf der Feuchteentwicklung für die einzelnen Sensoren qualitativ wiedergegeben wird. Sensor W134 (rote Symbole) zeigt zunächst eine deutliche Trocknung des Buffers an und im weiteren Verlauf eine teilweise Wiederaufsättigung. Diese Beobachtung kann mit dem Berechnungsmodell nachvollzogen werden. Als ein weiteres Beispiel kann der Sensor W120 (schwarze Symbole) angeführt werden. Sowohl die Messung als auch die Berechnung zeigen den Temperatureinfluss auf die Entwicklung der relativen Feuchte in einem beschleunigten Anstieg der relativen Feuchte nach 110 Tagen: zu diesem Zeitpunkt wird auch die Erhitzerleistung von 1700 W auf 2600 W erhöht.

Die Messwerte der (totalen) Spannungen im CRT müssen sorgfältig interpretiert werden. Der Sensor P125 (schwarze Symbole in Abb. 13) ist zentral im Bentonitblock C3 (vgl. Abb. 3) angeordnet und hat im gesamten Versuchszeitraum keinen Spannungsaufbau verzeichnet. Für den Wassergehalt allerdings haben die Sensoren W153 (vgl. Abb. 12) und W154 (vgl. Abb. 11) im Block C3 steigende Werte verzeichnet, dementsprechend wäre ein Quelldruckaufbau zu erwarten. Die berechneten Werte für diesen Sensor (schwarze Linie) zur Änderung der totalen Spannung weisen konsistent mit der berechneten Steigerung des Wassergehaltes einen Quelldruck aus. Der Sensor P119 ist im Bentonitring R10 (vgl. Abb. 3) angeordnet. Während in der Berechnung (magentafarbene Linie) von Beginn an eine Änderung der Spannung berechnet wird, zeigen die Messwerte erst etwa 100 Tage nach Testbeginn einen Spannungsaufbau an, der dann auch wesentlich moderater ausfällt als in der Berechnung. Eine solche Verzögerung bei der Messung ist grundsätzlich erklärbar durch die Herstellung des Formschlusses zwischen Bentonit und Sensor. Die im Vergleich zur Berechnung niedrigeren Messwerte sind erklärbar durch die Einbautechnik des Sensors. Zu deren Einbau werden Bohrungen in den Bentonitblöcken und -ringen erstellt. Das konische Bohrloch tiefste wird mit losem Bentonit gefüllt, um möglichst zeitnah den Formschluss zu erzeugen. Da die Trockendichte dieser Füllung nicht so hoch wie im Bentonitblock (-ring) ist, werden zu niedrige Quelldrücke gemessen.

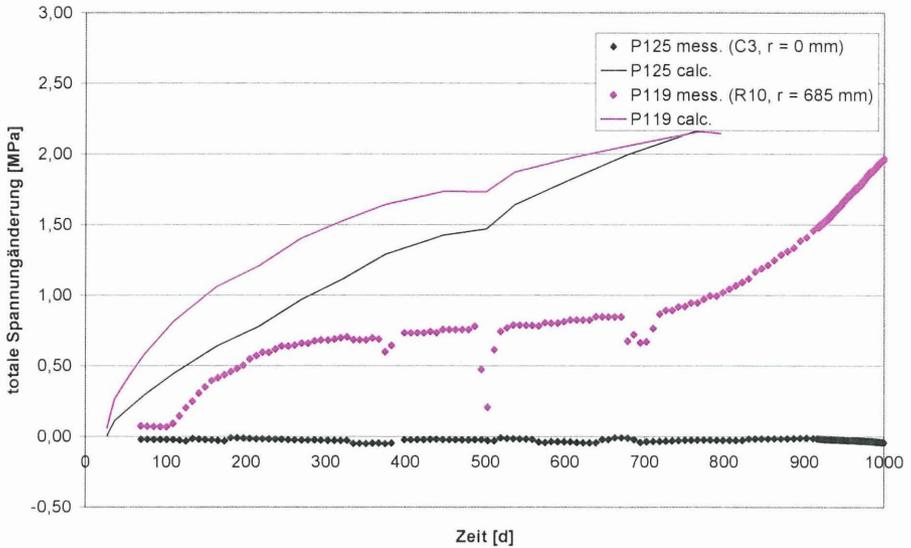


Abb. 13: Totale Spannungen an ausgewählten Sensoren im Buffer

#### 4. Zusammenfassung

Im Äspö HRL wurden neben zahlreichen anderen Versuchen der Canister Retrieval Test (CRT) und der Temperature Buffer Test (TBT) durchgeführt. Einerseits dienen diese Tests der Erprobung von Einlagerungs- und Rückholungstechniken für Endlagerkonzepte im kristallinen Wirtsgestein. Andererseits sind diese Tests zur Überwachung der thermischen, hydraulischen und mechanischen Prozesse in der geotechnischen Barriere (Buffer) umfangreich instrumentiert. Modellberechnungen zu diesen THM-gekoppelten Prozessen werden durchgeführt, um durch Abgleich zwischen gemessenen und berechneten Werten zu überprüfen, ob die Prozesse einschließlich ihrer Wechselwirkungen verstanden worden sind.

Infolge ihres vergleichsweise geringen Abstandes voneinander wurden beide Versuche in einem 3D-Modell mit dem FE-Programm GeoSys/RockFlow berechnet. In den Berechnungen wurden hydraulische Parameter des Buffers variiert, welche sowohl die Bewegung des flüssigen Wassers als auch des Wasserdampfes beeinflussen. Insbesondere die hier beschriebene Variation der Permeabilität hat großen Einfluss auf die berechnete Dauer bis zur Aufsättigung der Buffers.

Die auftretenden Prozesse im Buffer können mit dem verwendeten Modell nachvollzogen werden. Teilweise können die gemessenen Werte mit der Berechnung sehr gut nachvollzogen werden, teilweise wird nur eine qualitative Übereinstimmung erreicht. Beim Vergleich der berechneten Werte mit den gemessenen Werten im CRT sind Besonderheiten zu beachten. Die Messwerte der Saugspannung beispielweise fallen trotz vollständiger Sättigung nicht auf 0. Die Messwerte der totalen Spannungen sind infolge der Einbautechnik der Sensoren zu niedrig.

## Literatur

- ÅKESSON, M. (Ed.) (2006): Temperature Buffer Test, Evaluation modeling - Field test. International Progress Report IPR-06-10, 297 S., 5 Abb., 6 Anl. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB), Stockholm.
- KALBACHER, T., WANG, W., WATANABE, N., PARK, C-H., TANIGUCHI, T. & KOLDITZ, O. (2008): Parallelization concepts and application for THM coupled finite element problems. J. Environmental Science for Sustainable Society, Vol. 2: 35-46.
- RUTQVIST, J., BÖRGESSON, L., CHIJIMATSU, M., KOBAYASHI, A., NGUYEN, T.S., JING, L., NOORISHAD, J., TSANG, C.F. (2001): Thermohydrmechanics of partially saturated geological media - governing equations and formulation of four finite element models. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 38, 105-127.
- SI, H. & GAERTNER, K. (2005): Meshing Piecewise Linear Complexes by Constrained Delaunay Tetrahedralizations. Proc. of the 14th International Meshing Roundtable, 147-163, September 2005.
- WANG, W., KOSAKOWSKI, G. & KOLDITZ, O. (2009): A parallel finite element scheme for thermo-hydro-mechanical (THM) coupled problems in porous media. Comput. Geosci. 35, 1631-1641.
- ZHAO, H., KUNZ, H. & WANG, J. (2006): 3D Geological Model Construction and Nuclides Migration Modeling by using RockFlow in Jiujiang Block, Beishan Area, Gansu Province. Chin J Rock Mech Eng 2006; 25 (1).

## Autor:

Dipl.-Ing. Thomas Nowak

Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR)

Stilleweg 2, 30655 Hannover

E-Mail: [thomas.nowak@bgr.de](mailto:thomas.nowak@bgr.de)



## In situ-Versuch für ein Abdichtbauwerk im Steinsalz – Zielstellung, Versuchsprogramm, geotechnische Instrumentierung

Ralf Mauke, Bundesamt für Strahlenschutz (BfS)

Matthias Mohlfeld, ZERNA Ingenieure

### 1. Einleitung

Im Rahmen der Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben (ERAM) werden in ausgewählten Strecken des Grubengebäudes Abdichtungsbauwerke aus Salzbeton errichtet. Ziel dieser Streckenabdichtungen ist es, den möglichen Zutritt von Lösungen aus dem Deckgebirge an die in den Einlagerungsbereichen befindlichen Abfälle über sehr lange Zeiten zu behindern. Durch den In situ-Versuch „Streckenabdichtung im Steinsalz“ soll der gegenständliche Nachweis für die technische Realisierbarkeit und Funktionsfähigkeit eines solchen Abdichtungsbauwerks erbracht werden. Zur Erbringung dieses Nachweises ist die Erfassung zahlreicher Parameter erforderlich, die durch teilweise sehr sensible Messeinrichtungen zu ermitteln sind. Aufgrund der besonderen Umgebungsbedingungen in einem Salzbergwerk werden die Messgeräte im Rahmen von Vorversuchen auf ihre Tauglichkeit überprüft.

### 2. In situ-Versuch Streckenabdichtung im Steinsalz

Die im ERAM vorgesehenen Streckenabdichtungen bestehen aus Salzbetonsegmenten mit Längen zwischen 15 und 30 m. Bei der Aneinanderreihung mehrerer Segmente werden diese zur Vermeidung von Zwangsspannungen durch plastische Fugen voneinander getrennt.

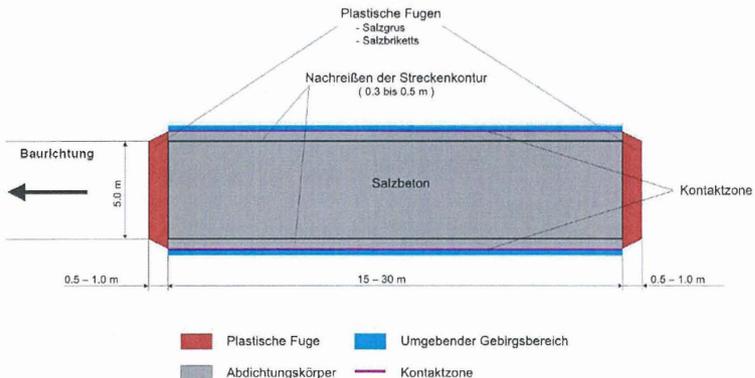


Bild 1: Prinzipdarstellung für ein Abdichtbauwerk im Steinsalz

Bild 1 zeigt die einzelnen Elemente eines Abdichtungsbauwerks, bestehend aus dem Abdichtungskörper aus Salzbeton, dem umgebenden Gebirge mit der stoßnahen Auflockerungszone und der dazwischen liegenden Kontaktzone. Der In situ-Versuch für eine Streckenabdichtung im Steinsalz umfasst den Bau und anschließenden Dichtheitstest eines Abdichtungssegmentes von 25 m Länge. Der Versuch wird in einer neu aufzufahrenden Strecke durchgeführt. Neben dieser Blindstrecke wird eine leicht ansteigende Begleitstrecke aufgefahren, aus der die Bohrungen für die Messkabel gestoßen werden und die Beaufschlagung der an das Bauwerk angrenzenden Druckkammer erfolgt. Außerdem werden hier Vergleichsmessungen durchgeführt.

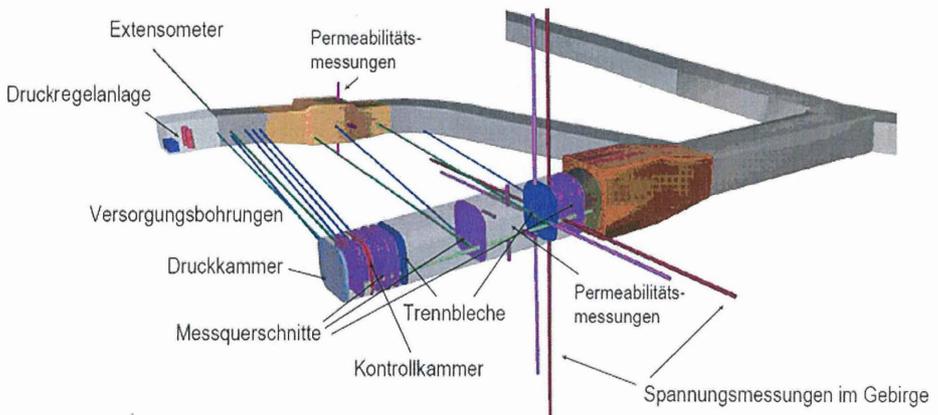


Bild 2: Prinzipskizze des in situ-Versuchs

Um den Einfluss des in einer Neuauffahrung dominanten transienten Kriechens gering zu halten, wird die Konvergenz in der neu aufgefahrenen Strecke über einen Zeitraum von ca. 6 Monaten beobachtet, bevor ein erneuter Nachschnitt der Streckenkontur erfolgt und die Herstellung des Bauwerks beginnt. Zur Vermeidung von Ecksingularitäten und damit im Bauwerk auftretenden Zwangsspannungen wird der Streckenquerschnitt ausgerundet. In den Dammkörper werden Trennbleche eingebracht, um eine willkürliche Rissbildung in Strömungsrichtung zu vermeiden.

Zur Anbindung des Bauwerks an das Gebirge und zur Vergütung eventuell auftretender Schwindrisse im Kontaktbereich von Bauwerk und Gebirge werden Ringinjektionsleitungen am Stoß befestigt. Diese werden nach dem weitestgehenden Abklingen der Schwind- und Temperaturverformungen des Baustoffs mit einer Feinstbindemittelsuspension beauf-

schlägt. Als Injektionswiderlager wirken umlaufende Stahlkragen mit Abdichtinjektionen, welche jeweils am Anfang und Ende des Bauwerks eingebracht werden (siehe Bild 3). Zum Führen der Zu- und Rücklaufleitungen im Bauwerk wird dieses in der Mitte mit einem Hüllrohr versehen. Nach Beendigung der Injektionsmaßnahmen wird dieses ausgespannt. Als abschließende Maßnahme wird das entstehende Bohrloch mit einem hydraulisch abbindenden Verfüllmaterial verpresst.

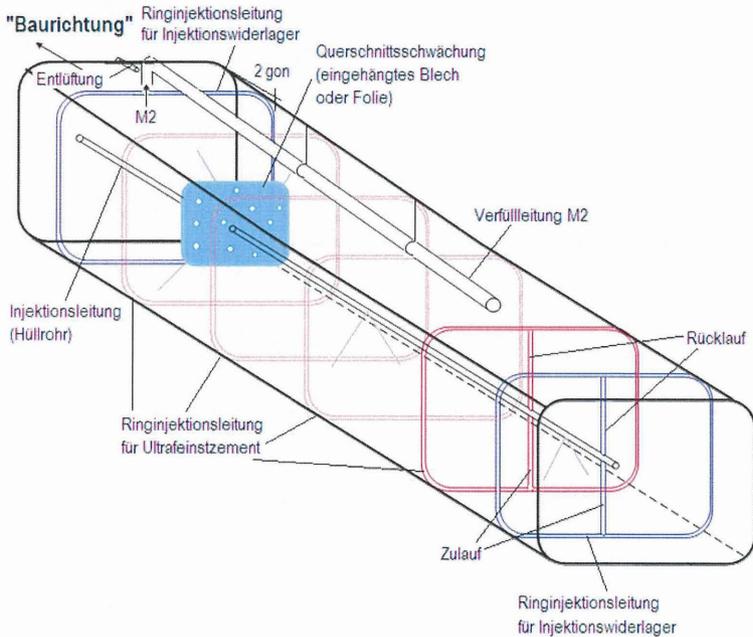


Bild 3: Prinzipskizze Bauwerksentwurf Abdichtungssegment

Die Festlegungen der Untersuchungs- und Messbereiche für die im Bauwerk installierten Messsysteme erfolgt auf Basis der Ergebnisse von numerischen Berechnungen. Mit Hilfe von Voruntersuchungen werden die Eingangsparameter für die Modelle ermittelt und die Funktionstüchtigkeit der Messgeber überprüft.

### 3. Nachweise/Zielstellungen

Im Nachweis der technischen Machbarkeit werden die bautechnische Herstellung eines Abdichtungssegments in der erforderlichen Qualität und die Einhaltung der betontechnologischen Anforderungen während des Abbindeprozesses und für den Zustand der Endfestigkeit dargelegt.

Für den Nachweis der Funktionsfähigkeit ist

- die ausreichend geringe integrale Permeabilität ( $< 10^{-18} \text{ m}^2$ ),
- die Anbindung des Betonkörpers an das Salzgestein,
- die Injizierbarkeit der Kontaktzone und
- die ausreichend geringe integrale Permeabilität mittels Druckbeaufschlagung bei reduziertem Druckniveau in Abhängigkeit der realisierten Einspannung des Abdichtbauwerks

zu zeigen.

Weitere Zielstellungen sind die Validierung und Verifizierung von numerischen Berechnungen zur Beanspruchungs- und Verformungsprognose, die Entwicklung eines Qualitätssicherungsprogramms sowie ggf. eine Optimierung der bautechnischen Maßnahmen bei der Bauwerkserstellung.

#### **4. Voruntersuchungen**

Da es sich bei den Streckenabdichtungsbauwerken infolge der Anforderungen an Material und Bauwerk bzw. den Randbedingungen im ERAM um keine Standardingenieurbauwerke handelt, sind verschiedene Vorversuche vorgesehen. In diesem Zusammenhang werden die folgenden Versuche durchgeführt.

##### **4.1 Versuche zum geplanten Injektionsmaterial**

Die Bestimmung der Haftzug- und Scherfestigkeit wird in kleinmaßstäblichen Laborversuchen vorgenommen. Diese Parameter fließen in die Prognoseberechnungen ein und dienen als Kennwerte für die spätere Qualitätssicherung.

Die Ermittlung der Durchlässigkeiten im Labor liefert Kennwerte für die später durchzuführende Qualitätssicherung.

Für eine anforderungsgerechte Verpressung des Kontaktbereichs Salzbeton-Gebirge wird die Rezeptur der Feinstbindemittelsuspension untersucht. Zu diesen Untersuchungen zählen der Test des Absatzverhaltens der Suspension unter Berücksichtigung der Spaltgeometrie und der Rauigkeit der Spaltoberflächen (Bilder 4 und 5), die zeitliche Entwicklung der Filtratwasserabgabe und die entstehende Filterkuchenhöhe.

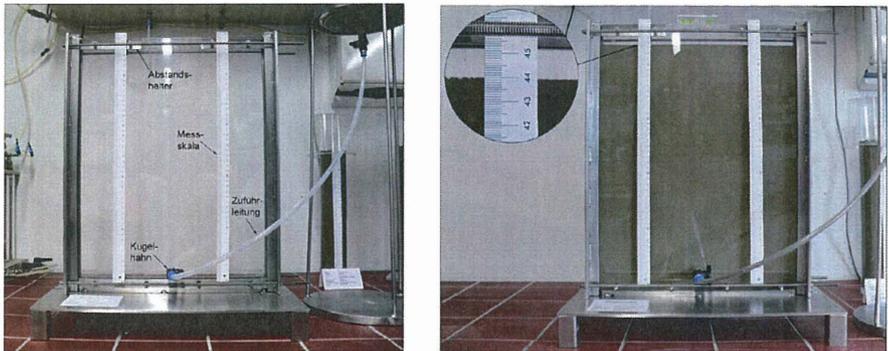


Bild 4: kleinmaßstäbliches Kluftmodell (rechts: mit Feinstbindemittelsuspension gefüllt)



Bild 5: Wandrauigkeiten nach Abdrücken im ERAM (Polyesterharzplatten)

## 4.2 Versuche zum geplanten Injektionssystem

### Grundsatzuntersuchungen im Labormaßstab

Die Injektionsschläuche werden auf minimale Biegeradien und maximale Verlegelängen hin untersucht. Ermittelt werden des Weiteren der Öffnungsdruck, der Schließdruck und der Spüldruck. In Bezug auf den Suspensionsumlauf erfolgt ein Test zur Bestimmung der Auswirkungen von Filtrationen, Andickungen und Ablagerungen.

### Großmaßstäbliche Versuche

Die großmaßstäblichen Versuche beziehen sich auf das Hüllrohr. Hier wird die Führung der Zu- und Rücklaufleitungen im und der Anschluss der Ringinjektionsleitungen an das

Rohr überprüft. Dabei spielt die Untersuchung der Abdichtung des Hüllrohrs gegen unkontrollierte Rückläufe der Verpresssuspension eine besondere Rolle.

Die Versuche zum Injektionssystem haben die folgenden Ziele:

- Auswahl eines geeigneten Injektionsschlauchs und von geeigneten Zu und Rücklaufleitungen
- Auswahl und Abstimmung der Gerätekomponenten der Injektionsmaßnahme
- Entwicklung eines Hüllrohrdesigns, das Fließwiderstände in den Zu- und Rücklaufleitungen am Hüllrohrübergang und bei der Bündelung im Hüllrohrinnern minimiert. Dabei ist gleichzeitig der Querschnitt des nach Abschluss der Injektionsmaßnahme auszubohrenden Hüllrohrs möglichst klein zu halten.

#### 4.3 Ausbreitverhalten und Injektionsabfolge

Zur Prüfung der notwendigen Abstände der Injektionsleitungen voneinander wird ein großmaßstäblicher Technikumsversuch mit Nachbildung der Kontaktfuge (unterschiedliche Spaltweiten) durchgeführt. Er dient der Festlegung der Injektionsabfolge mit unterschiedlichen salzhaltigen Suspensionen, der Injektionsdrücke und der Druckhaltephase. Im Zusammenhang mit diesem Technikumsversuch werden Wasserdruckversuche auf Eignung zum Nachweis des Injektionserfolgs untersucht. Ein weiteres Versuchsziel ist die Abstimmung der Komponenten des Injektionssystems (Aufbereitungs- und Verpressanlage) aufeinander.



Bild 6: großmaßstäbliches Kluftmodell (rechts: Injektionsversuch)

#### 4.4 Vorversuche zu den mechanischen und hydraulischen Messsystemen

Die Messsysteme müssen auf die Randbedingungen des in situ-Versuches im ERAM ausgelegt sein und getestet werden. Die Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Sensoren unter den besonderen Randbedingungen minimiert das Risiko, dass Messergebnisse auf Grund nicht bekannter Interaktionen zwischen dem Baustoff und den Messgebern nur unzureichend interpretierbar sind.

##### Mechanische Messsysteme

Bild 7 zeigt die Versuchsanordnung zum Test von verschiedenen Betondehnungsaufnehmern, Druckkissen und Porendruckgebern.



Bild 7:        Versuchsstand vor und während des Einbaus von Salzbeton

Randbedingungen für die Auslegung der im Bauwerk befindlichen Messsysteme sind:

- Temperaturbeständigkeit bis 80 °C (kurzzeitig bis 100 °C)
- Robuste Ausführung gegen Beschädigungen aus dem Betonier- sowie Injektionsprozess
- Beständigkeit gegen NaCl-Lösung sowie saline Umgebungsbedingungen
- Beständigkeit gegen mechanische Drücke bis ca. 8 MPa und Fluiddrücke bis ca. 4 MPa

##### hydraulische Messsysteme

Für die Bewertung der Eignung des TDR Kabelsensors zur Messung von Feuchteänderungen wird die Auswirkung des Abbindeprozesses des Salzbetons auf das Messsignal im

Laborversuch geprüft. Dazu erfolgt die Installation eines Sensors und einer Leitung zur Lösungseinbringung auf Steinsalzblöcken. Der Sensor wird in Feinstbindemittelsuspension sowie Salzbeton eingebettet. Über Bohrungen in den Steinsalzblöcken erfolgt nach Beendigung des Abbindeprozesses die Einbringung von NaCl Lösung in die Kontaktzone zwischen dem Steinsalz und dem Salzbeton. Die injizierte NaCl-Lösung ist durch den Kabelsensor nachzuweisen.

## **5. Untersuchungs- und Messprogramm**

Das Untersuchungs- und Messprogramm umfasst Messungen zur Standorterkundung, Materialuntersuchungen zu verschiedenen Zeiten und unterschiedliche Messungen im Bauwerk mit und ohne Druckbeaufschlagung des Versuchsbauwerks.

### **5.1 Messungen zur Standorterkundung**

Zur Verifizierung der in den Modellrechnungen verwendeten Stoffmodelle sind Verschiebungsmessungen, Konvergenzmessungen und Temperaturmessungen geplant. Im anstehenden Gebirge werden Extensometer für die Verschiebungsmessungen verankert. Temperaturmessungen sind sowohl im Gebirge als auch in der Strecke vorgesehen. Die Gebirgsverschiebungen werden über Konvergenzmessungen in der Strecke erfasst.

Hydrofracmessungen und Überbohrversuche nach BGR finden zur Bestimmung des Spannungszustands im unverritzten Gebirge am Versuchsstandort statt. Die Permeabilitätsmessungen vor und nach dem Nachschneiden der Streckenkontur dienen der Bestimmung der Nachschnitttiefe und der erreichten Ausgangspermeabilität. Die zu teufenden Messbohrungen werden im Vorfeld der Versuche mit einer Videokamera bemustert. Die Videoendoskopie verfolgt das Ziel der Erkennung von Rissen und Scherflächen sowie geologischen Trennflächen, durch die die Versuchsergebnisse beeinflusst werden können. Zusätzlich dazu erfolgt die Kerngewinnung in Messbohrungen.

Vor und nach dem Entfernen der Auflockerungszone wird die Strecke mit einem Hohlraumscanner vermessen. Diese Messungen erbringen den Nachweis der ordnungsgemäßen Entfernung der Auflockerungszone und bilden die Basis für die Abmaße des Bauwerks.

## 5.2 Messungen am Bauwerk

Für die Verschiebungsmessungen werden Extensometer installiert. Sie dienen der Ermittlung der Lagestabilität des Bauwerks bei Druckbeaufschlagung.

Zum Nachweis der Einhaltung betontechnologischer Anforderungen, wie z.B. die Rissbeschränkung im Baukörper oder die Schwinddehnung aus autogenem Schwinden des Salzbetons, werden Spannungs- und Dehnungsmessungen im Bauwerk vorgenommen. Diese finden Eingang in die Verifizierung und Validierung der Berechnungsergebnisse.

Die geplanten Temperaturmessungen erfolgen mittels Thermistoren und Thermoelementen. Neben der Überwachung der Einhaltung des Temperaturkriteriums (Einbringtemperatur des Salzbetons von  $\leq 30^\circ \text{C}$ ) dienen die Messungen zur Kompensation von Temperatureinflüssen an den übrigen Messsystemen. Über den gesamten Versuchszeitraum wird der Temperaturverlauf aufgezeichnet.

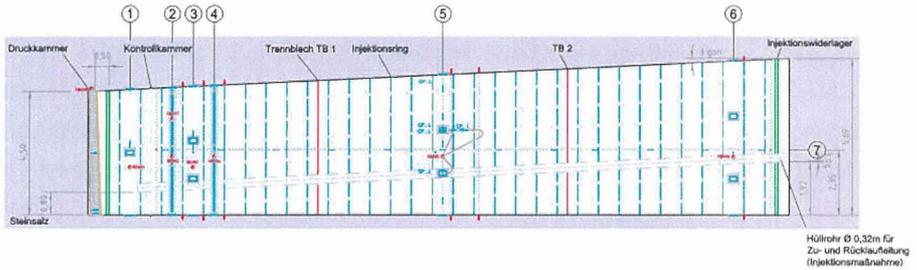
Durch Kombination der Ergebnisse der in der Kontaktzone angeordneten Druckmesskissen und Porendruckgeber können die Normalspannungen in der Kontaktzone bestimmt werden. Weiterhin werden außerhalb des Einflussbereiches einer Druckbeaufschlagung Hydrofracmessungen zur Messung der Bauwerkseinspannung durchgeführt.

Für den Nachweis der geforderten integralen Permeabilität über eine Druckbeaufschlagung erfolgt die Installation von Drucksensoren in einer Druck- sowie Kontrollkammer. Die in die Druckkammer eingebrachte Fluidmenge wird über Durchflussmesser bestimmt. Die Druckbeaufschlagung erfolgt zunächst mit Druckluft und später mit einer Salzlösung. Sie gliedert sich in den pneumatischen Vortest, die Befüll- bzw. Drucksteigerungsphase und die Druckhaltephase.

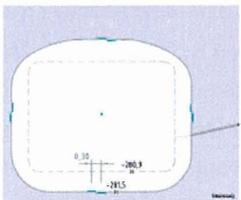
Feuchtemessungen in Form von TDR- und Porendruckmessungen unterstützen den Nachweis der integralen Permeabilität des Gesamtsystems. Gleiches gilt für festigkeitsmechanische Untersuchungen an Probekörpern insbesondere aus dem Kontaktbereich Bauwerk/Gebirge und Permeabilitätsmessungen in Bohrungen.

### 5.3 Geplante Instrumentierung des Versuchsbauwerkes

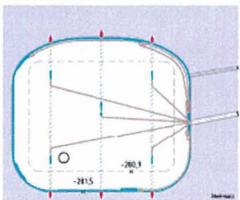
Die geplante Instrumentierung des Versuchsbauwerkes ist prinzipiell in 7 Messquerschnitten durch den Versuchsbauwerk. Diese sind im Bild 8 dargestellt.



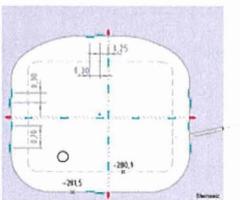
- Aufführung (1. Nachschnitt)
- Befestigung
- RB... Bohrung
- CG...K Dehnungsaufnehmer mit Temperatursensor
- CP...L Druckkissen mit Temperatursensor
- Dübel
- Feuchtsensor (TDR)
- Injektionsring
- Klemmkasten mit Kabel
- CP...L Monitorstation
- Porendrucksensor mit Temperatursensor
- TB .. Trennblech



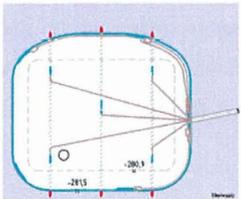
Messquerschnitt 1



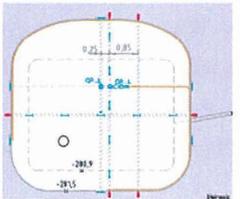
Messquerschnitt 2



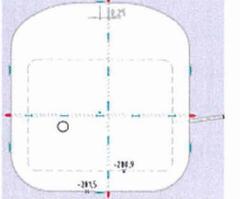
Messquerschnitt 3



Messquerschnitt 4



Messquerschnitt 5



Messquerschnitt 6

Bild 8: geplante Instrumentierung des Bauwerkes mit Messquerschnitten

## **6. Zusammenfassung und Ausblick**

Im Rahmen des im ERAM geplanten In situ-Versuchs einer Streckenabdichtung ist der Einbau verschiedenster Messsysteme geplant. Diese umfassende Messtechnik dient der Erfassung der Eigenschaften des Bauwerks und seiner Baustoffe. Daraus kann abgeleitet werden, ob die aus den Nachweisen resultierenden Anforderungen an die Streckenabdichtung eingehalten werden.

Die Auffahrung der Versuchsstrecke im ERAM wurde am 21.01.2010 begonnen. Die Bauausführung soll etwa im September dieses Jahres beginnen und ca. 10 Monate andauern. Danach schließt sich eine etwa 1 jährige Versuchsphase an.

### **Danksagung**

Die Autoren bedanken sich bei allen die an diesem Projekt mitwirken. Dabei wird besonders auf die Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (DBE) verwiesen, welche vom Bundesamt für Strahlenschutz mit der Planung des in situ-Versuchs beauftragt wurde, sowie die Hochschule Ostwestfalen-Lippe in Detmold, welche gemeinsam mit der Ingenieurgesellschaft IGH Hannover die Injektionsversuche durchführt. Besonderer Dank gilt weiterhin der Materialprüfanstalt für das Bauwesen an der TU Braunschweig und der Materialforschungs- und -prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar, wo die Vorversuche zu den geotechnischen Messsystemen durchgeführt werden. Dank gilt ebenso den bisher beteiligten Firmen Glötzl, IBeWa Freiberg und IfG Leipzig.



# DIE UNTERFAHRUNG DES LEIPZIGER HAUPTBAHNHOFS IM ZUGE DES NEUBAUS DES CITY-TUNNELS LEIPZIG

Stefan Franz

*Nachfolgend wird von der Herstellung eines neuen Haltepunktes unterhalb des Hauptbahnhofs in Leipzig berichtet, der Bestandteil des Projektes City-Tunnel Leipzig ist. Die Unterfahrung erfolgt in offener Baugrube unter dem Gebäude im Schutze einer Baugründungsvereinbarung. Beim Um- und Ausbau des Quergebäudes des historischen Bahnhofsgebäudes Ende der 1990er Jahre wurde vorsorglich eine Tiefgründung hergestellt, die während der Unterfahrung erst noch ertüchtigt werden musste. Es werden die wesentlichen geotechnischen und bautechnischen Maßnahmen vorgestellt, die letztlich die Anforderung an die einzusetzenden Messsysteme, die Datenmengen und deren Handling definierten.*

## 1 Einbindung in das Gesamtprojekt

Das Projekt City-Tunnel Leipzig ist der zentrale Baustein für die Neuordnung des Eisenbahnnetzes im Großraum Leipzig. Mit dem Bau des Tunnels wird eine unterirdische Bahnverbindung zwischen den bestehenden Kopfbahnhöfen Leipzig Hauptbahnhof und Bayerischer Bahnhof als Lückenschluss im bestehenden Eisenbahnnetz hergestellt. Die Ge-

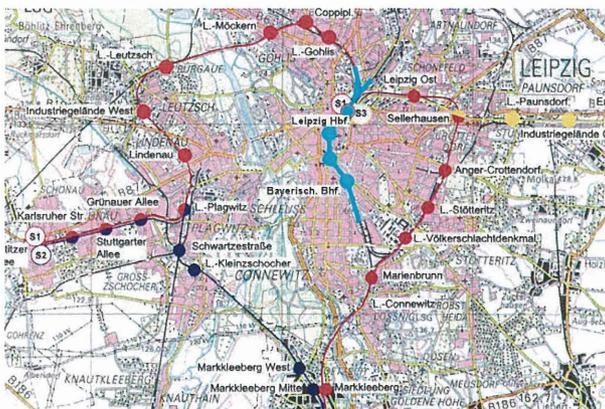


Bild 1: Streckennetz im Raum Leipzig mit City-Tunnel

samtmaßnahme wird in gemeinsamer Bauherrenschaft zwischen der Deutschen Bahn AG und dem Freistaat Sachsen realisiert, wobei Sachsen, vertreten durch die DEGES, den Rohbau der Tunnel und Stationen sowie den Raumbildenden Ausbau einschließlich Technischer Gebäudeausrüstung der Stationen herstellt und die Deutsche Bahn AG den bahntechnischen Ausbau und die Anbindung an das vorhandene Schienennetz.

Die Herstellung der Station Hauptbahnhof unterhalb des Westflügels des historischen Bahnhofsgebäudes stellt in technischer Hinsicht eine der größten Herausforderungen innerhalb des gesamten Projektes dar.

## 2 Unterfahrung des Leipziger Hauptbahnhofs

Das historische Bahnhofsgebäude wurde in den 1990er Jahren im Bereich der Empfangshalle zu einer Einkaufspassage mit bis zu zwei Untergeschossen ausgebaut. Dabei mussten die historischen Fundamente bereits unterfangen werden, um deren Gründungsebene tiefer zu legen. Die Trasse des geplanten City-Tunnels liegt mit dem neuen Haltepunkt unter dem Westflügel des historischen Bahnhofsgebäudes. Als Vorwegmaßnahme wurden in diesem Bereich vorsorglich in drei Gebäudeachsen, parallel zur späteren Gleislage, Bohrpfehlgründungen vorgesehen. Die Pfähle haben einen Durchmesser von  $D = 1,5\text{ m}$  und reichen bis ca.  $6,0\text{ m}$  unterhalb der Bodenplatte des geplanten Stationsbauwerkes.

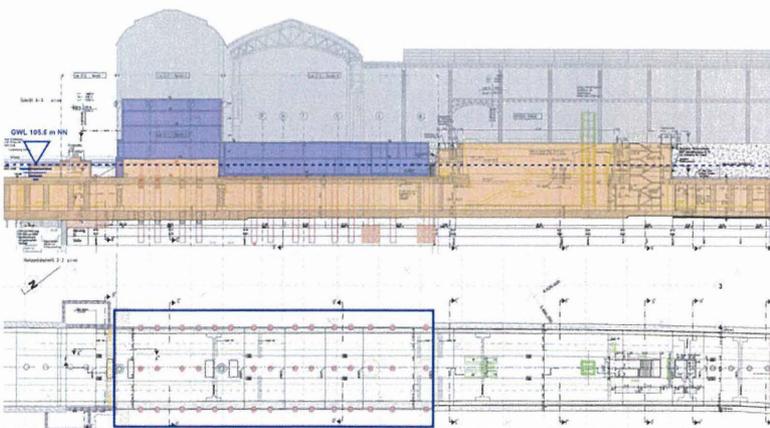
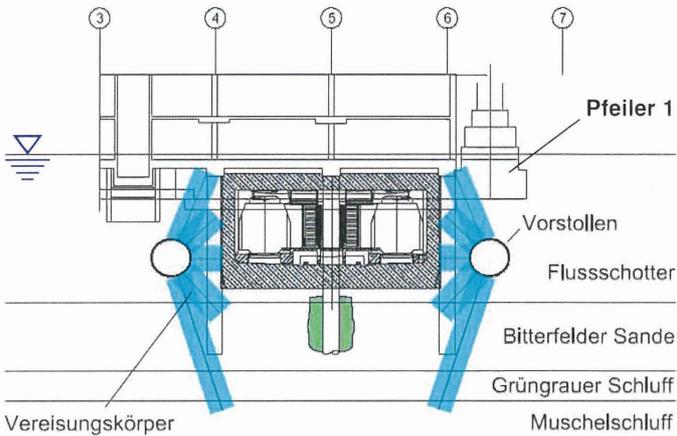


Bild 2: Längsschnitt und Grundriss historischer Bahnhof (grau), Einkaufspassage (blau), neuer Haltepunkt Hbf. (orange), Unterfahrungsbereich (blau umrandet)



**Bild 3: Querschnitt Hbf., Prinzipskizze Vereisung und Pfahlertüchtigung**

Die Baugrube unter dem Bahnhofsgebäude war ca. 86 m lang und 23 m breit. Die Baugrubensohle lag ca. 22,5 m unter Gelände und ca. 14,5 m unter dem bauzeitlichen Grundwasserniveau. Zur Abdichtung der Baugrube wurde alle Baugrubenwände in die weitgehend undurchlässige Baugrundsicht Muschelschluff geführt. Dabei wurden die nördliche (Schlitzwand) und die südliche (überschnittene Bohrpfahlwand) temporäre Baugrubenwand außerhalb des Gebäudes in konventioneller Bauweise errichtet, während die seitliche Sicherung der Baugrube unter dem Gebäude auf beiden Seiten durch je einen in den Grundwasserstauer einbindenden Vereisungskörper erfolgte, der während des Aushubs durch eine Spritzbetonschale geschützt und lagenweise rückverankert wird. Zuvor wurden zwei Hilfsstollen mittels Rohrvortrieb außerhalb der geplanten Baugrube von Norden nach Süden aufgefahren, aus denen heraus Bohrungen für die Vereisungsrohre nach oben und unten hergestellt wurden (siehe Bild 4). Nach dem Frostkörperschluss und entsprechenden Dichtigkeitsprüfungen konnte die Baugrube gelenzt und ausgehoben werden.

Während des Aushubs wurden die vorhandenen Gründungspfähle der mittleren Achse 5 auf mehr als 2/3 ihrer Einbindelänge freigelegt, während die Randpfähle größtenteils in den Eiskörper eingebettet blieben. In Achse 5 mussten die Gebäudelasten daher im Bauzustand ausschließlich im unterhalb der maximalen Aushubkote in den Baugrund einbindenden Abschnitt eingetragen werden. Hierfür standen lediglich 6 m Einbindelänge zur Verfügung. Bereits in der Entwurfsphase wurde festgestellt, dass für einen Teil der Pfähle

der Lastabtrag nicht ohne Weiteres gewährleistet ist. Diese Pfähle mussten in einer frühen Aushubphase, in der noch genügend Einbindelänge zur Verfügung stand, im unteren Bereich derart ertüchtigt werden, dass der Lastabtrag nicht nur möglich ist, sondern auch setzungsarm erfolgen kann. Im Endzustand sind die Gründungspfähle mit der neuen Konstruktion in der Tunnelsohle kraftschlüssig verbunden /4/.

### 3 Bautechnische Lösungen im Detail

#### 3.1 Baugrundvereisung

Außerhalb des späteren Tunnelquerschnittes wurde auf jeder Längsseite der Baugrube ein Hilfsstollen im Rohrvortriebsverfahren hergestellt. Die Stahlbetonvortriebsrohre hatten einen Innendurchmesser von 2,40 m und eine Wanddicke von 30 cm. Die Stollen wurden nacheinander mit einer Schildmaschine mit bentonitgestützter Ortsbrust aufgeföhren. Durch einen an die Wasser- und Erddrücke angepassten Stützdruck, durch kontinuierlichen Vortrieb und durch eine ständige, automatische Setzungskontrolle gelang der planenden und ausführenden Firma ein äußerst setzungsarmer Vortrieb mit maximalen Setzungen von  $\leq 3$  mm. Sogar der zu unterföhrende Pfeiler 1, vgl. Bild 3 (rechts), mit rechnerischen Sohlpressungen von  $280 \text{ kN/m}^2$  erfuhr dabei nur Setzungen von 2 mm.



**Bild 4: Herstellung der Vereisungsbohrungen aus dem Hilfsstollen (Rohrvortrieb)**

Von diesen Stollen aus wurden nach oben bis unter die Bahnhofsohle und nach unten bis in den grundwasserstauenden Muschelschluff Gefrierbohrungen abgeteuft. Insgesamt wurden in beiden Stollen 1.071 Gefrierrohre mit einer Gesamtlänge von 8.235 m und 119 Temperaturmessrohre eingebaut. Die Gefrierrohre wurden dabei so angeordnet, dass zwischen den Rohren Bohrgassen von ca. 50 cm lichter Breite verblieben. Die mit diesen Bohrungen aufgefrorenen Eiswände hatten eine Länge von jeweils rund 86 m und eine Höhe von 28 m. Aus Kapazitätsgründen wurden die Eiskörper nacheinander aufgefroren.

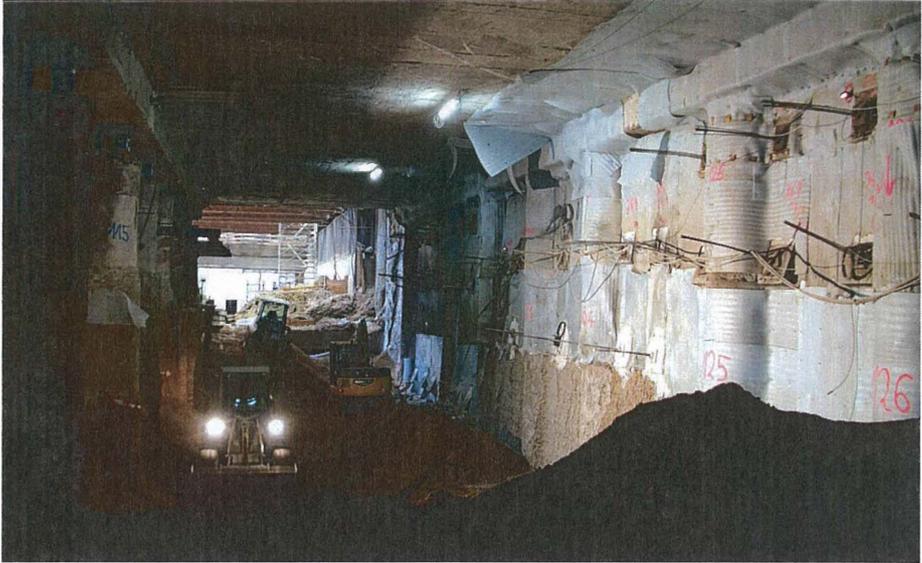
Hierfür waren insgesamt 7 Monate erforderlich. An den Enden des Unterfahrungsbereichs schlossen die Eiskörper an die o. g. Schottwände an.

Die Abmessungen der Frostkörper waren durch konstruktive Randbedingungen und durch statische Erfordernisse vorgegeben. Für ihre statische Aufgabe mussten die Wände eine Dicke von mindestens 3,5 m und eine charakteristische Druckfestigkeit von  $\geq 3 \text{ MN/m}^2$  haben. Grundlage für diese Berechnungsansätze war ein umfangreiches Untersuchungsprogramm im Zuge der Vorplanung, mit dem das Verhalten der anstehenden Böden beim Aufgefrieren und im gefrorenen Zustand erforscht wurde. Dabei wurden u. a. die Volumenzunahme beim Aufgefrieren, die Festigkeiten der Frostkörper und das Kriechverhalten ermittelt. So ergaben sich z. B. für eine Temperatur von  $-10^\circ \text{C}$  im Flussschotter Druckfestigkeiten von  $3,6 \text{ MN/m}^2$  und in den Bitterfelder Sanden Festigkeiten von  $5,3 \text{ MN/m}^2$ .

Die Ausbildung und Aufrechterhaltung der Frostkörper wurde durch ca. 700 Temperaturmessgeber, die auf 119 Messrohre verteilt waren, überwacht. Die Dichtigkeit der Wände wurde laufend durch Pegelmessungen und durch Messung der abgepumpten Wassermengen kontrolliert.

Nach dem Aufgefrieren der Eiskörper wurde der Tunnel bis zur Endaushubtiefe von 12 m unter der Bahnhofssohle lagenweise ausgehoben. Dabei wurden die Eiswände nach jedem Aushubschritt mit einer Fräse profiliert, mit einer 30 cm dicken bewehrten Spritzbetonschale versiegelt und mit 3 bis 4 Ankerlagen gesichert (siehe Bild 5). Aufgrund der großen horizontalen Erd- und Wasserdrücke, die im Sohlbereich bis zu  $200 \text{ kN/m}^2$  betragen, waren insgesamt 239 Vorspannanker mit bis zu 31 m Länge und  $1.000 \text{ kN}$  Tragfähigkeit erforderlich.

Für die Herstellung der Anker war besondere Sorgfalt erforderlich, da eine Beschädigung der Gefrierrohre unbedingt zu vermeiden war. Aus diesem Grund war eine genaue Einmessung der Gefrierrohre und der Anker erforderlich. Darüber hinaus wurde die Bohrstrecke im Eiskörper mit einer Spüllanze hergestellt, so dass ein Anbohren der Gefrierlanzen ausgeschlossen werden konnte. Dank der guten Planung und der sorgfältigen Ausführung gingen bei der Herstellung der 239 Anker lediglich 2 Gefrierrohre verloren, was die Dichtigkeit und Tragfähigkeit des Eiskörpers nicht gefährdete. Die unterste Sicherung der Eiswände wurde nach dem letzten Aushubschritt abschnittsweise in Form einer 40 cm dicken unbewehrten Betonsohle eingebaut.



**Bild 5: Aushub unter dem Bahnhofsgebäude, Spritzbetonsicherung des Frostkörpers und lagenweise Verankerung**

Für den Aushub und die Herstellung der Tunnelblöcke mussten die Eiskörper 14 Monate aufrechterhalten werden. Hierbei zeigte sich u. a., dass es zweckmäßig gewesen wäre, den Solekreislauf für die Gefrierrohre unterhalb der Baugrubensohle vom Kreislauf für die Rohre oberhalb der Sohle zu trennen, weil die Eiswände in den freigelegten Bereichen trotz Beton-vorsatzschale und Luftpolsterfolie stärker gekühlt werden mussten, als die tief liegenden Wandteile. Es ließ sich daher nicht vermeiden, dass die Eiskörper auch im Mutschelschluff auf Dicken bis 10 m und mehr anwuchsen und dadurch auch Frosthebungen des Auffahrbereiches auftraten. Insgesamt kam es im Verlauf der Bauzeit zu großräumigen Hebungen von bis zu 60 mm, die jedoch zum Teil auch aus der Aushubentlastung resultierten.

Von diesen Phänomenen abgesehen, verliefen die Herstellung und Aufrechterhaltung der Frostkörper weitestgehend planmäßig und damit für alle Beteiligten zufriedenstellend.

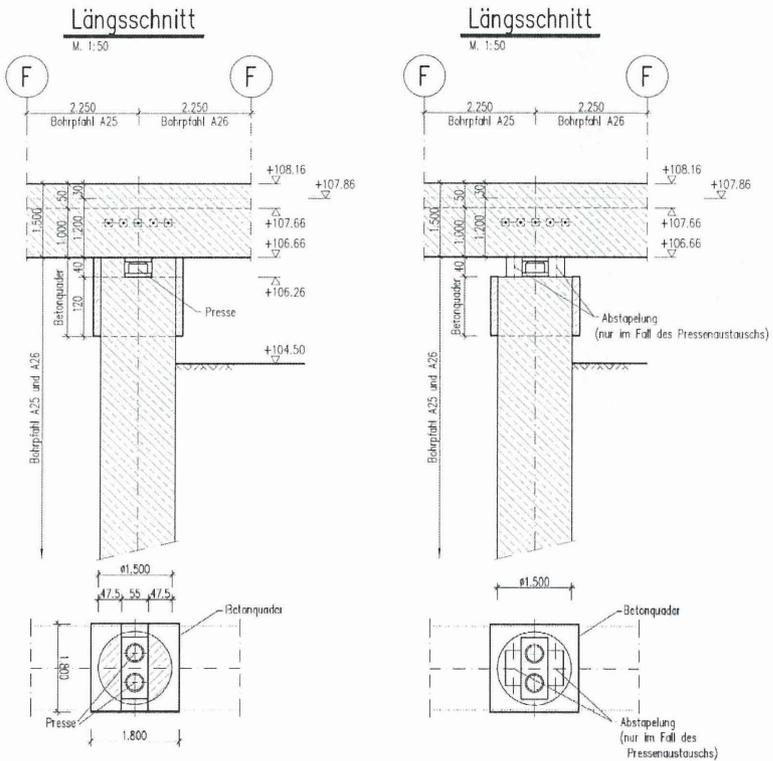
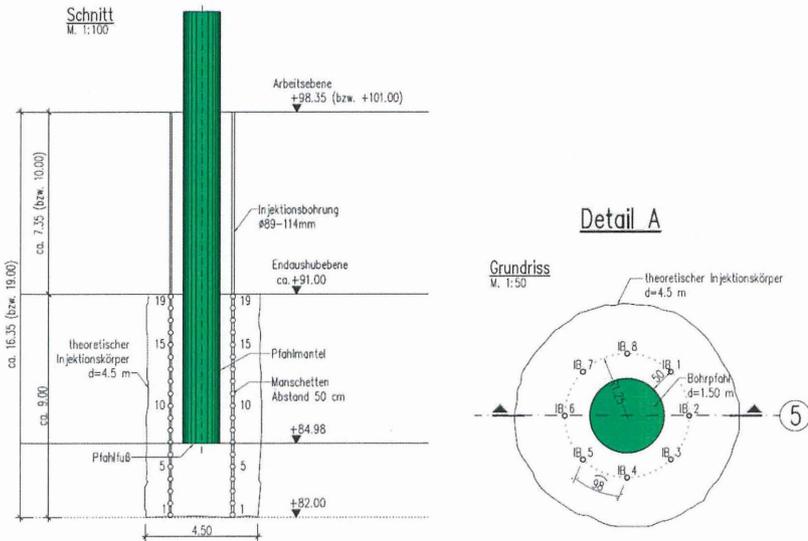


Bild 6: Einbau von Pressen am Pfahlkopf /2/

### 3.2 Ertüchtigung der Bestandspfähle

Aus zuvor durchgeführten Probelastungen /1/ konnte neben den Tragfähigkeitsbeiwerten und Lastsetzungskurven vor allem die Erkenntnis gewonnen werden, dass es eine ausgeprägte Abhängigkeit des Tragverhaltens der Pfähle von den während der Herstellung der Ertüchtigung fast unvermeidlichen Störungen gibt. Schon die erforderlichen Bohrarbeiten zum Erreichen der Pfahlfußbereiche führen zu einer Auflockerung über die gesamte Pfahllänge, die unmittelbar Setzungen der unter Last befindlichen Pfähle erwarten ließen.



**Bild 7: Manschettenrohrinjektion im Mantel- und Fußbereich der Pfähle /2/**

Zur Ausführung gelangte statt der ausgeschriebenen Ertüchtigung durch eine HDI-Fußverbreiterung ein Alternativvorschlag der bauausführenden ARGE Wayss & Freytag AG – STRABAG AG, der im Wesentlichen zwei Elemente beinhaltetete:

- a) In allen Pfählen der Mittelreihe (Achse 5) wurden unterhalb des Pfahlkopfbalkens Hydraulikpressen eingebaut und die Pfähle anschließend vollständig durchgetrennt (siehe Bild 6). Über diese Pressen, die im Bauzustand die gesamte Pfahllast übertrugen, war ein Ausgleich der Setzungen der Pfähle (bzw. Hebungen der Pfähle im Frostkörper) sowohl in der Ertüchtigungs-, als auch in der Aushubphase möglich, um die Beanspruchung des darüber befindlichen Gebäudes zu minimieren.
- b) Entsprechend dem Schema in Bild 7 wurden rings um den verbleibenden Pfahlabschnitt Injektionen über Manschettenrohre durchgeführt. Der ringförmige Injektionsbereich wird nach unten jedoch bis etwa 3,0 m unter den Pfahlfuß erweitert, so dass nicht nur die verbleibende Mantelreibung, sondern auch die Tragfähigkeit an der Pfahlspitze eine Verbesserung erfährt. Die Injektionsrohre werden während des Aushubs eingekürzt und können jederzeit erneut beaufschlagt werden.

Insbesondere die Idee einer Ausgleichsmöglichkeit über Pressen innerhalb der Pfähle eröffnete die Möglichkeit, nicht nur einen risikolosen Ausgleich der herstellungsbedingten Setzungen vorzunehmen, sondern auch indirekt die Kontrolle eines ausreichenden Injektionserfolges über die sogenannte Beobachtungsmethode zu gewinnen.

#### **4 Anforderungen an die Messtechnik**

Angesichts der angestrebten bautechnischen Lösung bestand ein umfangreicher Bedarf, die Bauausführung nicht nur im Sinne dokumentarischer Zwecke messtechnisch zu überwachen, sondern anhand der Messergebnisse zeitnah auf die Steuerung der Bauverfahren Einfluss nehmen zu können. Insbesondere im Zusammenhang mit der praktizierten Beobachtungsmethode wird die messtechnische Begleitung ein wesentlicher Teil des ganzheitlichen Standsicherheits- und Tragfähigkeitsnachweises.

Im Unterschied zu einer konventionellen, deterministischen Nachweisführung auf der Grundlage bekannter Lasten und vorgegebener Bemessungsgrößen, musste hier aufgrund des Einflusses der Bauaktivität auf eben jene Bemessungsgrößen und der damit verbundenen Koppelung des rechnerischen Nachweises an die Bauausführung grundsätzlich anders vorgegangen werden.

Auf Grundlage der aus den Pfahlprobelastungen gewonnenen Erkenntnisse wurden Zielgrößen für die im statischen Nachweis angesetzten Bemessungswerte (hier Mantelreibung und Spitzendruck) derart festgelegt, dass sich hiermit die erforderlichen Nachweise erbringen ließen. Aufgabe der Bauausführung war es nun, anhand der messtechnischen Überwachung zu belegen, dass diese Zielgrößen in jedem Einzelfall sicher erreicht wurden. Wesentlicher Bestandteil des Sicherheitskonzeptes ist dabei, dass redundante Steuerungsmechanismen existieren, die eine ggf. erforderliche Verbesserung der Bemessungswerte oder eine geeignete Kompensation der Auswirkungen z.B. der auftretenden Verformungen ermöglichen. Im vorliegenden Fall handelte es sich dabei um die Möglichkeit der Nachinjektion der Pfahlmantel- und -fußbereiche sowie die zum Ausgleich eingebauten Hydraulikpressen. Letztlich erfolgt der Nachweis der Standsicherheit somit über den messtechnischen Nachweis der Einhaltung prognostizierter Verformungsgrenzwerte.



**Bild 8: Panoramablick im Unterfahrbereich ; rechts (Süd) Startbaugrube; links erste Betonierabschnitte der Tunnelsohle**

In diesem Zusammenhang waren umfangreiche Verformungsmessungen zeitnah zur Verfügung zu stellen, so dass der Einsatz automatisierter Messsysteme unerlässlich war. Dabei wurden hohe Anforderungen an die Genauigkeit sowie an die Messdichte sowohl in zeitlicher (Taktung) als auch räumlicher Hinsicht (Anzahl und Anordnung) gestellt. Um die damit einhergehende Datenflut beherrschen zu können, waren wiederum umfangreiche Überlegungen zu einer praktikablen Visualisierung und Auswertung erforderlich, die bereits in der Ausschreibung eine entsprechende Würdigung fanden.

Über die reinen Verformungs- bzw. Lagemessungen hinaus sind aber auch zahlreiche weitere Messgrößen für die Steuerung der Bauverfahren erforderlich. Hierzu gehören im Zusammenhang mit der Baugrundvereisung selbstverständlich umfangreiche Temperaturmessungen in einem dichten Netz von Temperatursensoren verteilt über das Frostkörpervolumen. Anhand der Temperaturentwicklung waren jederzeit Aussagen zur Abmessung der Frostkörper, deren Beschaffenheit (Festigkeit) und in der Aufgefrierphase zu deren voraussichtlicher Dichtigkeit möglich.

Weiterhin sind geotechnische Messungen mittels Inklinometern, Extensometern und Porowasserdrucksensoren durchgeführt worden. Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen des Grundwassers wurden mit sogenannten Tracerversuchen ermittelt. Umfangreiche Pegelmessungen der lokalen Grundwasserstände waren im gesamten Baufeld erforder-

lich. Auch hier wurden in der Regel automatisierte Messeinrichtungen, sogenannte Datenlogger, zur Aufzeichnung und Übermittlung der Messdaten eingesetzt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei bautechnisch vergleichbar aufwändigen Maßnahmen, bei denen moderne Bau- und Nachweisverfahren eingesetzt werden, die Messtechnik zunehmend an Bedeutung gewinnt und eine intensive Auseinandersetzung mit den Anforderungen an durchzuführende Messungen und deren Ausgestaltung bereits in einer frühen Planungsphase erforderlich ist.

## **5 Danksagung**

Die letztlich bei diesem außergewöhnlichen Bauvorhaben zur Ausführung gelangten technischen Lösungen sind das Ergebnis einer intensiven und kooperativen Zusammenarbeit der bauausführenden Unternehmen, der Prüfinstanzen des Eisenbahn-Bundesamtes und der Bauherrenvertretung. Der Erfolg und die Bewältigung der technischen Herausforderungen ist nicht zuletzt dem überlegten und effektiven Einsatz der heute verfügbaren Messtechnik und der Aufbereitung der gewonnenen Daten zu verdanken.

## **Literatur- und Quellennachweis**

- /1/ Pfahlprobelastung mit Osterbergzellen im Zuge der Unterfahrung des Hauptbahnhofs beim Neubau des City-Tunnels Leipzig, Franz, Hecht, Beitrag im Tagungsband zum Pfahlsymposium 2007
- /2/ Ertüchtigung der Bestandspfähle unter dem Hauptbahnhof Leipzig beim Neubau des City-Tunnels, Franz, Städing, Beitrag im Tagungsband zum Pfahlsymposium 2009
- /3/ Ertüchtigung äußere Tragfähigkeit Großbohrpfähle - Statische Untersuchung zum Tragverhalten, ARBEITSGEMEINSCHAFT Wayss & Freytag AG – STRABAG AG, Aufsteller: Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Abt. TBT, Juli 2008
- /4/ City-Tunnel Leipzig: Unterfahrung des Hauptbahnhofs im Schutze einer Baugrundvereisung, Städing, Franz, Beitrag STUVA 2009

## **Autor**

### **Dr.-Ing. Stefan Franz**

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -baugesellschaft mbH  
10117 Berlin, Zimmerstr. 54, Tel./Fax: +49 (030) 20 243-337/390, Email: [sfranz@deg.es.de](mailto:sfranz@deg.es.de)



# Einsatz eines komplexen Messsystems zur Überwachung von Gebäuden beim Bau des City - Tunnel Leipzig

Michael Amrhein, Uwe Heide, Jens Teichmann

## Inhalt:

1	Aufgabenstellung .....	1
2	Systemaufbau .....	2
2.1	Geodätisches Monitoring mit elektronischen Tachymetern .....	2
2.2	Schlauchwaagen .....	6
2.3	Fissurometer und weitere Sensoren .....	7
3	Datenhaltung .....	8
4	Datenvisualisierung .....	8
5	Fazit .....	10

## 1 Aufgabenstellung

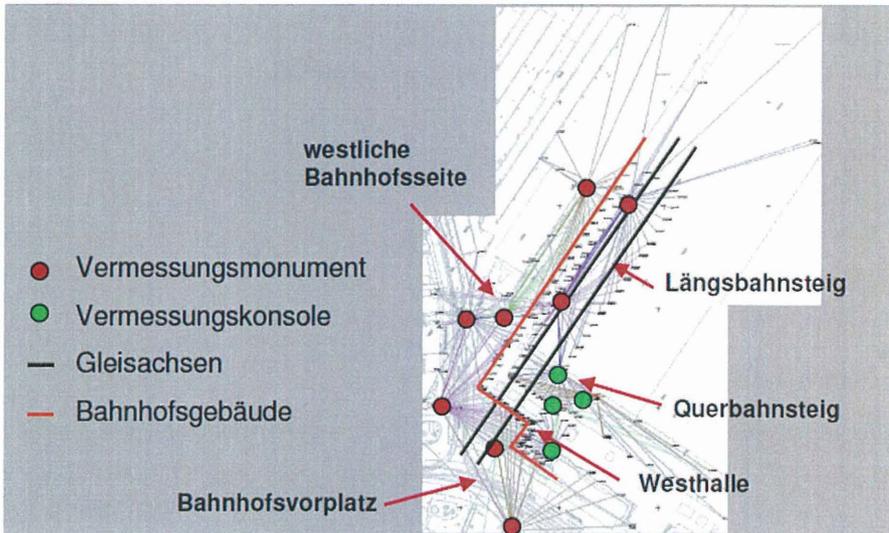
Bei der Durchführung des Projektes City-Tunnel Leipzig galt es durch die umfangreichen Eingriffe in den Untergrund zahlreiche Gebäude zu sichern. Das Augenmerk im Los C lag dabei zweifelsohne auf dem Hauptbahnhof. Zur Überwachung und Konsolidierung der Ergebnisse griff man auf verschiedene Messsysteme aus der Geodäsie und Geotechnik zurück. Für die Überwachung des Gebäudekomplexes Hauptbahnhof war geotechnisches Monitoring mit elektronischen Tachymetern, Präzisionsnivelement und Druckschlauchwaagensysteme ausgeschrieben. Im Zuge der Bauausführung kamen noch elektronische Fisurometer zum Einsatz.

Die vermessungstechnische Aufgabe übernahm ANGERMEIER INGENIEURE GmbH. Die Firma aus dem Raum Würzburg ist ein führendes Unternehmen auf den Gebieten der Ingenieur- und Tunnelvermessung und befasst sich außerdem mit Laserscanning, Photogrammetrie, Flächenmanagement, Verkehrswegeplanung und GeoInformations-Systemen. Für den geotechnischen Teil wurde die Firma GGB beauftragt. Die sächsische Firma spezialisiert sich auf bau- und geotechnische Mess- und Ingenieurdienstleistungen, Datenmanagementsoftware sowie Elektronikentwicklung und -fertigung.

## 2 Systemaufbau

### 2.1 Geodätisches Monitoring mit elektronischen Tachymetern

Mit einem geodätischen Monitoring sollten die Bereiche um die Baugrube überwacht werden.

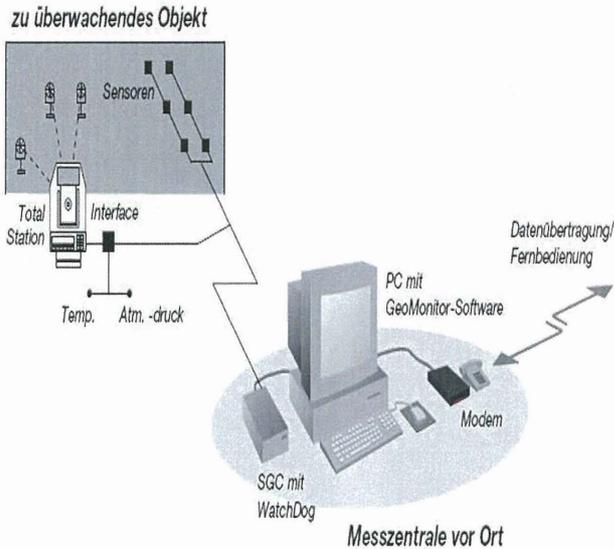


Dazu wurden die Standpunkte der elektronischen Tachymeter vom Typ LEICA TCA 2003 mit einer Genauigkeit von 0,00015 gon für die Richtungen und 1 mm für die Streckenmessung im Überwachungsgebiet festgelegt. Ausschlaggebend dafür waren die notwendigen Sichten zu den ca. 200 Objektpunkten, zu benachbarten Instrumentenstandpunkten, zu ca. 60 außenliegenden Festpunkten und durch die bestehenden Baustelleneinrichtungen hindurch.



Als Standpunkte für die Tachymeter kamen sog. Vermessungsmonumente und Wandkonsolen zum Einsatz. Weitere Aspekte für die Situierung der Standpunkte waren die Belange des Denkmalschutzes und die gefahrlose Nutzung von Verkehrsflächen durch Fußgänger und rollenden Verkehr.

Da alle Standpunkte im setzungsgefährdeten Bereich festgelegt werden mussten, können diese nicht als Referenzpunkte, also als lage- und höhenstabile Punkte angesehen werden, sondern es müssen für jede Messung außerhalb des Setzungsgebietes liegende Festpunkte als Referenzpunkte verwendet werden. Zur Stabilisierung des Netzes wurden zwischen den Standpunkten mehrere Richtungen und Strecken beobachtet, die auf gegenseitige Beobachtungen zwischen den Standpunkten reduziert wurden. Alle Standpunkte wurden mit einem Kabel für die Stromversorgung der Tachymeter und für die Datenübertragung verbunden und zu einer Messzentrale in einem Container in der Baustelleneinrichtung der ARGE Los C geführt.



Von allen 12 Tachymetern aus wurden stündlich alle Objektpunkte und Festpunkte in einer Vollsatzmessung beobachtet. Alle Messdaten wurden in einer Datenzentrale zusammengefasst, mit den atmosphärischen Korrekturen verbessert und in einer gemeinsamen Netzausgleichung berechnet. Dabei wurden bei jedem Messzyklus ausschließlich die außen liegenden Festpunkte als Referenzpunkte verwendet. Die Ausgleichungsberechnung lieferte in einem Protokoll entsprechende Parameter, die vom Betreuer zur Qualitätssicherung überwacht und interpretiert wurden. Neben dieser Qualitätssicherung war der Betreuer auch zuständig für die Wartung der 12 Tachymeter, 200 Objektpunkte, 60 Festpunkte, Rechneranlage und Kabelverbindung.

Nach der Berechnung der Netzausgleichung konnten die aktuellen 3D – Koordinaten der Objektpunkte an das Messdatenmanagementsystem GksPro übergeben werden. Dort werden die Daten nach den verschiedenen Anforderungen visualisiert. Die damit erzeugten Diagramme konnten von allen Beteiligten aus dem System abgerufen werden.

In bestimmten Bauphasen war eine unmittelbare Kontrolle der gesammelten Messwerte erforderlich, um zeitnah auf die Reaktionen des Bauwerks einwirken zu können. Mit den Verantwortlichen wurden Warn- und Alarmwerte für Deformationen und Personen für die Benachrichtigung innerhalb einer Alarmkette festgelegt. Bei Überschreitung dieser Werte wurden nach den Festlegungen in den Alarmketten die Verantwortlichen mit SMS sofort benachrichtigt. Diese konnten dann entscheiden, ob sofortige Gegenmaßnahmen notwendig werden. Bei Bedarf konnte auch ein visueller Alarm mittels Ampel oder Warnleuchte zugeschaltet werden.

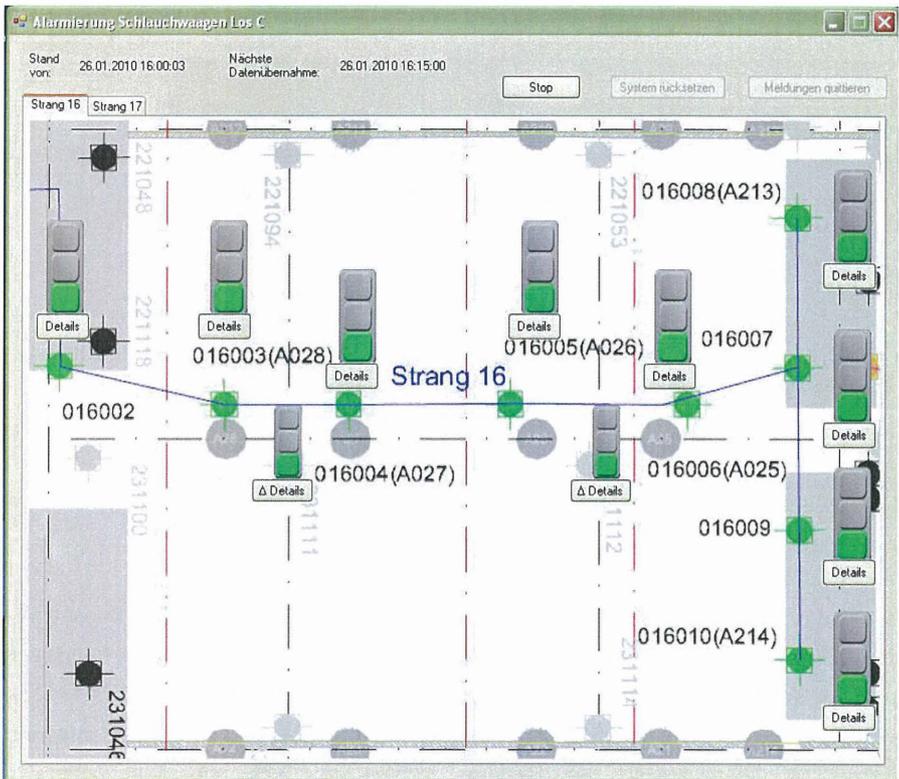


Bild 4: OBSERVER - Oberfläche mit Visualisierung

Mit dieser Netzkonstellation des geodätischen Monitoringsystems konnten Standpunktgenauigkeiten nach der Ausgleichung von 0,5 mm nachweislich erreicht werden. Die Genauigkeiten der Objektpunkte lagen meist im Bereich von ca 1 mm in Lage und Höhe.

## 2.2 Schlauchwaagen

Innerhalb des Gebäudes des Hauptbahnhofes (Versorgungstunnel, Kellerräume und Geschäftsräume, Stützenfundamente) wurde zu Überwachung der Stabilität ein hydrostatisches Setzungsmessungssystem mit Druckschlauchwaagen installiert. Die verschiedenen Überwachungsbereiche wurden in einzelne Messstränge strukturiert. Die gemessenen Höhenänderungen wurden in einem Datenlogger pro Messstrang abgespeichert und bei Abfrage vom Server über einen Stationsbus wurden die gespeicherten Daten in die Messzentrale übermittelt. Hier erfolgt der Import in das Programm GksPro.



Bild 3: Schlauchwaagenreferenz (links) und Sensor (rechts)

Das anfangs mit 150 Schlauchwaagensensoren bestehende RS485-basierte Bussystem, wurde durch die mit dem Baufortschritt einhergehenden Gegebenheiten systematisch ausgebaut auf ca. 350 Sensoren. Durch eine mögliche Länge bis zu 2.000 m für den Stationsbus konnte diese Erweiterung problemlos in das bestehende System integriert werden. Die Genauigkeiten des Systems beträgt ca. 0,25 mm. Die Daten im Messdatenmanagementsystem GksPro wurden dann wieder über die verschiedenen Diagramme aufbereitet und visualisiert.

### **2.3 Fissurometer und weitere Sensoren**

Auftretende Risse wurden mit 3D-Fissurometer beobachtet. Dabei erfolgte die Erfassung der Bewegung in den einzelnen Richtungen über Wegaufnehmer, die in die vorhandene Messbusleitung eingepflegt wurde.



Die durch die Vereisung notwendige Überwachung der Gebäudetemperatur erforderte Sensoren in der Bodenplatte und den Wänden, die ebenfalls ihre Daten über das Netz aus Mess- und Stationsbus an die Messzentrale übermitteln.

Zu Spitzenzeiten erfasste das System 350 Schlauchwaagengeber, 14 Fissurometer, 23 Temperatursensoren und zwei Porenwasserdruckgeber zur Überwachung der Wasserhaltung. Die ungefähre Gesamtlänge des Stationsbusses belief sich im Projekt auf 1,2 km. Insgesamt ist eine Erweiterung auf bis zu 2 km in beliebiger Struktur möglich, so dass es an jede Messaufgabe angepasst werden kann.

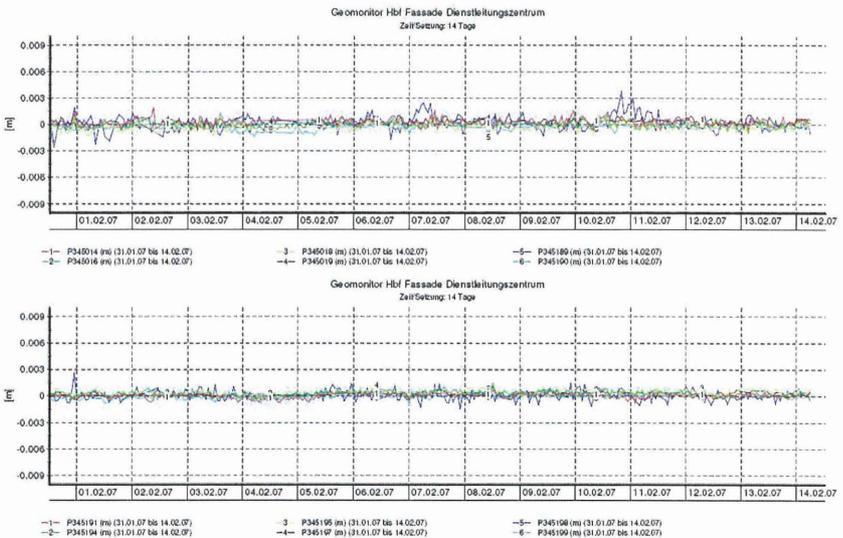
### 3 Datenhaltung

Alle Daten aus den verschiedenen automatischen Messsystemen (Geomonitoring mit Tachymetern, Schlauchwaagen, Fisurimeter, Temperatursensoren) wurden über die bestehende Busanbindung automatisch in das System GksPro übernommen. Die Daten von anderen Messungen, z.B. Präzissionsnivellement wurde händisch in das System eingepflegt. Dieses Messdatenmanagementsystem erlaubt eine strukturierte Erfassung der verschiedenen Daten und eine sichere automatische Archivierung aller Daten. Weitere Informationen werden in einem weiteren Vortrag präsentiert.

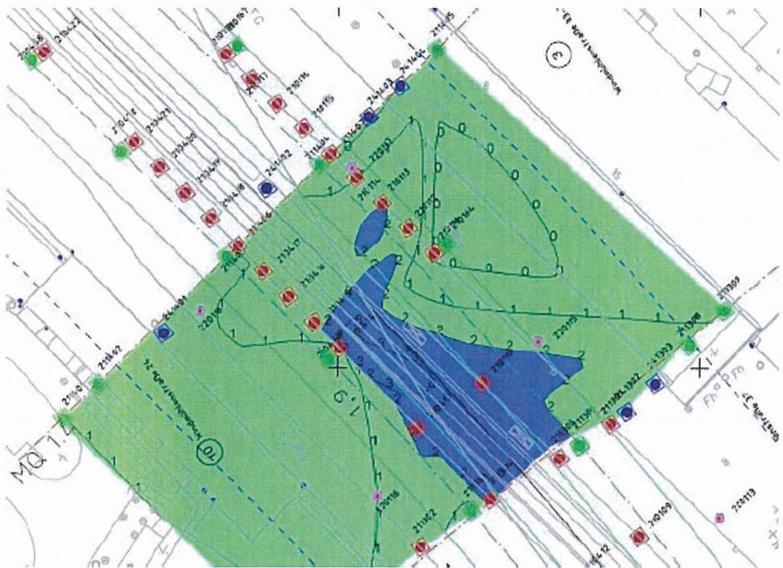
### 4 Datenvisualisierung

Die Daten aus den verschiedenen Messsystemen wurden in unterschiedliche Diagrammtypen aufbereitet. Zum Einsatz kamen folgende Typen:

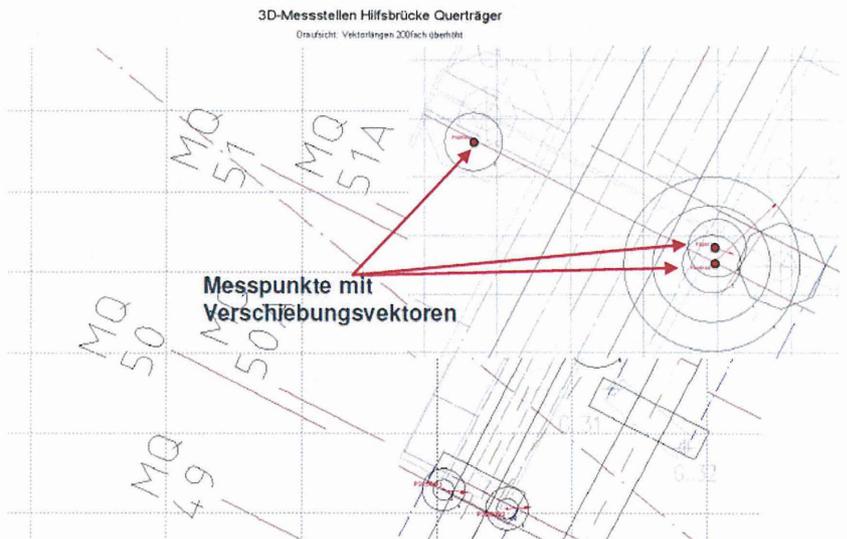
- Zeit- / Setzungsdiagramme



- Isoliniendiagramme



- Vektordiagramme



## 5 Fazit

Mit den unterschiedlichen Messmethoden wurden alle Bereiche am Bauwerk auf Veränderung überwacht und durch die Redundanz der verschiedenen Messsysteme konnten jederzeit die Ergebnisse gegenseitig bestätigt werden. Mit dem Zusammenspiel von mehreren unabhängigen Messsystemen, die alle Daten auf ein gemeinsames Messdatenmanagementsystem lieferten, konnte durch ANGERMEIER INGENIEURE GmbH und GGB GmbH den Verantwortlichen am Los C des City – Tunnels Leipzig jederzeit die notwendigen Information aus den Bauwerksdeformationen zur Verfügung gestellt werden.

---

ANGERMEIER



# Zentralisierung, Verwaltung und Analyse von Messdaten autonomer Teilsysteme am Beispiel des City-Tunnels Leipzig

Thomas Stolp, Steffen Pönitz

**Zusammenfassung:** Bauprojekte mit großer räumlicher Ausdehnung sowie ausgeprägter örtlicher und organisatorischer Verteilung und Autonomie erfordern besondere Maßnahmen im Bereich des zentralen Messdaten-Managements. Am Beispiel des City-Tunnels Leipzig wird ein derartiges System vorgestellt. Die Zentralisierung der Daten infolge der losweisen Vergabe an verschiedene Auftragnehmer und der heterogenen Struktur des Projektes (innerstädtischer Tunnel, Errichtung von Haltepunkten, Anbindung an das bestehende Verkehrsnetz, baugrundstabilisierende Maßnahmen), die Nachvollziehbarkeit von Datenbearbeitungsprozessen, eine hohe Datensicherheit sowie die langfristige Verfügbarkeit aller Daten für den Bauherrn waren grundlegende Anforderungen an die eingesetzte Datenmanagementsoftware. Im Vordergrund stehen dabei die Aspekte der Datenintegration; sie bilden die Basis für alle nachfolgenden Prozesse.

## 1 Zielstellung

Heterogene Messdatenbestände sind typisch für komplexe Bauprojekte. Vielfalt und Komplexität haben ihre Ursachen in unterschiedlichen Bereichen:

- Organisatorisch: Projektstruktur, Projektbeteiligte, wechselseitige Abhängigkeiten
- Räumlich: Verteilte Datenerhebung und -verarbeitung
- Technisch: unterschiedliche Verfahren der Messdatengewinnung, Messdatenspeicherung und –Auswertung.

Im Ergebnis ist die Messdatenhandhabung zunächst durch organisatorische, räumliche und technische Insellösungen geprägt. Unter bestimmten Gesichtspunkten sind solche Lösungen vorteilhaft und unumgänglich: Spezialsoftware für konkrete Messsysteme und technische Prozesse ist ebensowenig generell zu ersetzen, wie etwa die Flexibilität einer Tabellenkalkulation.

Andererseits besteht der Bedarf, den Gesamtdatenbestand eines Projektes nicht nur zu definieren, sondern auch datentechnisch unter Einhaltung von Qualitätsparametern zu handhaben. Dazu gehören

- die systematische Speicherung auf einer einheitlichen datentechnischen Basis (in der Regel in Datenbanken)
- die Zentralisierung der Daten
- die Sicherstellung von Transparenz, Nachvollziehbarkeit und langfristiger Verfügbarkeit
- die übergreifende Bewertung von Daten unterschiedlicher Standorte und Messsysteme, von unterschiedlichen Beteiligten etc.

Beim Bau des City-Tunnels Leipzig wurden diese Forderungen durch den Bauherrn in die Konzeption der Messdatenverwaltung einbezogen und in der Folge umgesetzt. Basis für die Umsetzung war die Datenmanagementsoftware GKSPRO<sup>®</sup>, ergänzt um den tunnelspezifischen Projektmodul TISSY<sup>®</sup>.

## **2 Aspekte der Datenintegration im Projekt City-Tunnel Leipzig**

### **2.1 Zusammenführung von Daten aus unterschiedlichen Messsystemen und sonstigen Datenquellen**

GKSPRO<sup>®</sup> basiert auf einem Datenbankschema, das typische Strukturen des Anwendungsbereiches unterstützt und die Einbeziehung neuer Datenarten und neuer Schnittstellen von vornherein vorsieht. Auf dieser Grundlage wurden zu den Überwachungsschwerpunkten

- Gebäudeüberwachung
- Baugrundstabilisierende und –beeinflussende Maßnahmen (Hebungsinjektionen, Vereisung) und Baugrundüberwachung
- Tunnelvortrieb
- Offene Bauweisen
- Grundwassermessnetz

u.a. Daten zu folgenden Messstellen-Typen integriert:

- Geodätische Messpunkte
- Hydrostatische Setzungsmesssysteme (Schlauchwaagen)
- Horizontal- und Vertikal-Inklinometer, TRIVEC<sup>®</sup>-Messstellen
- Extensometer
- Sohl-Spannungsgeber
- Fissurometer
- Grundwasserpegel,

darüber hinaus

- die Maschinen- und Steuerleitsystem-Daten der Tunnelbohrmaschine
- der zeitbezogene Verlauf sämtlicher Hebungsinjektionen (Menge, Druck)
- Dokumente: Messprogramme, Fotodokumentationen, administrative Unterlagen, Lieferscheine, Arbeitsberichte, Prüfprotokolle etc.

Folgende Schnittstellen-Typen kamen und kommen dabei hauptsächlich zum Einsatz:

- Datentransfer aus Messanlagen und Handmesssystemen
- Import von Daten aus Fremd-Datenbanken
- Import von Übergabeformaten anderer Systeme und Anwendungen
- Standardisierte Excel- und ASCII-Schnittstellen
- Handerfassung.

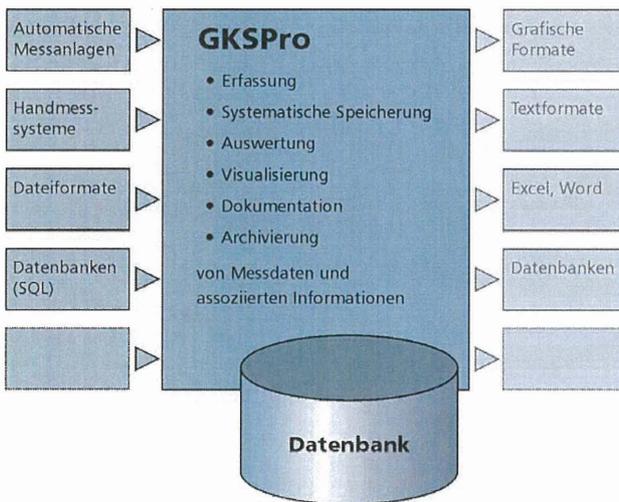


Abbildung 1

GKSPRO®/TISSY® verwaltet darüber hinaus Daten zur Bauwerksgeometrie, insbesondere soweit sie im Auswertungskontext relevant sind (z.B. Trassen).

## 2.2 Zusammenführung der Daten organisatorisch und räumlich autonomer Einheiten

Die Aufteilung des Projektes in Lose führt zu organisatorisch, räumlich und weitgehend auch technisch selbständigen Einheiten.

Ziele waren:

- Autonom arbeitsfähige Standorte; Funktionen der Messdatenverarbeitung auch bei Ausfall oder Einschränkung von Kommunikationsstrecken; Regelmäßiger systematischer (und automatischer) Abgleich von Strukturen und Daten zwischen den Standorten (Teildatenbanken) und einer zentralen Stelle (Gesamtdatenbank)
- Schrittweise Generierung von Teildatenbeständen und eines übergreifenden Gesamtdatenbestandes gemäß konkreter Standort-, Anwender- und Auswertungsanforderungen; Anpassbarkeit der Struktur an wachsende/veränderliche Anforderungen
- Trennung von lokalen und zentral bereitzustellenden Daten
- Anbindung externer Datennutzer mit Viewer-Funktionalität (z.B. Gutachter) auf der Basis von definierbaren Regeln der Datenzuweisung sowie einer klaren organisatorischen und datentechnischen Trennung
- Nachvollziehbare Datenhistorie (Hinzufügen, Ändern, Löschen von Daten) auf Ebene des Datentransfers; Möglichkeit der Kontrolle/Wiederherstellung früherer Zustände.

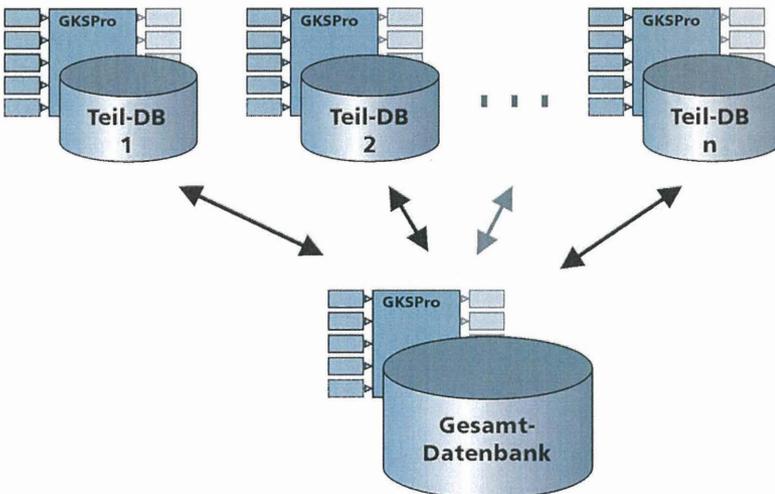


Abbildung 2

Die Realisierung erfolgt auf Basis der GKSPro<sup>®</sup>-Transfertechnologie. Zugrunde liegt ein für den Anwendungsbereich optimiertes Replikationsverfahren. Sowohl die Teildatenbanken der einzelnen Standorte als auch die zentrale Gesamtdatenbank werden durch GKSPro<sup>®</sup>-Instanzen verwaltet (Abbildung 2) und verfügen über ein einheitliches Datenbankschema. Die Instanzen führen zu festgelegten Zeiten und nach festgelegten Freigabe-Regeln den

Datenabgleich (einseitig oder wechselseitig) aus. Als technische Basis der Kommunikation werden verschiedene Technologien unterstützt (VPN-Verbindungen, FTP, offline über Datenträger etc.).

Teildatenbanken liegen u.a. bei

- den AN der beteiligten Lose
- der Bauoberleitung/ Bauüberwachung
- dem Bauherrn.

Die Gesamt-Datenbank wird zentral administriert.

### **2.3 Datenumfang**

Nicht zuletzt bestand und besteht die Aufgabe darin, umfangreiche Datenbestände zeitnah zu erfassen, zu transferieren und verfügbar zu machen. Einige Zahlen sollen dies verdeutlichen.

Die Gesamtdatenbank umfasst derzeit mehr als zwei Milliarden Datensätze. Neben der erwartungsgemäß großen Anzahl von Messwerten der Deformationsüberwachung (manuell und aus automatischen Mess-Systemen) sind dies zu einem relevanten Teil auch Datensätze mit Wirkgrößen- und Archivierungscharakter (u.a. mehr als 200 Einzelparameter der Tunnelbohrmaschine, die während der Vortriebsphasen in hoher Zeitdichte vorliegen, mehr als 30000 Verpresspunkte mit den zugehörigen Injektionen, ...).

In den Vortriebsphasen lag der tägliche Zuwachs bei drei Millionen Datensätzen.

## **3 Aspekte der Datenauswertung im Projekt City-Tunnel Leipzig**

### **3.1 Übergreifende Auswertungssichten**

Mit der Datenintegration im bisher beschriebenen Sinne wird die Voraussetzung geschaffen für Auswertungen, die die Grenzen von Messsystemen und Organisationseinheiten überschreiten. Unterstützt wird die fachlich-inhaltliche Integration von Daten in Auswertungen, unabhängig von Herkunft und struktureller Zuordnung der Daten im Projekt. Funktionen für die operative Datensichtung ermöglichen die schnelle Erkennung und Analyse von Abhängigkeiten zwischen Datenreihen, z.B. zwischen Wirk- und Reaktionsgrößen.

Darüber hinaus wurden verschiedene feste Auswertungstypen für das Projekt definiert und mit GKSpro<sup>®</sup>-Mitteln umgesetzt. Dazu zählen u.a.

- die Deformations-Darstellung in Quer- und Längsschnitten, jeweils für die verschiedenen relevanten Messsysteme

- flächenhafte Deformationsbetrachtungen (Hebungen, Setzungen) in Isoliniendarstellungen mit farbigen Bereichskennzeichnungen und hinterlegten Plänen
  - die Visualisierung von Abhängigkeiten zwischen Injektionen und Deformationen.
- Weiterhin dient der integrierte Datenbestand als Quelle von Datenexporten für externe Spezialsoftware.

Übergreifende Auswertungssichten sind nicht zuletzt auch ein Mittel zur Beurteilung von Datenqualität und Plausibilität durch den Vergleich benachbarter und inhaltlich überlappender Systeme.

### **3.2 Ein Beispiel für die Zusammenführung verschiedener Messsysteme in Auswertungen**

GKSpro<sup>®</sup> unterstützt die geometrische Interpretation eines Messrohrs, in dem Inklinometermessungen durchgeführt werden, als Folge von 3D-Punkten. Auf Basis der durchgeführten Messungen und der Anbindung an das maßgebende Koordinatensystem beschreiben diese Punkte ein 3D-Polygon, das die Lage des Messrohrs zeitabhängig repräsentiert. Jeder Punkt entlang des Messrohrs kann interpretiert werden als Messstelle mit den zeitabhängigen Attributen X, Y und Z und ist als solche z.B. mit vergleichbaren geodätischen Messstellen, Schlauchwaagen, Punkten anderer Messrohre etc. unmittelbar in Auswertungen kombinierbar. Dies bezieht sich auf alle GKSpro<sup>®</sup>-Auswerteformen, also neben Ganglinien-Darstellungen auch auf flächenhafte Auswertungen (Isolinien-Diagramme) oder die Visualisierung von Verschiebungs-Vektoren. Die Ermittlung der zeitbezogenen Koordinaten erfolgt automatisch beim Import der Messungen (z.B. aus einem Handmesssystem).

Die üblichen messungs- und orts-bezogenen Auswertungsformen für Inklinometermessungen stehen parallel zur Verfügung.

## **4 Erfahrungen und Schlussfolgerungen**

Die Forderung des Bauherrn, einen zentralen und systematischen Datenpool zu schaffen, der einerseits die umfassende Bewertung des Projektes aus Sicht der Bauüberwachung unterstützt und andererseits eine langfristige Verfügbarkeit der Daten gewährleistet, wurde mit dem Einsatz von GKSpro<sup>®</sup> erreicht. Die Kontinuität der Datenerhebung und zeitnahen Datenbereitstellung an einer zentralen Stelle versetzt die verantwortlichen Mitarbeiter der Bauüberwachung in die Lage, Daten flexibel und anforderungsgemäß zu bewerten.

Es hat sich gezeigt, dass die Integration der Daten aus verschiedenen technischen Systemen, lokalen Bereichen und organisatorischen Einheiten hierfür erforderlich ist und auf Basis der eingesetzten Software realisiert werden kann. Dabei muss die Datenintegration nicht in jedem Fall einhergehen mit der Etablierung übergreifender Auswertungssichten in der täglichen Praxis; wesentlich ist vor allem auch das diesbezügliche Potential des Datenbestandes für den Zeitraum der Projektnachsorge.

### **Literatur**

- GGB mbH (2009): GKSpro®, Dokumentation für Systemanwender
- M. Schäfer, W. Niemeier, T. Stolp, M.-B. Schaller (2004): TISSY - Ein Informations- und Managementsystem für Tunnelbauvorhaben. In: Messen in der Geotechnik 2004, Mitteilungsheft des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Nr. 77, Technische Universität Braunschweig, Fachseminar 09./10. September 2004, S. 103-110
- ARGE GEO CTL Los B (2006): City-Tunnel Leipzig Los B, Diagramm-Konzept GKSpro\TISSY

### **Anschriften**

Dr.-Ing. Thomas Stolp  
GID Gesellschaft für Informatikdienste mbH  
Johann-Sebastian-Bach-Straße 30  
15732 Eichwalde  
[tstolp@gid.de](mailto:tstolp@gid.de)

Dipl.-Phys. Steffen Pönitz  
GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH  
Leipziger Straße 14  
04579 Espenhain  
[spoenitz@ggb.de](mailto:spoenitz@ggb.de)



## Durchmesserlinie Zürich

### Geotechnisches und Geodätisches Monitoring für ein grosses innerstädtisches Infrastrukturprojekt

Christian Meyer, terra monitoring ag, Zürich

#### 1 Einleitung

Im Untergrund der Stadt Zürich wird im Auftrag der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) bis zum Jahr 2013 ein 1.7 Mrd SFr (ca. 1.1 Mrd Euro) teures Verkehrsprojekt realisiert. Die 9.6 km lange Durchmesserlinie durchquert die Stadt Zürich in einem grossen Bogen vom Stadtteil Altstetten über den Hauptbahnhof bis zum Stadtteil Oerlikon.

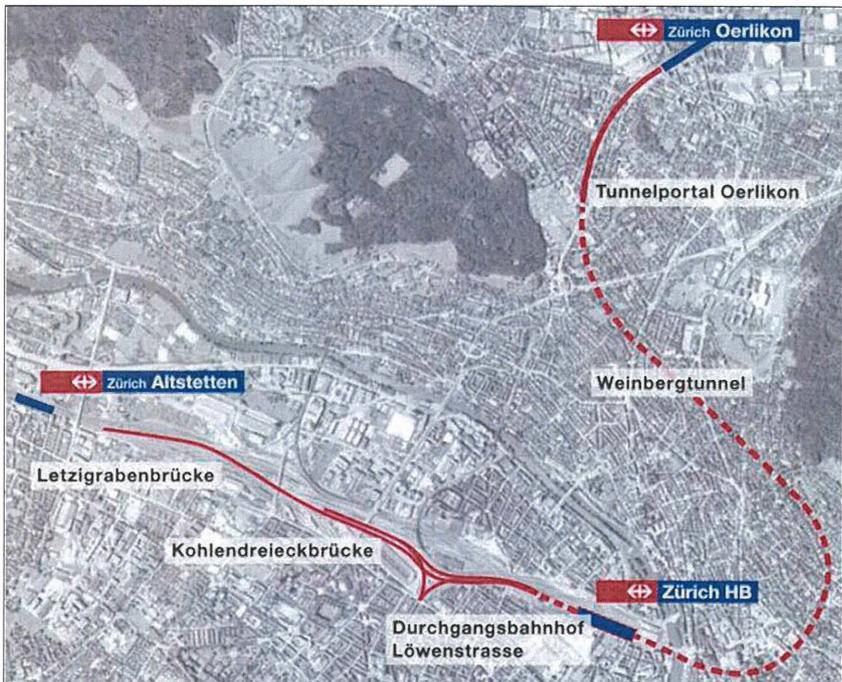


Abbildung 1: Das Gesamtprojekt „Durchmesserlinie“ in der Übersicht [1]

Der Hauptbahnhof Zürich ist der Dreh- und Angelpunkt des Schweizer Schienenverkehrs. Die Pendlerströme nehmen stetig zu. Bis zum Jahr 2020 wird eine Zunahme der Reisenden und

Passanten, die den Zürcher Hauptbahnhof benutzen, von aktuell ca. 300'000 auf über eine halbe Million Personen pro Tag erwartet. Damit gelangt der Bahnhof an die Grenzen seiner Kapazität. Die Durchmesserlinie bietet ab Ende 2013 die Lösung für diesen Engpass. Zentraler Bestandteil der Durchmesserlinie ist der unterirdische Durchgangsbahnhof Löwenstrasse. Richtung Westen werden die Gleise über zwei neue Brückenbauwerke bis Altstetten geführt. Richtung Osten wird der Weinbergtunnel den Hauptbahnhof mit Oerlikon verbinden.

In Folge der durch die innerstädtische Lage bedingten Komplexität des Projektes, kommt dem Schutz von Personen, der umliegenden Gebäude und Infrastruktur eine grosse Bedeutung zu. Um dem Rechnung zu tragen, wurde ein komplexes automatisches Überwachungssystem eingerichtet. In diesem Beitrag wird ein Einblick in das dem Überwachungssystem zugrunde liegende Konzept gegeben und einzelne im Projekt eingesetzte innovative oder speziell an die Randbedingungen des Projektes angepasste Messsysteme und Sensoren vorgestellt.

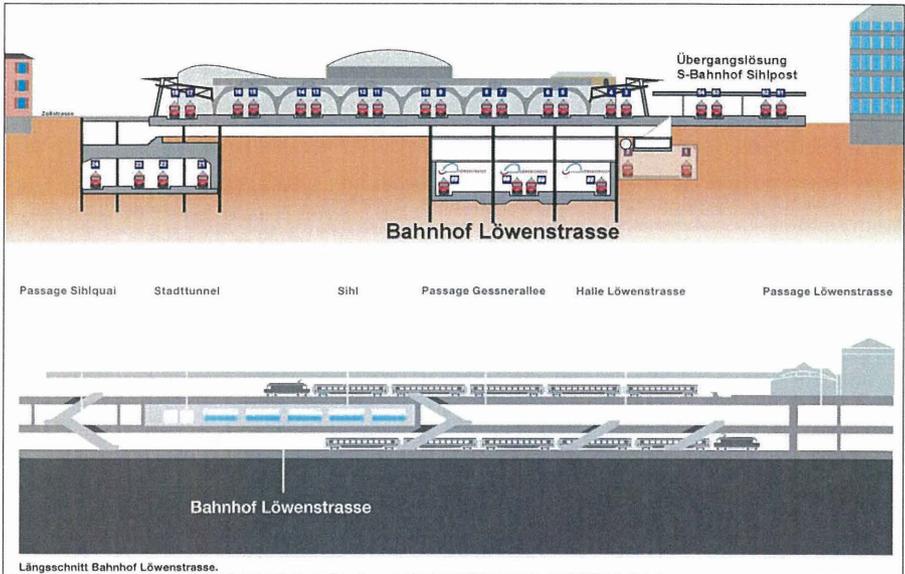
## **2 Die Projektabschnitte**

Das Projekt „Durchmesserlinie“ ist in 4 Abschnitte untergliedert:

- Abschnitt 1: Streckenabschnitt von Altstetten bis zum westlichen Tunnelportal
- Abschnitt 2: Der unterirdische Bahnhof Löwenstrasse
- Abschnitt 3: Der Weinbergtunnel bis zum Tunnelportal Oerlikon
- Abschnitt 4: Der Einschnitt Oerlikon vom Tunnelportal bis zum Bahnhof Oerlikon

Das Überwachungsprogramm konzentriert sich mit seinen wesentlichen Komponenten auf die unterirdisch bzw. in einem Einschnitt verlaufenden Abschnitte 2 bis 4, die hier kurz vorgestellt werden.

Im Abschnitt 2 wird der neue Bahnhof bei laufendem Betrieb, 16 m unter den heutigen Gleisen in Deckelbauweise gebaut. Dies ist erforderlich, da der Zugverkehr im Zürcher Hauptbahnhof so dicht ist, dass während der Bauarbeiten nicht auf einzelne Gleise verzichtet werden kann. Neben der logistischen Herausforderung, den laufenden Bahnhofsbetrieb so wenig wie möglich einzuschränken, muss hier auch die Sihl, ein Fluss mit ausgeprägter Gebirgscharakteristik unterquert werden. Die Arbeiten müssen im Schutze einer Grundwasserabsenkung ausgeführt werden.



**Abbildung 2: Längs- und Querprofil zum Abschnitt 2 („Bahnhof Löwenstrasse“) [1]**

Der Weinbergertunnel (Abschnitt 3) unterfährt den rund 150 Jahre alten, denkmalgeschützten Südtrakt des Hauptbahnhofs Zürich sowie den Fluss Limmat und mündet in einer S-förmigen Kurve in den Bahneinschnitt beim Bahnhof Oerlikon. Der Vortrieb erfolgt vom Portal in Oerlikon aus mit einer Tunnelbohrmaschine als Doppelspurtunnel mit einem Ausbruchdurchmesser von 11,20 m. Parallel zu dem Haupttunnel wird der Flucht- und Rettungsstollen mit einem Ausbruchdurchmesser von 4.7 m gebohrt und alle 500 m über Querschläge mit dem Haupttunnel verbunden. Eine besondere Herausforderung ist die Unterfahrung des Bahnhofplatzes, welche aufgrund der geologischen Bedingungen im Schutze eines über 130 m langen Grossrohrschirmes erfolgen muss. Auch die in bergmännischer Bauweise ausgeführte Unterquerung des Südtraktes machten spezielle Bauverfahren und eine intensive Überwachung erforderlich.

Der Weinbergertunnel mündet nach rund 5 km in den Bahneinschnitt Oerlikon. Um Platz für die zwei neuen Gleise zu schaffen, muss der Einschnitt im Abschnitt 4 um bis zu 18 m verbreitert werden, wodurch die Ränder des Einschnittes bis unmittelbar an die bestehende Bebauung heranreichen. Zum Schutze der Gebäude wird auf der Ostseite des Einschnittes ein rund 650 m langes und bis zu 28 m hohes Stützbauwerk hergestellt. Insgesamt werden in diesem Bereich über 2 Millionen Kubikmeter Erde bewegt.

### 3 Das Überwachungsprojekt

Der Tunnelbau im Untergrund einer Stadt erfordert aus Sicherheitsgründen besondere Überwachungsmassnahmen. Menschen, Gebäude und Verkehrswege dürfen auf keinen Fall zu Schaden kommen. Beim Überwachungssystem der Durchmesserlinie (DML) handelt es sich um ein Pionierprojekt, denn noch nie wurde ein Überwachungssystem von dieser Grössenordnung erstellt. Die SBB entschlossen sich, dieses Überwachungsprojekt als übergeordnetes, spezielles Mandat auszuschreiben. Da weltweit keine Referenzobjekte dieser Grössenordnung vorhanden waren, bestand die Herausforderung für die SBB vorrangig darin, eine wirtschaftlich optimierte Lösung zu finden [2]. Man hat sich hierbei entschlossen einen Rahmen von 315 Einzelpositionen zu schaffen, über die die Lieferung, Installation und Wartung der Sensoren sowie die Messintervalle und die Art der Datenvisualisierung definiert wurden. Gleichzeitig wurden ausreichende Freiräume geschaffen, um dem Bieter die Möglichkeit zu geben sein Konzept für das Überwachungssystem zur Geltung zu bringen und spezifische Lösungen für nicht ganz alltägliche Messaufgaben zu erarbeiten.

Insgesamt wurden 5 Mandate ausgeschrieben, je ein Mandat für die Bauherrenvermessung in den Abschnitten 1 bis 4 sowie ein Gesamtmandat für die geodätische und geotechnische Überwachung in den Abschnitten 1 bis 4. Jedes Mandat wurde einzeln vergeben, wobei das Überwachungsmandat mit rund 10 Mio SFr den grössten Anteil der Gesamtvergabesumme von insgesamt 16 Mio SFr. (ca. 11 Mio Euro) ausmacht.

Auf der Grundlage der von der terra durchgeführten Auftragsanalyse wurden für das Überwachungsprojekt folgende Kennzahlen ermittelt:

**Tabelle 1: Kennzahlen des Überwachungsprojektes gemäss Auftragsanalyse**

Automatische Messsysteme	Manuelle Messungen
Erforderliche Messsysteme	
<ul style="list-style-type: none"><li>- 70 Tachymeter mit ca. 3000 Messpunkten</li><li>- 850 Schlauchwaagensensoren</li><li>- 50 Neigungssensoren</li><li>- 28 Ketteninklinometermessstellen</li><li>- 15 Piezometer</li><li>- 3 Messstandorte für Grundwasserqualität</li><li>- 2 Überwachungssysteme für den Grossrohrschirm</li><li>- Ankerkraft- und Dehnungsmessgeber</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Über 1000 Messpunkte für Nivellements</li><li>- 35 Vertikalinklinometermessstellen</li><li>- 5 Neigungsmessstellen</li><li>- 7 Gleitdeformetermessstellen</li><li>- 6 Extensometermessstellen</li></ul>

Automatische Messsysteme	Manuelle Messungen
Randbedingungen	
<ul style="list-style-type: none"><li>- Messintervall: 30 bis 60 Minuten</li><li>- Messungen an 365 Tagen im Jahr über 24 Stunden am Tag</li><li>- Projektdauer: 6 Jahre</li><li>- Online-Zugriff auf die Messdaten für die Projektbeteiligten muss kontinuierlich gewährleistet sein</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Messintervall gemäss Überwachungsplan</li><li>- Online-Zugriff auf die Messdaten für die Projektbeteiligten muss kontinuierlich gewährleistet sein</li></ul>
<b>⇒ Es ist mit ca. 500'000 Messwerte pro Tag zu rechnen, die auf Grenzwertüberschreitungen überprüft werden müssen!</b>	

Aus der Auftragsanalyse ergaben sich für das einzusetzende Überwachungssystem hohe Anforderungen und ein grosses Mass an Flexibilität hinsichtlich der Einbindung der Sensoren, der Datenvisualisierung und der Alarmierungsfunktionen. Die auf dem Markt vorhandenen Systeme haben diesen Anforderungen nicht entsprochen. Insbesondere die Einbindung der geodätischen Messsysteme und die grossen zu erwartenden Datenmengen waren kritisch zu beurteilen. Unter Berücksichtigung der bereits innerhalb der Firma vorhandenen Erfahrungen bei der Entwicklung von Überwachungssystemen, wurde deshalb die Entscheidung getroffen, ein eigenes Monitoring-System zu entwickeln.

#### 4 Die Software im Hintergrund: *swissMon*

Das *swissMon* zugrunde liegende Messkonzept beruht auf einem konsequent modularen und somit beliebig skalierbaren Modell mit drei Ebenen.

1. tMon: Steuerung der Messsysteme und Berechnung der Messergebnisse.
2. tLis: Verarbeitung und Speicherung der Messergebnisse sowie Alarmierung.
3. tWeb: Visualisierung der Messergebnisse und Webzugriffsebene.

Auf der tMon-Ebene werden innerhalb räumlich begrenzter Einheiten die Sensoren an einen Datenknoten angeschlossen. Die Sensoren (z.B. Tachymeter, Schlauchwaagensysteme, tShape-Messketten, Ankerkraftmessgeber etc.) werden von diesem Knoten aus gesteuert und die erfassten Daten auf diesem ausgewertet. Die von tMon durchgeführten Auswertungen umfassen beispielsweise bei den Tachymetern die Berechnung von Ausgleichsmodellen für jede Epoche, die Qualitätskontrolle der Anschlusspunkte sowie die Prüfung der Lagerung und Orientierung. Ähnlich hierzu werden bei den eingesetzten Schlauchwaagen die Messdaten im Rahmen der Datenakquisition gefiltert und die hydrostatischen Höhen berechnet. In-

nerhalb von tMon können darüber hinaus Kennwerte, wie z.B. Setzungsdifferenzen, Verwindungen, Gradienten etc. aus den Messdaten abgeleitet werden und Messsysteme dynamisch miteinander verknüpft werden. Durch tMon können auch erste einfache Grenzwertprüfungen für einzelne Parameter durchgeführt werden. Im Ergebnis dieser Prüfungen können Alarme direkt auf der Baustelle über akustische oder visuelle Signale ausgegeben werden. Die tMon-Datenknoten sind an das Internet angeschlossen und liefern die ausgewerteten und validierten Messergebnisse an die Datenbank-Ebene (tLis).

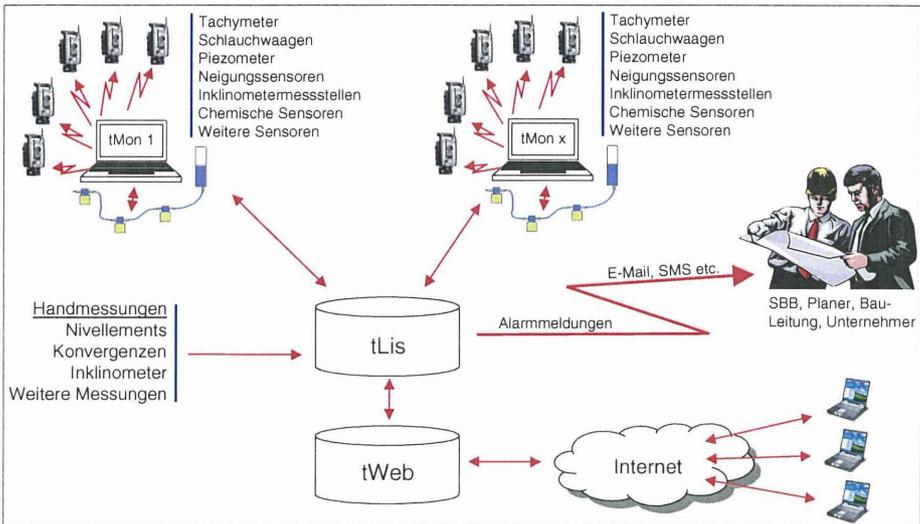


Abbildung 3: Die Struktur von swissMon

Die durch tMon gesammelten Daten werden auf der Datenbankebene (tLis) archiviert und hier nach Bedarf mit zusätzlichen Informationen ergänzt. Die manuell erfassten Messdaten werden nach der Auswertung direkt in tLis eingelesen. Alle erfassten Messergebnisse werden mit den vorgegebenen Grenzwerten verglichen. Neben der Definition unterschiedlicher Alarmniveaus, im Falle des DML-Projektes Aufmerksamkeits-, Alarm-, und Interventionsniveau, bietet tLis auch die Möglichkeit komplexe Prüfroutinen anzuwenden. So kann tLis z.B. kritische Messwerte mit den Ergebnissen anderer Messpunkte der selben Epoche oder mit Ergebnissen von zeitlich nacheinander folgenden Epochen vergleichen, wodurch sich das Risiko von systembedingten Fehlalarmen im Projekt auf ein Minimum reduzieren liess. Bei bestätigten Grenzwertüberschreitungen werden von tLis aus Alarmprozesse ausgelöst. Auch hier wurden für das DML-Projekt umfangreiche Möglichkeiten implementiert. Zur Abbildung der Projektstruktur lassen sich Personengruppen definieren, wobei jedem erfassten Messwert und

Alarmniveau eine Person oder eine Personengruppe zugewiesen werden kann. Für die Übermittlung der Alarmmeldungen stehen alle gängigen Kommunikationsmittel wie Email, SMS, Pager, Fax-Mitteilungen oder auch telefonische Sprachmitteilungen zur Verfügung. Für kritische Bereiche erfolgt darüber hinaus eine automatische Prüfung, ob die Alarmmeldungen tatsächlich den Empfänger erreicht haben und von diesem zur Kenntnis genommen wurden.

Die Datenbankebene befindet sich auf einem Projektserver, der sich im Regelfall ausserhalb der Baustelle befindet. Die auf dem Projektserver abgelegten Daten werden regelmässig redundant gesichert.

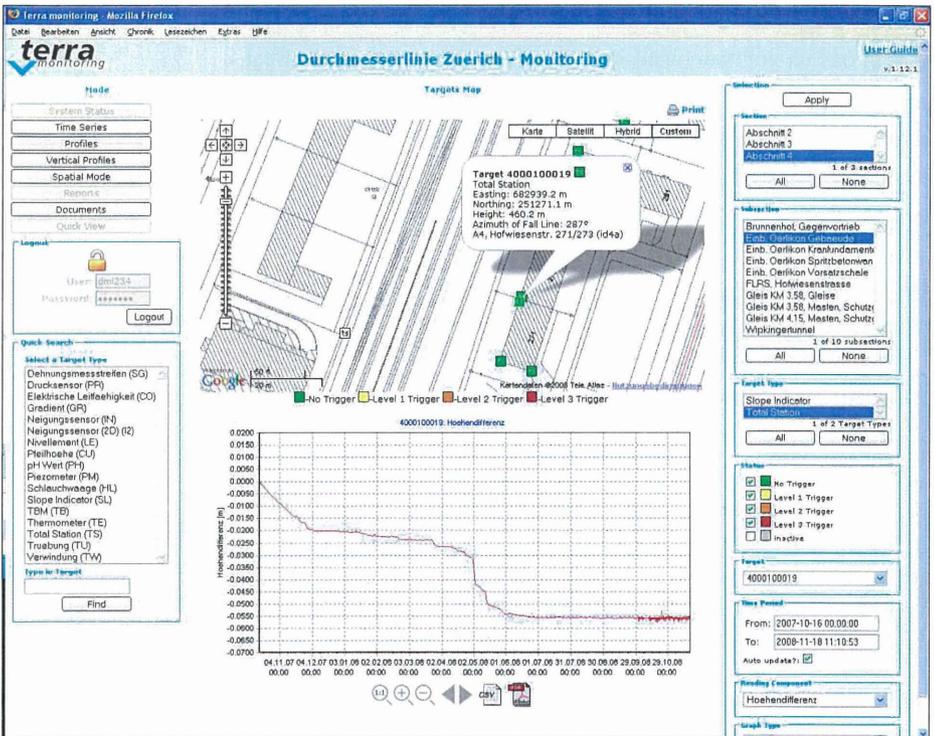


Abbildung 4: Darstellung einer Messstelle und des zugehörigen Messwertes in tWeb

Für die Visualisierung der Messdaten greift tWeb direkt auf die Datenbankebene zu. Durch tWeb werden folgende Grundfunktionen zur Verfügung gestellt:

- Messdatensvisualisierung (Zeitreihen, Profile, Vertikale Profile, Setzungsmulden)
- Visualisierung von Grenzwertverletzungen
- Bereitstellung von gemeinsam genutzten Dokumenten (Pläne, Überwachungskonzepte etc.)
- Auswahl der Hintergrundkarten (z.B. Satellitenbilder, Stadtpläne, Katasterpläne oder projektspezifische Detailpläne, Zeichnungen und Fotos)
- Schnellsuche von Punkten
- Export der dargestellten Messreihen im PDF- oder CSV-Datenautauschformat
- Zugriffskontrolle durch Passwort-Schutz

Für den Zugriff auf die Messdaten über tWeb wird auf Seiten der projektbeteiligten lediglich ein an das Internet angeschlossener PC inkl. Webbrowser benötigt.

Die Messdaten werden grundsätzlich in einer anschaulichen Art dargestellt, so dass sich auch komplexe Messdaten, wie z.B. die Ergebnisse von Konvergenzmessungen, auf einen Blick erfassen lassen (vgl. Abbildung 5).

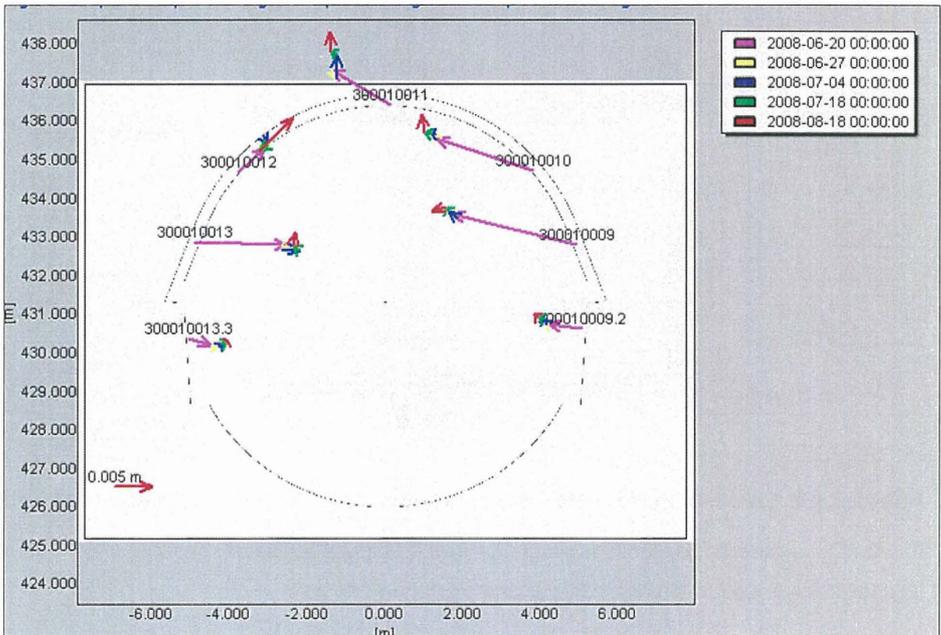


Abbildung 5: Darstellung von Konvergenzmessungen als Vektorkette in tWeb

Neben den eigentlichen Messdaten werden in tWeb auch sekundäre Informationen bereitgestellt, die eine Interpretation der Messwerte erleichtern. So wird u.a. der Fortschritt der beiden Vortriebe für den Weinbergtunnel in einer Grundrissdarstellung und als Fortschritts-Zeitdiagramm dargestellt.

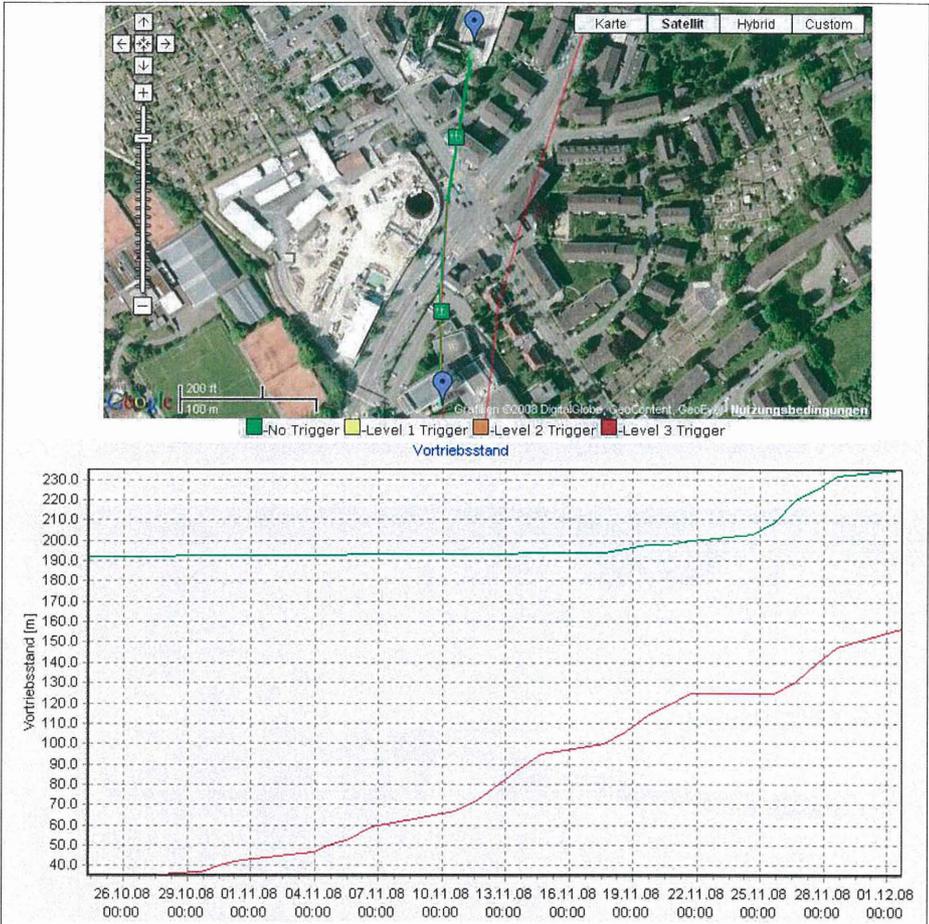


Abbildung 6: Darstellung des Fortschrittes der 2 TBM-Vortriebe in tWeb

## 5 Die Sensoren

**SwissMon** ist modular aufgebaut und durch seine Struktur frei skalierbar. Schnittstellen für eine Vielzahl von handelsüblichen geodätischen und geotechnischen Sensoren sind bereits vorhanden. Sensoren können grundsätzlich integriert werden, sofern sie über eine digitale

Datenschnittstelle und eine offenes Übertragungsprotokoll verfügen. Für die Einbindung analoger Sensoren müssen A/D-Wandler zwischengeschaltet werden.

Neben den hohen Anforderungen an die Logistik und die elektronische Datenverarbeitung haben sich aus den zur Anwendung kommenden Bautechnologien auch neue Herausforderungen an die Sensortechnik ergeben. Aus der Vielzahl der im DML-Projekt eingesetzten geodätischen und geotechnischen Sensoren werden hier zwei geotechnische Messsysteme hervorgehoben, denen im Projekt eine besondere Bedeutung zukommt.

### 5.1 Die Schlauchwaage

Zur Durchführung von Setzungsmessungen an schwer zugänglichen Bauteilen innerhalb des Bahnhofgebäudes sowie an den Widerlagern und Stützmauern der Brücke über die Limmat und des Sihl-Durchlasses sieht das Messkonzept den Einsatz von Schlauchwaagen vor. Dieses Messsystem arbeitet nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren. Die einzelnen Sensoren werden an den zu beobachtenden Bauteilen befestigt und mit einem mit Flüssigkeit vollständig gefüllten Schlauchsystem miteinander verbunden. Die Messungen erlauben die Kontrolle der vertikalen Bewegungen relativ zu einer horizontalen Bezugsebene.

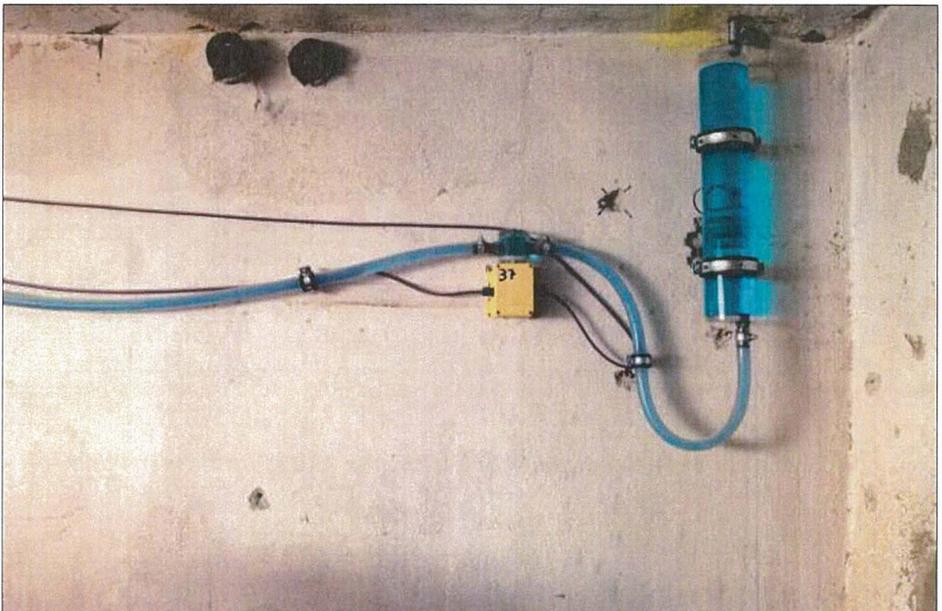


Abbildung 7: Schlauchwaagensensor mit Ausgleichgefäß

Gemäss Projektanalyse werden insgesamt 850 einzelne Sensoren benötigt, die unter zum Teil sehr schwierigen Randbedingungen zu montieren waren und verschiedenen für das Projekt formulierten Anforderungen genügen mussten. Zu diesen Anforderungen zählen neben der Zuverlässigkeit und Langzeitstabilität insbesondere die Möglichkeiten für eine einfache und flexible Installation und eine ausreichende Flexibilität bei der Überwindung von Hindernissen. Bei den am Markt verfügbaren Sensoren war insbesondere die Flexibilität bei der Überwindung von Hindernissen nicht gegeben, da hier unter Berücksichtigung des Messbereiches der Sensoren eine weitestgehend horizontale Montage der einzelnen Sensoren vorausgesetzt werden musste.

Die terra hat sich deshalb entschieden, ein eigenes, an die Randbedingungen des Projektes angepasstes und hinsichtlich der Datenübertragung optimiertes System zu entwickeln.



**Abbildung 8: Ergebnisse eines im Juni 2008 in Betrieb genommenen Schlauchwaagensensors**

Das entwickelte System arbeitet auf der Basis digitaler Drucksensoren. Die maximalen Höhenunterschiede im hydrostatischen System dürfen bis zu 3.5 m betragen wobei eine Systemgenauigkeit von  $\pm 1$  mm erreicht wird. Die Datenkommunikation erfolgt über ein digitales Bussystem auf der Basis einer RS485 Verkabelung. Es können in einer Messkette bis zu 128 Sensoren von tMon aus direkt angesteuert werden. In tMon ist auch eine robuste Filterung

implementiert, um Störungen (z.B. durch Erschütterungen) zu eliminieren.

Das System wurde erstmals im Frühling 2008 installiert und hat sich sowohl wirtschaftlich als auch hinsichtlich der Handhabbarkeit und seiner Zuverlässigkeit bewährt.

## 5.2 Die tShape-Messkette

Ausgehend vom Schacht Südtrakt wird im Bereich der zukünftigen Tunnelachse ein Rohrschirm in Richtung der Limmat hergestellt. Ziel dieser Arbeiten ist es, während des Vortriebs der Tunnelbohrmaschine die Verformungen an der Oberfläche und der benachbarten Gebäude auf ein Minimum zu reduzieren. Zur Überprüfung der Wirksamkeit des Rohrschirmes, soll dieser messtechnisch überwacht werden. Hierfür wurden zwei Rohre im Firstbereich des Tunnels mit Messsystemen ausgestattet.

Der Rohrschirm wird mit einer Länge von bis zu 135 m und einer vom Startpunkt abfallenden Neigung von 3% ausgeführt und ist für die Installation nur vom Startschacht aus erreichbar.

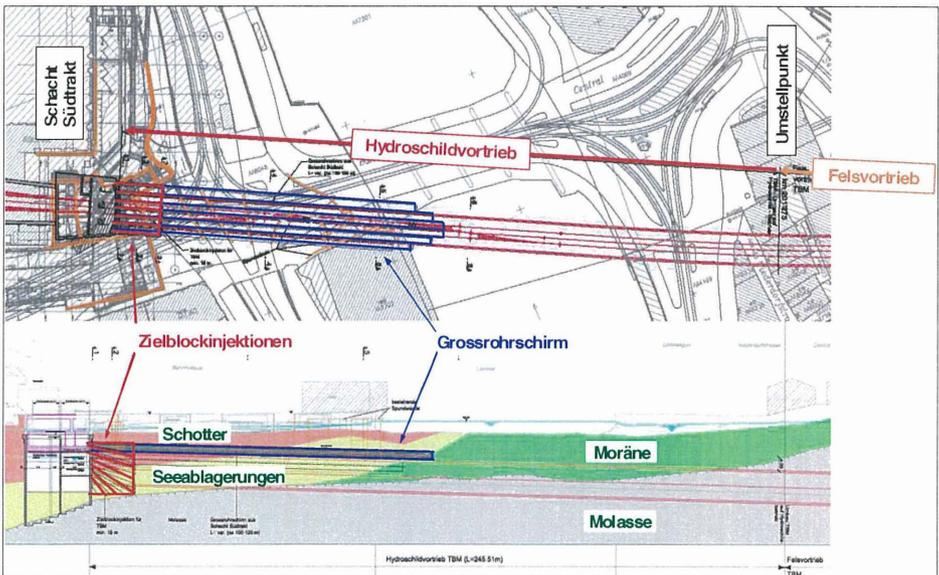
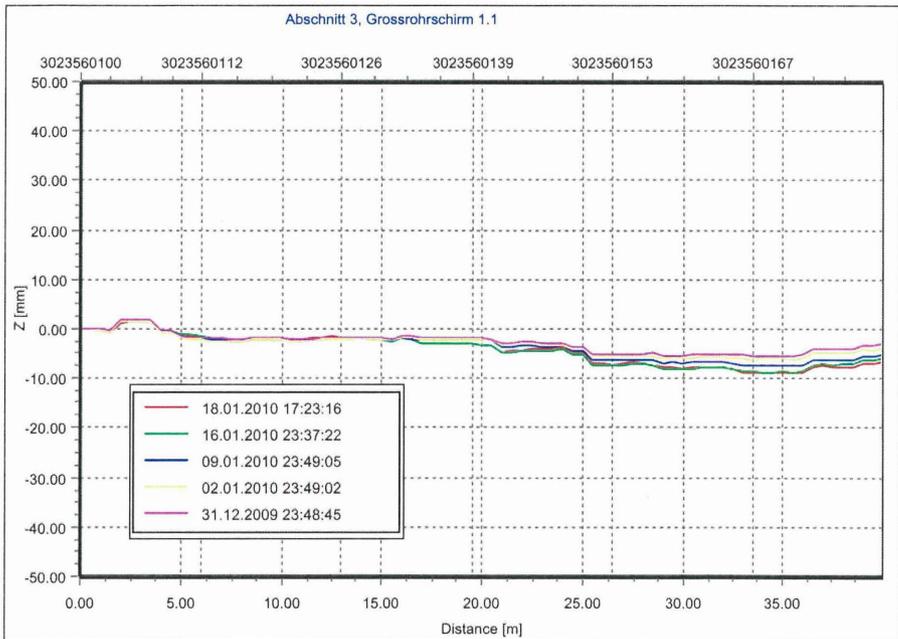


Abbildung 9: Der Grossrohrschirm in der Lage und im geologischen Schnitt

Unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen und der vom Projekt aus hinsichtlich der räumlichen Auflösung gestellten Anforderungen, erschien der Einsatz klassischer



und 1 x 25 m. Nach dem Einbau der Messketten wurden die Rohre GRS1 und GRS4 ausbetoniert und die Messsysteme an den nächsten Datenknoten des Überwachungssystems angeschlossen. Die Verknüpfung der einzelnen eingebauten Messketten erfolgt auf Softwareebene innerhalb von tMon. Die ersten eingebauten Systeme liefern seit Anfang November kontinuierlich Messdaten.



**Abbildung 12: Erste Ergebnisse der tShape-Messkette GRS1 (Bereich 0 m bis 40 m)**

Durch die grosse Länge des Rohrschirms und die eingeschränkte Zugänglichkeit bietet die tShape-Messkette gegenüber konventionellen Messketten erhebliche Vorteile. Durch einen Sensorabstand von nur 0.5 m und dem vollkommen gekapselten Aufbau, liefert das System eine höhere räumliche Auflösung und ist mit wesentlich geringerem Aufwand einzubauen. Die Absolute Genauigkeit des Systems liegt auf der Grundlage der vorliegenden Messergebnisse bei ca. 2.5 mm auf 100 m Messlänge

## 6 Fazit

Im Rahmen des Projektes „Durchmesserlinie Zürich“, einem der aktuell grössten innerstädtischen Tunnelbauprojekte, wurde durch die terra monitoring ag ein umfassendes Monitoring-system entwickelt und erfolgreich zu Einsatz gebracht. Mit Bearbeitungsstand Januar 2010 werden mit *swissMon* 395'000 Messwerte pro Tag automatisch verarbeitet und auf Grenzwertverletzungen geprüft. Das System arbeitet mit einer sehr geringen Fehlerrate von unter 0.003 ‰.

Es ist gelungen, eine Vielzahl an geotechnischen und geodätischen Sensoren und Messsystemen in ein einheitliches Überwachungssystem zu integrieren. Bestehende Messsysteme, wie die Schlauchwaagensensoren, wurden erfolgreich weiterentwickelt und an die projektspezifischen Randbedingungen angepasst. Neue, innovative Messsysteme, wie die tShape-Messketten, wurden erstmalig zum Einsatz gebracht.

Die Eigenentwicklung von *swissMon* hat sich gelohnt, da hierdurch eine hohe Flexibilität bei der Umsetzung der Kundenwünsche und schnelle Reaktionszeiten bei notwendigen Anpassungen erreicht wurden. Das System kann ständig auf der Grundlage neuer Projekterfahrungen weiterentwickelt werden und bietet eine Komplettlösung für zukünftige Projekte.

## 7 Literatur

- [1] Schweizerische Bundesbahnen SBB, Informationsbroschüre und Faktenblätter zu den Abschnitten der Durchmesserlinie ([www.durchmesserlinie.ch](http://www.durchmesserlinie.ch))
- [2] Stephan Eisenegger (2009): Alarmzeichen automatisch erkennen, In: BY RAIL.NOW! 2009 (Sonderpublikation der SWISS Engineering-Reihe).



# **AUTOSEIS - Untersuchungen zu den Abhängigkeiten der Wellenausbreitung im Lockergestein mit Hilfe eines großmaßstäblichen Versuchsstandes**

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

## **1 Einleitung**

Eine wesentliche Voraussetzung für das sichere Bauen im Untergrund besteht in dem Erkennen von geologischen Eigenschaften des Baugrundes sowie der richtigen Einschätzung geologisch-geotechnischer Risiken, die mit einem Tunnelvortrieb einhergehen, einen Tunnelvortrieb behindern oder schlimmstenfalls zum Stillstand des Vortriebs führen. Besonders im maschinellen Tunnelbau kann ein plötzliches Anfahren von Grenzflächen oder Störzonen zu hohen Kosten verursachenden Schäden führen. Wichtig ist vor allem das rechtzeitige Erkennen von Problembereichen bereits zu Beginn der Planungsphase als auch während der Durchführung der Baumaßnahme. Die stichpunktartige Erkundung, d. h. Bodenerkundungen von der Oberfläche und/oder direkt aus dem Tunnelbauwerk heraus, liefert immer nur ansatzweise Informationen bzw. Grundlagen für die anschließende Interpretation der geologischen Verhältnisse, unter denen ein Tunnelbauwerk aufgefahren werden kann. Detailinformationen über die tatsächliche geologische Struktur, d. h. wechselnde Bodenschichten, Störungs- und Karstzonen, eingelagerte Gesteinsblöcke, wasserführende Gebirgsabschnitte, Hohlräume und anthropogene Hindernisse (z. B. Bomben, Fundamente) ergeben sich im Allgemeinen erst bei der Auffahrung des Tunnelbauwerks selbst. Sie stellen ein nicht zu unterschätzendes Gefährdungspotenzial für den Tunnelbau dar, weil wechselnde Eigenschaften der Geologie zu großen Schäden bis hin zum Einsturz eines Tunnels führen können.

Mit dem Einsatz einer Tunnelbohrmaschine (TBM) besteht im direkten Vergleich mit der Spritzbetonbauweise, bei der mit speziellen Ausbruchsklassen auf mögliche unvorhersehbare Ereignisse bereits in der Ausführungsplanung eingegangen werden kann, nur eine eingeschränkte Reaktionszeit auf wechselnde Geologien. Zwar besteht auch hier die Möglichkeit der Durchführung von Erkundungsbohrungen, die damit einhergehenden Stillstandszeiten würden aber den Vorteil des maschinellen Tunnelvortriebs wieder minimieren. Auch der Einsatz von hochauflösenden Baugrunderkundungsverfahren von der Oberfläche aus führt aufgrund von hohen Überlagerungen oder Unzugänglichkeiten nicht zu

den erwünschten Resultaten. Seit einigen Jahren werden daher zerstörungsfreie Vorerkundungssysteme entwickelt, die mit Hilfe geophysikalischer Messungen Gefahrenzonen bereits im Vorfeld der Tunneldurchfahrung lokalisieren können, ohne den Vortrieb während der Messungen zu unterbrechen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens AUTOSEIS wurde das von der HERRENKNECHT AG im Lockergestein eingesetzte geophysikalische Vorerkundungsverfahren SSP (Sonic Softground Probing), welches auf Grundlagen der Reflexionsseismik basiert, weiterentwickelt und optimiert. Dafür ist es von besonderer Bedeutung, die Abhängigkeiten der Wellenausbreitung im Lockergestein zu kennen. Aus diesem Grund wurde am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig ein großmaßstäblicher Versuchsstand errichtet, in dem unter definierten Randbedingungen zum einen die Verbesserungen der Hard- und Auswertungssoftware getestet und zum anderen die Grundlagen der Wellenausbreitung untersucht wurden.

## **2 Sonic Softground Probing**

Unter dem Begriff Sonic Softground Probing (SSP) versteht man ein zerstörungsfreies Vorerkundungsverfahren mit kontinuierlichem Monitoring der Lockergesteinsformation für den maschinellen Tunnelbau mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust. Es ermöglicht, die Dichtekontraste des Bodens im Bereich der Trasse vor der Tunnelbohrmaschine messtechnisch zu erfassen.

Das Messverfahren basiert auf der akustischen Reflexionsmessung, bei der petrophysikalische Kontraste Reflexionen im durchschallten Boden erzeugen. Das frequenzcodierte akustische Sendesignal wird direkt aus dem Schneidrad, in dem das Sende- und die Empfangsgeräte integriert sind, über das Stützmedium vor der Ortsbrust bei laufendem Vortrieb abgestrahlt. Die Signalenergie breitet sich mit der jeweiligen gesteinsabhängigen Geschwindigkeit der Kompressionswelle aus und wird an den Grenzflächen reflektiert. Abbildung 1 zeigt in einer grafischen Übersicht die Funktionsweise des SSP-Verfahrens.

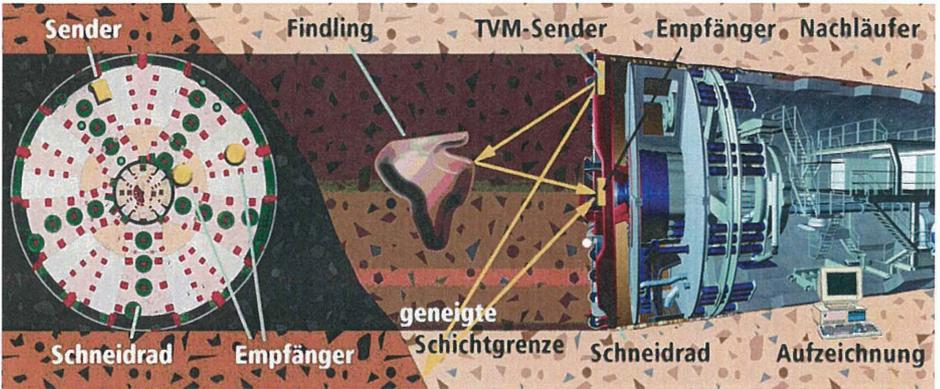


Abbildung 1 : Funktionsprinzip des SSP-Verfahrens (Lorenz et a., 2004)

Zwei oder mehr akustische Empfänger, die in einem definierten Abstand zum Sender ebenfalls im Schneidrad angeordnet sind, nehmen das von den Grenzflächen reflektierte Signal auf und senden es in digitalisierter Form an das angeschlossene Steuer- und Verarbeitungssystem im Nachläuferbereich der TBM. Dort wird der registrierte Datensatz mit der vorhandenen Tunnelgeometrie und der jeweiligen Position von Sender und Empfängern ergänzt und anschließend in einem automatisierten Datenverarbeitungsprozess das eigentliche Nutz-, bzw. Reflexions-Signal extrahiert. Die gesammelten und gefilterten Informationen fließen dabei in Echtzeit in ein dreidimensionales Bodenmodell, das dem Baustellenpersonal zur anschließenden Interpretation auf einem Monitor dargestellt wird.

Die Leistungsfähigkeit des SSP-Systems wird in seiner Reichweite bzw. Auflösung wesentlich durch die physikalischen Prozesse der sphärischen Ausbreitung der Signalenergie, Absorption und Streuung bzw. durch Datenüberdeckung, Lage und Geometrie der reflektierenden Grenzflächen/Körper, die Bodenheterogenität und das Hintergrundrauschen bestimmt. Sinnvolle Erkundungsreichweiten liegen in einem Bereich von etwa 40 m und in der Gesamtbreite von 20 m jeweils in Höhe und Breite bezogen auf die Tunnelachse.

Die Positionierung eines lokalisierten Reflektors wird mittels der Beziehung

$$s = \frac{v \cdot t}{2} \text{ [m]} \quad (1)$$

durchgeführt. Dabei ergibt sich der Zeitversatz  $t$  automatisch durch Kreuzkorrelation der vom Messsystem aufgezeichneten Zeitreihen. Um den exakten Abstand des Reflektors zum Schneidrad zu bestimmen, wird Kenntnis über die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit

keit des anstehenden Bodens benötigt. Für das SSP-Verfahren wird sie im Vorfeld entweder anhand von Feld- oder Laborversuchen (z.B. Crosshole-Messungen, Bohrlochmessungen, Resonant-Column Versuche) bestimmt oder anhand von Erfahrungswerten festgelegt. Diese Geschwindigkeit ist nach Gleichung 1 für die tatsächliche Lage eines Reflektors zwingend erforderlich, da bei fehlerhafter Festlegung der Abstand zwischen Ortsbrust und Reflektor zu kurz oder zu lang bewertet wird.

### 3 Wellenausbreitung im Lockergestein

Je nach Art der Anregung entstehen in einem elastischen Medium unterschiedliche Typen seismischer Wellen. Dabei wird zunächst zwischen Oberflächen- und Raumwellen unterschieden. Die wichtigsten Wellentypen, die sich in einem Vollraum also dem Bereich vor dem Schneidrad einer TBM ausbreiten, sind die Primär- (P) und Sekundärwellen (S), auch Kompressions- und Scherwellen genannt. Der maßgebliche Unterschied dieser Wellentypen ist die Schwingungsrichtung der Bodenpartikel längs (bei P-Wellen) und quer (bei S-Wellen) zur Ausbreitungsrichtung. Diesen Unterschied verdeutlicht Abbildung 2.

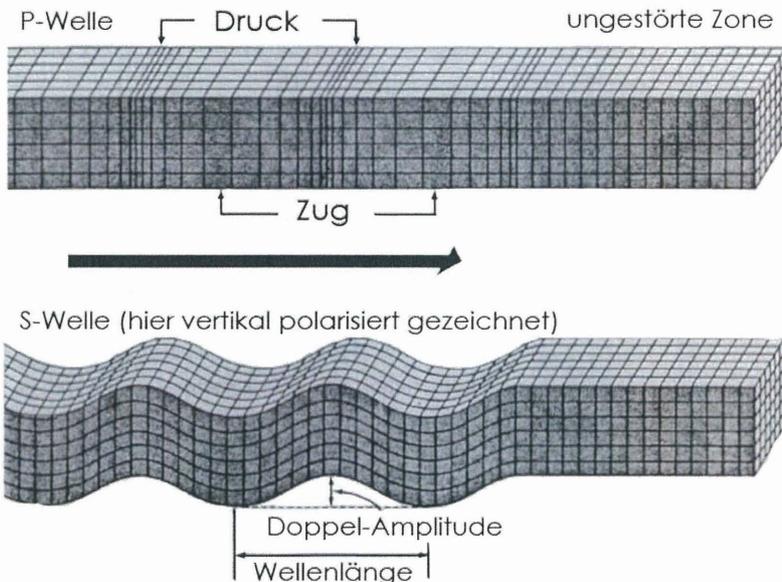


Abbildung 2 : Partikelbewegung und Ausbreitungsrichtung von P- und S-Wellen (Studer et al., 2007)

In der Literatur von z.B. Haupt et al. (1986), Fleisch (1993) oder Studer et al. (2007) existieren eine Vielzahl von Angaben über Richtwerte von P- und S-Wellengeschwindigkeiten in Abhängigkeit der Boden- und Gesteinsart. Beispielhaft dafür ist in der folgenden Tabelle ein Auszug aus Knödel et al. (2005) aufgeführt.

Tabelle 1: Geschwindigkeits- und Dichtewerte in Sedimenten

Material	Geschwindigkeit		Dichte
	$v_p$ [m/s]	$v_s$ [m/s]	$\rho$ [g cm <sup>-3</sup> ]
Ton	1200 – 2800	110 – 1500	1,25 – 2,32
- sandiger Ton	2000 – 2750		
Lehm	500 – 1900	440 – 1080	0,76 – 1,57
- feucht	200 – 1200		
- Seebodenlehm	700 – 1800		
- Gehängelehm	300 – 1000		
Sand	300 – 1500	100 - 500	1,80 – 2,05
- trocken	100 – 600		2,33 – 2,80
- feucht	200 – 2000		1,50 – 2,00
- gesättigt	1300 – 1800		1,80 – 2,05
- grob	1836		2,03
- fein	1742		1,98
- sehr fein	1711		1,01
Kies	180 – 550		1,95 – 2,20
- feucht	750 – 1250		1,95 – 2,20
- mit Steinbröckel	180		
- dicht, grob	420		
Schotter (Kiess.)	100 – 600		2,33 – 2,80
- nicht gesättigt	400 – 800		
- wassergesättigt	1300 – 2000		
- verkittet	1800 – 2500		
Deckschichten (3 – 6 m)	300 – 800		
Sandschichten (oberfläch., locker)	200 – 300		
Quarzit	5800		2,64
Luft	500 – 1800		$1,29 \cdot 10^{-3}$
Wasser	1430 – 1590		0,98 – 1,01
Eis	3100 – 4200	1500 – 2000	0,97 – 1,07

Auffällig und nachteilig bei Betrachtung dieser Werte ist neben dem fehlenden Bezug, aus welchen Untersuchungen diese Werte stammen, die große Streuung. In einem feuchten Sand können beispielsweise P-Wellengeschwindigkeiten von 200 – 2000 m/s gemessen werden.

#### 4 Verbundvorhaben AUTOSEIS

Das Verbundvorhaben AUTOSEIS (Automatische seismische Vorauserkundung in Tunnelbohrmaschinen), gefördert vom BMBF, ist aus einer Kooperation der Herrenknecht AG und dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB•TUBS) entstanden und hat zum Inhalt, das SSP-Verfahren weiterzuentwickeln und Grundlagenforschung hinsichtlich der Wellenausbreitung im Lockergestein zu betreiben. Dazu wurde auf dem Gelände des IGB•TUBS ein großmaßstäblicher Versuchsstand errichtet. Die volle Funktionstüchtigkeit konnte bei einem realen Tunnelvortrieb nachgewiesen werden. Die Inhalte des Verbundvorhabens sind in Abbildung 3 dargestellt.

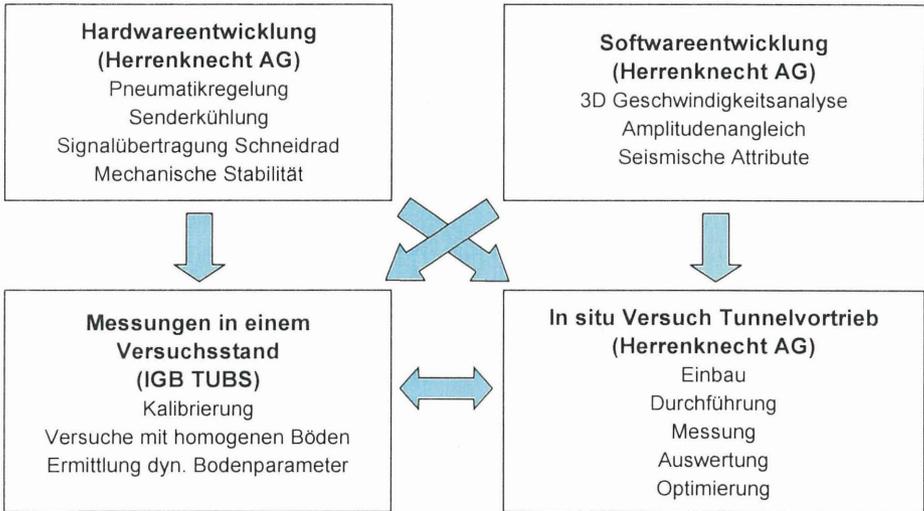


Abbildung 3: Übersicht über die Inhalte des Verbundvorhabens

In diesem Beitrag werden ausschließlich die Ergebnisse aus dem großmaßstäblichen Versuchsstand an der TU Braunschweig vorgestellt. Ergebnisse aus den in situ-Messungen beim Citytunnel Leipzig können bei Gehrig et al. (2008) nachgelesen werden.

## 5 Messungen in einem Versuchstand

Die Messungen im Versuchsstand verfolgen neben der Funktionsprüfung des SSP-Systems das Ziel, Grundlagenforschung hinsichtlich der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und der Bodendämpfung in Abhängigkeit folgender Variationsparameter zu betreiben:

1. Bodenart
2. Spannungszustand
3. Wassersättigung
4. Lagerungsdichte

Für die Umsetzung dieser Ziele wurden bei der Planung folgende Kriterien festgelegt. Der Versuchsstand soll eine möglichst große Ausdehnung besitzen, um ein möglichst großes Bodenvolumen durchschallen zu können. Zusätzlich muss er wasserdicht sein und eine Variation der Durchschallungslänge erlauben. Aufgrund der Lage eines Tunnels im Untergrund, ist eine Simulation einer Gebirgsüberlagerung unabdingbar. All diese Aspekte machen eine umfangreiche Planung notwendig, um die Versuche zudem und auch kostengünstig durchführen zu können.

### 5.1 Großmaßstäblicher Versuchsstand

Der für die Versuchsdurchführung eingesetzte Stahlrog (Abbildung 4) hat eine Länge von 20 m, eine Breite von 2,20 m und eine Höhe von 2,10 m. Der Sender und Empfänger ist gegenüberliegend an den Stahlscotten an den Stirnseiten installiert.

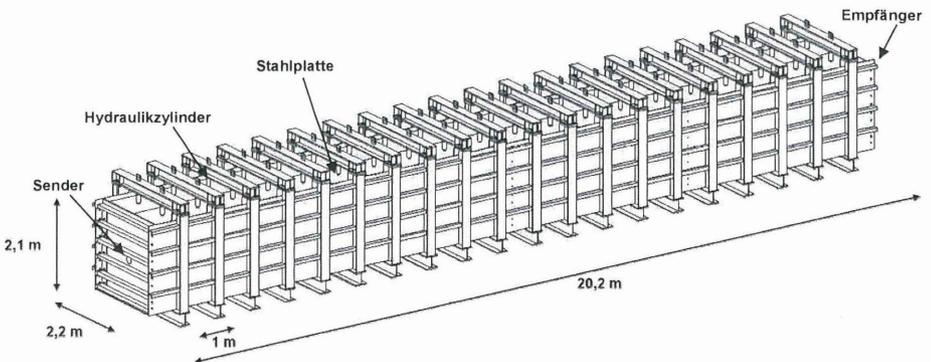


Abbildung 4: Skizze Versuchsstand in einer 3D-Ansicht

Sender und Empfänger sind mittig in der jeweiligen Schottwand positioniert. Die schwingenden Membranen sind dabei in der Ebene mit der inneren Wand angeordnet. Die Position der hinteren Schottwand (Empfänger) ist veränderlich und erlaubt eine Variation der Versuchslänge zwischen 10, 15 und 20 m. Das Volumen des einzubauenden Bodens beträgt somit  $44 \text{ m}^3$ ,  $66 \text{ m}^3$  oder  $88 \text{ m}^3$ . Für eine Variation des Spannungszustandes ist jeden Meter ein umlaufender Rahmen mit demontierbarem oberem Querriegel angeordnet. Mittels einer Belastungseinrichtung (Hydraulikzylinder), die zwischen Boden und Querriegel installiert wird, kann eine Gebirgsüberlagerung von bis zu 25 m simuliert werden. Um die punktuelle Last der Pressenstempel gleichmäßig zu verteilen, werden Stahlplatten auf der Bodenoberfläche aufgelegt. Die Schottwände an den Stirnseiten sind demontierbar und schaffen so eine Zugangsmöglichkeit für einen Radlader zum Ausbau des Bodens.

Eine Ansicht des Versuchsgeländes zeigt Abbildung 5. Neben dem Stahlrog befinden sich vier Schüttgutboxen, in denen die zu untersuchenden Bodenarten gelagert werden. Für die Messtechnik zur Steuerung des SSP-Systems wurde ein Baucontainer aufgestellt. Gut zu erkennen ist der SSP-Sender an dem Stahlschott im Vordergrund.

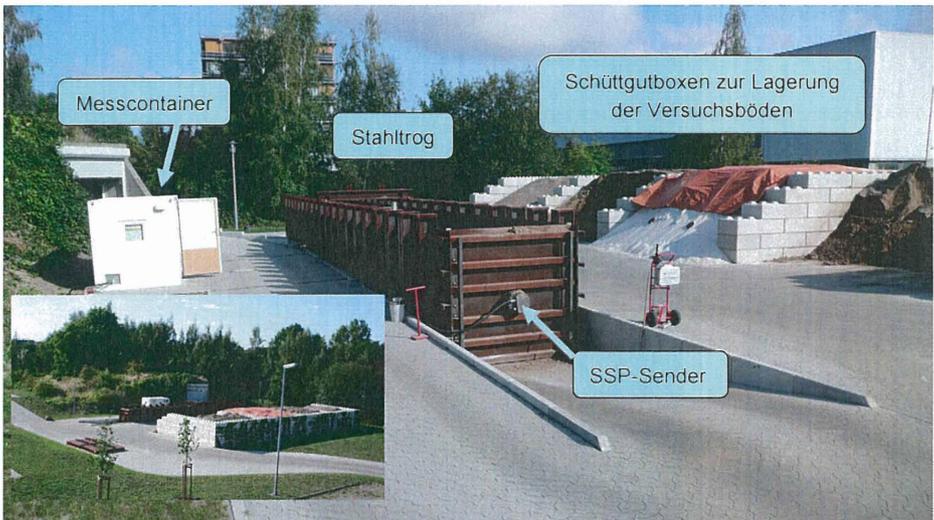


Abbildung 5: Großmaßstäblicher Versuchsstand auf dem Gelände des IGB•TUBS

Grundsätzlich ist es bei der Konzeption und Planung eines Versuchsstandes unumgänglich, Kompromisse hinsichtlich der Randbedingungen einzugehen. Nachteilig ist bei der gewählten Konstruktion die direkte Ankopplung des SSP-Systems an den Stahlrog. Der

SSP-Sender ist indirekt über die Schottwand und Seitenwände an den SSP-Empfänger gekoppelt. Bei der Schwingungserzeugung durch den Sender kommt es deshalb zu einer durch den Stahl laufenden Wellenfront. Diese muss bei der Auswertung der Ergebnisse berücksichtigt werden. Um diese Wellenfront weitestgehend zu unterdrücken, wurden zwischen den Schraubverbindungen zwischen Schott- und Seitenwänden schwingungsisolierende Matten aus Polyurethan angeordnet. Als weitere unumgängliche Randbedingung, die unter in situ Bedingungen nicht vorhanden ist, sind reflektierende und refraktierende Wellen an den Seitenwänden des Troges vorhanden. Dadurch kommt es zu Überlagerungen, die die Auswertung ebenfalls erschweren.

Im Versuchsstand kann durch sorgfältiges Vorgehen beim Einbau des Versuchsbodens ein homogenes, definiertes Volumen erzeugt werden. Dadurch besteht die Möglichkeit, den Einfluss einzelner Variationsparameter auf die Wellensubbreitungscharakteristik zu untersuchen. Des Weiteren können die Geschwindigkeiten durch im Boden angeordnete Sensoren bestimmt werden.

Der grundlegende Unterschied der Messungen im Versuchsstand zu den in situ Bedingungen besteht darin, dass im Versuchsstand keine Reflektions- sondern Laufzeitmessungen durchgeführt werden.

## **5.2 Versuchsböden**

Als Versuchsböden sind stellvertretend für den üblichen Einsatzbereich der Mixschild-TBM vier Bodenarten gewählt worden. Bei Boden 1 handelt es sich um einen Feinsand, Boden 2 ist ein Mittelsand mit schluffigen Anteilen, Boden 3 ein Mittelsand, dessen Kornverteilung in den kiesigen Bereich verläuft und Boden 4 ist ein Feinkies. Die Kornverteilungen der Böden sind in Abbildung 6 dargestellt. Die türkis schraffierte Fläche kennzeichnet den Einsatzbereich der Mixschild-TBM's.

Neben der Kornverteilung wurden weitere Laborversuche, wie lockerste und dichteste Lagerung, Proctordichte und der optimale Wassergehalt für die Verdichtung bestimmt, um die Einbaubedingungen bodenmechanisch erfassen und bewerten zu können.

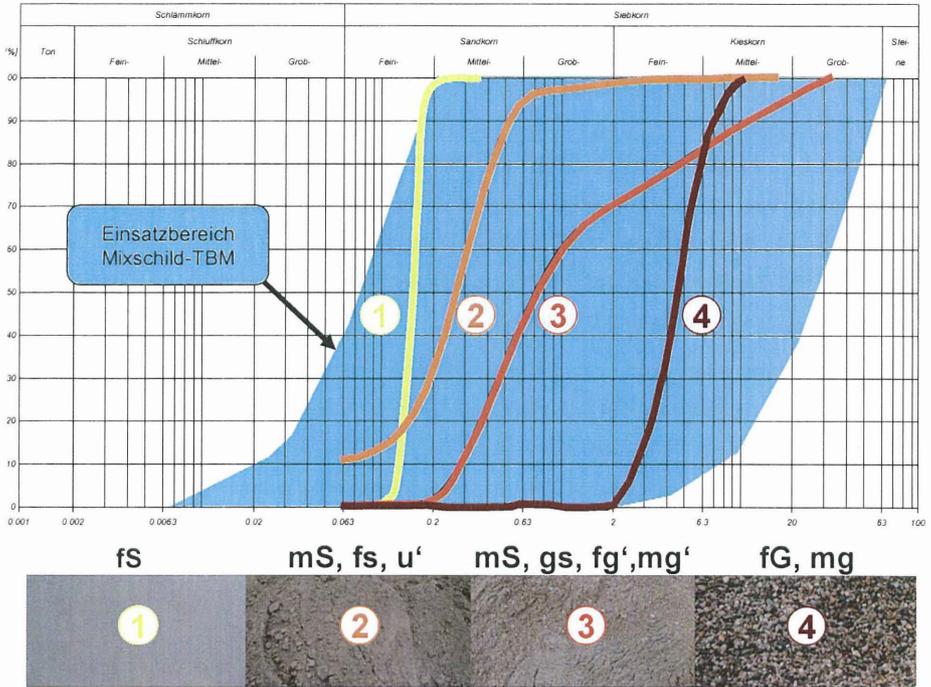


Abbildung 6: Kornverteilung der Versuchsböden

### 5.3 Bodeneinbau und Versuchsdurchführung

Das Hauptziel beim Einbau der verschiedenen Versuchsböden bestand darin, ein homogenes Bodenpaket zu erzeugen. Des Weiteren ist es für die Gegenüberstellung der Ergebnisse wichtig, die Böden reproduzierbar, d. h. mit vergleichbaren Lagerungsdichten, im Versuchsstand einzubauen.

Eine exakte Einstellung des Sättigungsgrades ist aufgrund des großen zu bewegenden Bodenpaketes (ca. 88 m<sup>3</sup>) und der Lagerung der Böden im Freien nicht umsetzbar. Aus diesem Grunde wurde versucht, die Böden zum einen im erfeuchten Zustand, d. h. mit der jeweiligen Sättigung bei der Lagerung und zum anderen mit vollständiger Sättigung einzubauen. Für jeden Versuch wurde der Stahlrog an den Stirnseiten durch die Schottwände wasserdicht geschlossen. Die Befüllung mit Boden wurde dann von oben mit einem Radlager durchgeführt. Die Variation der Sättigung machte ab diesem Zustand

unterschiedliche Vorgehensweisen des Einbaues erforderlich, die im Folgenden beschrieben werden.

### Einbau des erdfeuchten Bodens

Die Befüllung des Versuchsstandes erfolgte lagenweise von oben mit einem Radlader. Die Verdichtung jeder einzelnen Lage wurde mit einer Vibrationsplatte durchgeführt. Nach jeder eingebauten Lage und deren Verdichtung wurden mittels Ausstechzylinder (beim Grobkies aufgrund des Korndurchmessers mit dem Wasserballongerät) 5 Bodenproben in gleichmäßigen Abständen entlang der Längsachse entnommen und im Labor ausgewertet. Nach dem Einbau der Hälfte des Bodens, d. h. nach ca. einem Meter über der Grundplatte des Stahltrags und auf Höhe der Membran des SSP-Senders, wurden zwei triaxiale Beschleunigungssensoren entlang der Achse zwischen Sender und Empfänger ausgelegt. Diese beiden Beschleunigungsaufnehmer dienen später als Abgleich zum SSP-System und bieten durch ihren zwangsfreien Einbau den Vorteil, geringeren Störeinflüssen durch die Stahlkonstruktion des Trogs ausgesetzt zu sein, als der eingebaute SSP-Sender und Empfänger. Die Entkopplung und Anordnung im vorderen Teil des Stahltrages bedingt einen geringeren Einfluss reflektierter oder refraktierter Wellen auf diese beiden Sensoren. Abschließend wird der restliche Boden bis zur Füllhöhe von ca. zwei Metern eingebracht. Abbildung 7 vermittelt einen Eindruck der zu bewegendenden Bodenmassen.



Abbildung 7: Einbau eines erdfeuchten Versuchsbodens

Die folgende Abbildung 8 veranschaulicht die allgemeine Vorgehensweise des lagenweisen Einbaus und der Probennahme.

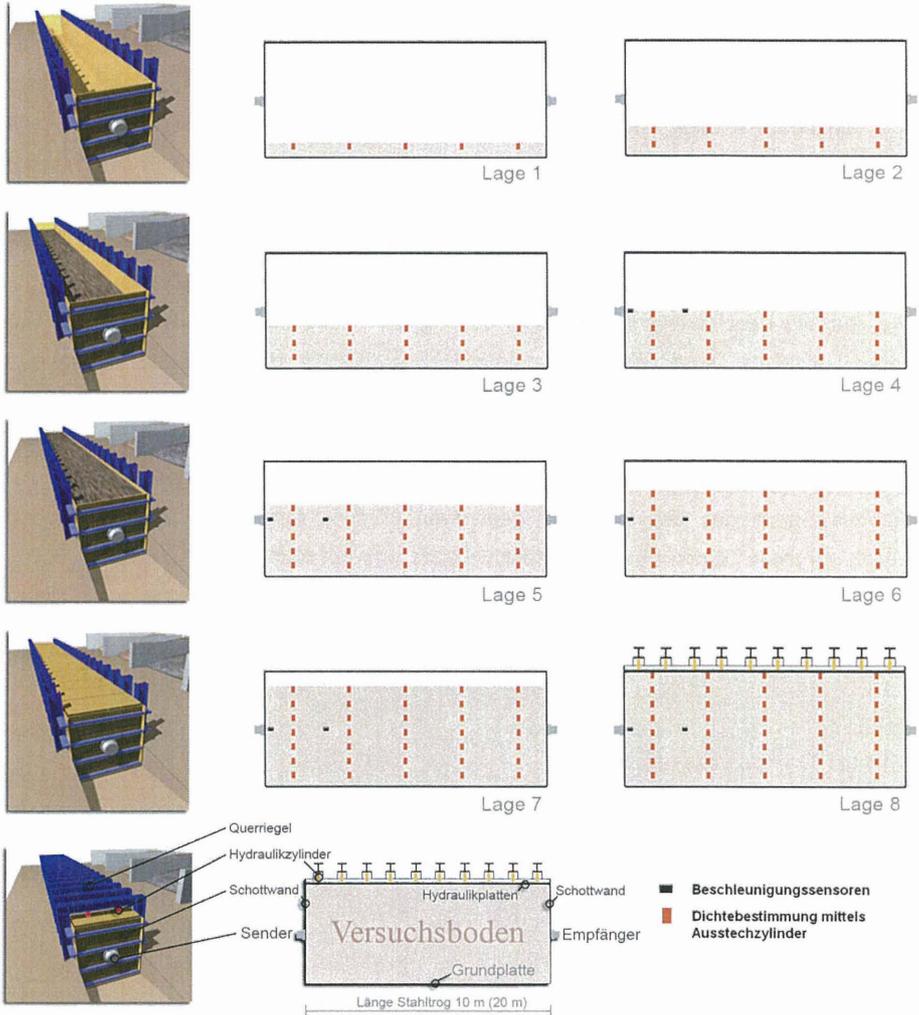


Abbildung 8: Vorgehensweise beim Einbau erdfeuchter Böden

Für die spätere Durchschallung des Bodens und Variation verschiedener Spannungszustände werden die Stahlplatten aufgelegt, Lasttraversen montiert und Hydraulikzylinder installiert. Danach beginnt der eigentliche Versuch, d.h. die

Durchschallung des Bodens. Nach der Aufnahme und Auswertung der Messdaten werden die Querriegel, Hydraulikzylinder und Stahlplatten wieder entfernt, der Boden aus dem Stahlrog ausgebaut und in den entsprechenden Schüttgutboxen gelagert. Die erforderliche Zeit für den Bodenein- und Ausbau inklusive Installation der Belastungseinrichtung für einen Versuch betrug im Schnitt 4 Wochen.

### **Einbau unter gesättigten Versuchsbedingungen**

Gegenüber der zuvor genannten Einbaumethode ist für Versuche mit Wassersättigung eine andere Vorgehensweise notwendig. Wichtiges und zugleich schwieriges Ziel dabei ist es, den Boden vollständig zu sättigen und die Luft aus dem Boden zu verdrängen.

Bei dieser Einbauvariante wurde der Stahlrog sukzessive mit Wasser und Boden bis zu einem Meter gefüllt. Anschließend wurde der lockere Boden mittels eines am IGB•TUBS vorhandenen Modellrüttlers nach dem Prinzip der Rütteldruckverdichtung in einem engen Raster verdichtet. Dabei dringt der durch eine Unwucht in Schwingung versetzte Rüttler aufgrund seines Eigengewichtes in den Boden ein und wird schrittweise wieder gezogen. Nach Abschluss der Verdichtung der 1. Lage wurden die Beschleunigungssensoren im Boden fixiert und nach weiterer Befüllung mit Wasser die 2. Lage Boden eingebaut. Die Reduzierung der Lagenanzahl ergibt sich durch die Länge des Modellrüttlers. Die weiteren Arbeiten (Stahlplatten, Hydraulik) wurden, wie zuvor beschrieben, ausgeführt. Eine bodenmechanische Beprobung konnte bei dieser Versuchsreihe nicht durchgeführt werden.

Diese Art der nachträglichen Verdichtung konnte beim Boden 2 nicht durchgeführt werden, da der Modellrüttler aufgrund seines Eigengewichtes nicht in den Boden eindringen konnte. Des Weiteren war es bei diesem Versuch nicht möglich eine Spannungsvariation durchzuführen, weil die Konsistenz des Bodens so breiig war, dass bei der Lastaufbringung der Boden zwischen den Stahlplatte nach oben gedrückt wurde. Abbildung 9 zeigt den Einsatz des Rüttlers während des Einbaus der ersten Lage.

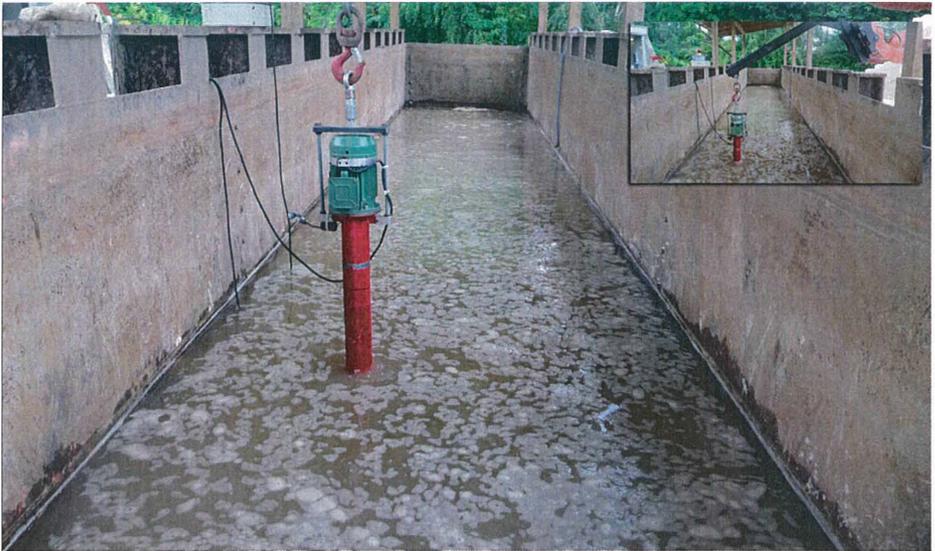


Abbildung 9: Einbau unter Wasser mit nachträglicher Verdichtung

## 6 Ergebnisse aus dem großmaßstäblichen Versuchsstand

Im Rahmen des Forschungsvorhabens AUTOSEIS wurden mit jedem Versuchsboden insgesamt 4 Versuche durchgeführt, bei denen der Einfluss einzelner Parameter untersucht wurde. Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse zur Beurteilung der Einbaubedingungen der Versuchsböden beschrieben. Danach wird die Vorgehensweise der Auswertung erläutert und die daraus gewonnenen Ergebnisse diskutiert.

### 6.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Beprobung der Versuchsböden

Zur Bestimmung der Lagerungsdichte der eingebauten erdfeuchten Böden werden in jeder Lage an fünf Punkten die Dichte und der Wassergehalt bestimmt. Abbildung 10 zeigt am Beispiel des Feinsandes exemplarisch ein Ergebnis der Auswertungen. Anhand der Darstellung rechts läßt sich eine sehr dichte Lagerung des Feinsandes nachweisen.

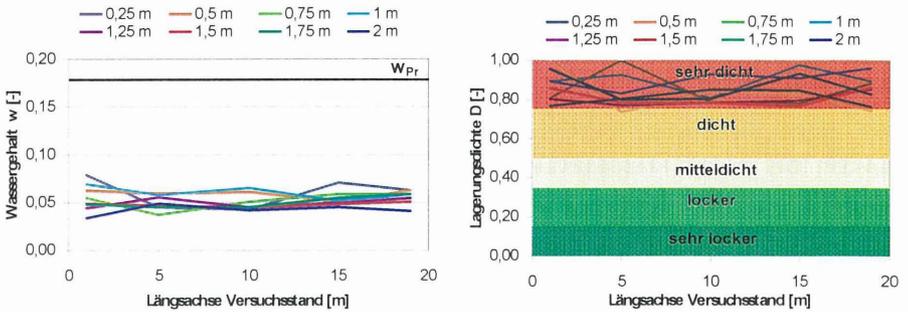


Abbildung 10: Ermittelter Wassergehalt und Lagerungsdichte beim Feinsand

Die Ergebnisse aller Versuchsreihen, d. h. Wassergehalt und Lagerungsdichte bzw. Verdichtungsgrad können der folgenden Tabelle 2 entnommen werden.

Tabelle 2 : Ermittelte Einbaudichten bei Versuchen mit erdfeuchten Böden

Versuchsreihe	1	2	3
Versuchslänge	10 m	10 m	20 m
Spannungsvariation	nein	Nein	ja
Verdichtung (Lagenanzahl)	ja (4 lagig)	nein (4 lagig)	ja (8 lagig)
Feinsand	w: 0,043	w: 0,057	w: 0,049
	D: sehr dicht	D: locker	D: sehr dicht
Mittelsand, feinsandig, schluffig	w: 0,071	w: 0,065	w: 0,047
	$D_{Pr}$ : 0,937	$D_{Pr}$ : 0,828	$D_{Pr}$ : 0,907
Mittelsand, grobsandig	w: 0,041	w: 0,040	w: 0,045
	D: sehr dicht	D: locker	D: sehr dicht
Feinkies	w: 0,04	w: 0,036	w: 0,036
	D: sehr dicht	D: locker	D: sehr dicht

## 6.2 Methodik der Ermittlung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten

Die Durchschallung des Bodens und deren gleichzeitige messtechnische Erfassung der Wellenausbreitung erfolgt anhand zweier voneinander unabhängiger Messsysteme. Vom SSP-Sender wird ein Sweep mit einer Dauer von einer Sekunde erzeugt. Die erzeugten Wellen durchlaufen den Versuchsboden, werden von den Beschleunigungssensoren im

Boden registriert und erreichen abschließend den Empfänger des SSP-Systems an der hinteren Schottwand.

In Abbildung 11 ist eine Zeit-Frequenz-Zerlegung eines Sende- und Empfangssweeps dargestellt. Diese Darstellung beinhaltet die Abhängigkeit der Frequenz zur Zeit sowie deren Intensität. Die lineare Frequenzsteigerung des gesendeten Sweeps von 100 Hz auf 2000 Hz über die Dauer von einer Sekunde ist sowohl beim Sender als auch beim Empfänger deutlich zu erkennen. Darüber hinaus sind im Empfängersignal Vielfache des abgestrahlten Sweeps zu erkennen, die vermutlich aus Oberschwingungen der Stahlkonstruktion entstehen.

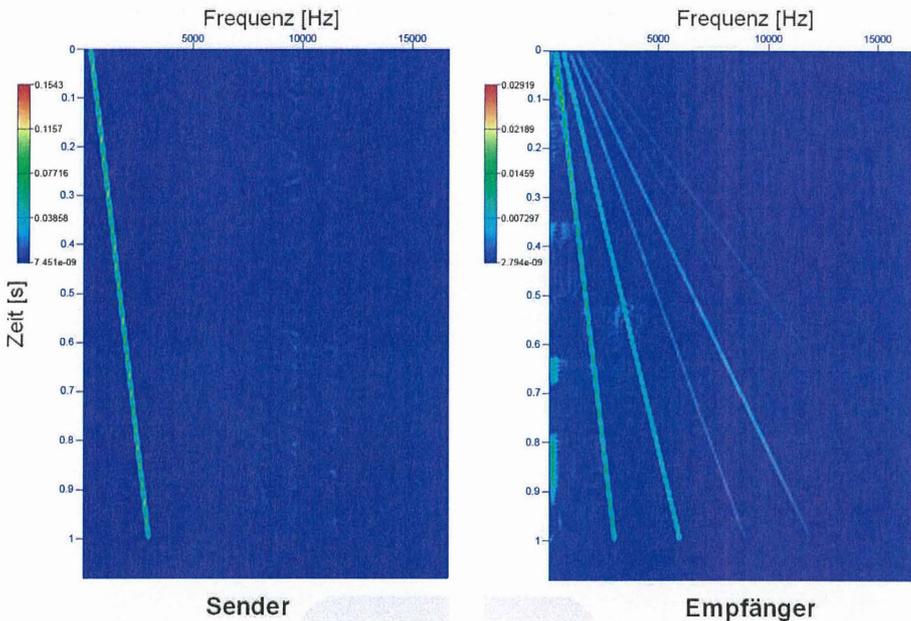


Abbildung 11: Zeit -Frequenz-Zerlegung des Sende- und Empfangssignals

Zum Nachweis der Reproduzierbarkeit der einzelnen Messungen wurden bei jedem Versuch 100 Einzelsweeps aufgezeichnet. In der Abbildung 12 wurden die Ergebnisse der kreuzkorrelierten Signale des SSP-Systems auf der einen Seite und der Beschleunigungssensoren im Boden auf der anderen Seite am Beispiel des Feinsandes gegenübergestellt. Die berechneten Kreuzkorrelationen der einzelnen Sweeps werden hierbei nebeneinander auf der Abszisse und die Zeit auf der Ordinate aufgetragen. In beiden Darstellungen er-

kennt man die sehr gute Reproduzierbarkeit der einzelnen Sweeps (horizontal gleiche Farbverläufe).

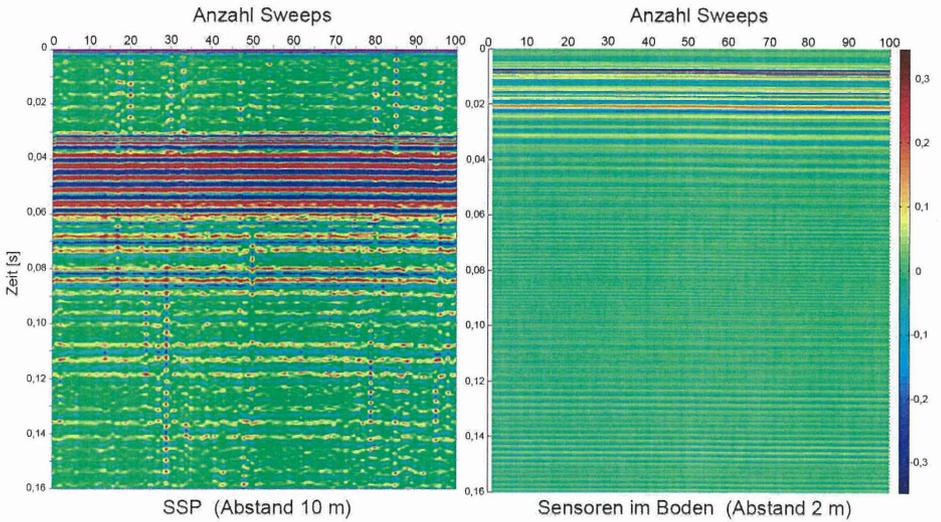


Abbildung 12: Kreuzkorrelation von 100 Einzelsweeps

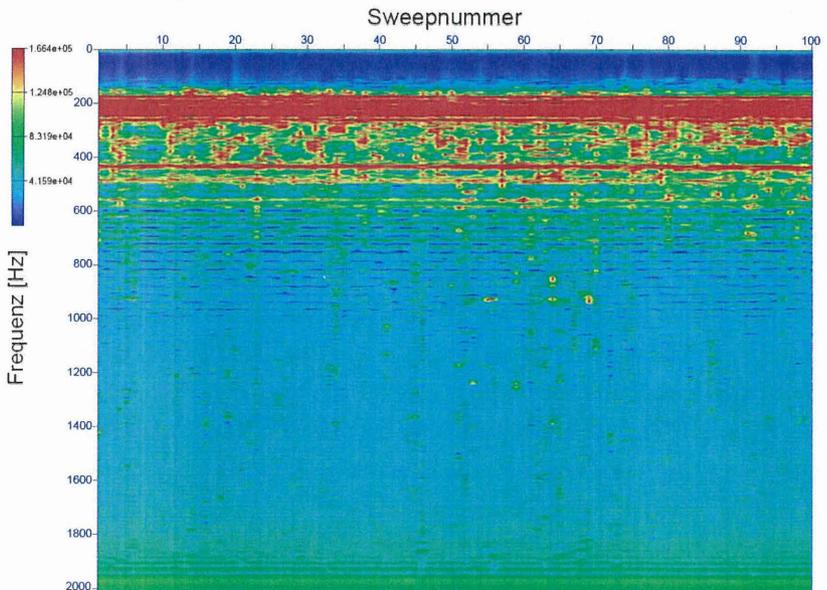


Abbildung 13: FFT der 100 Kreuzkorrelationen

Um eine Aussage über die in den Korrelationen enthaltenen Frequenzen zu erhalten, wurden Fourier-Transformationen (FFT) durchgeführt. Es wird deutlich, dass von den erzeugten Schwingungen mit Frequenzen von 100 bis 2000 Hz lediglich Frequenzen zwischen 200 und 500 Hz im Korrelogramm enthalten sind. Diese spiegeln den Durchlassbereich des Bodens wieder (Abbildung 13).

Zur Bestimmung der Wellengeschwindigkeit ist es notwendig, den Mittelwert der berechneten Kreuzkorrelationen zu bilden. 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. Für das SSP-System gilt aufgrund der entgegengesetzt gerichteten Anordnung von Sender und Empfänger das Minimum des Kreuzkorrelationskoeffizienten (KKF) (Abbildung 14), im Falle der gleichgerichteten Beschleunigungssensoren im Boden das Maximum (Abbildung 15). Im vorliegenden Beispiel ergibt sich somit eine Geschwindigkeit der Welle von 250 m/s. Das erste Maximum bei 0 s ist auf die Randbedingungen zurückzuführen, d.h. auf die den Stahlrog durchlaufende Welle.

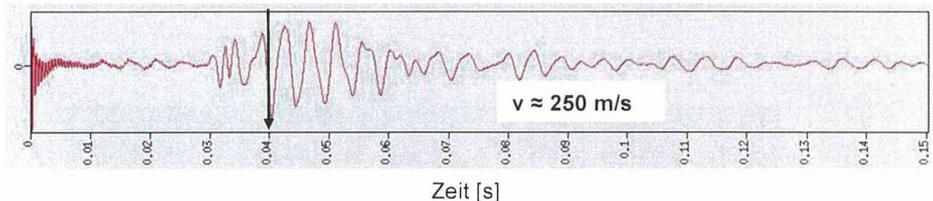


Abbildung 14: gemittelte Kreuzkorrelation von 100 Einzelsweeps des SSP-Systems

Ein ähnliches Ergebnis ergibt sich ebenfalls bei Auswertung der Zeitreihen der Beschleunigungssensoren im Versuchsboden (Abbildung 15). Der Sensor S0 befindet sich in einer Achse mit Sender und Empfänger und dient als Trigger sowie Referenzmessgeber für die Kreuzkorrelation. Zwei weitere Sensoren sind in 2 m bzw. 3 m Entfernung positioniert. Im direkten Vergleich der Korrelationen zum SSP-System zeigt sich ein deutlich schmaleres Maximum, wodurch die Zeit eindeutiger abgelesen werden kann. Dabei ergibt sich aus dem Zeitversatz und der Distanz zwischen S1-S0 und S2-S0 eher eine Zunahme der Wellengeschwindigkeit von 292 m/s und 298 m/s.

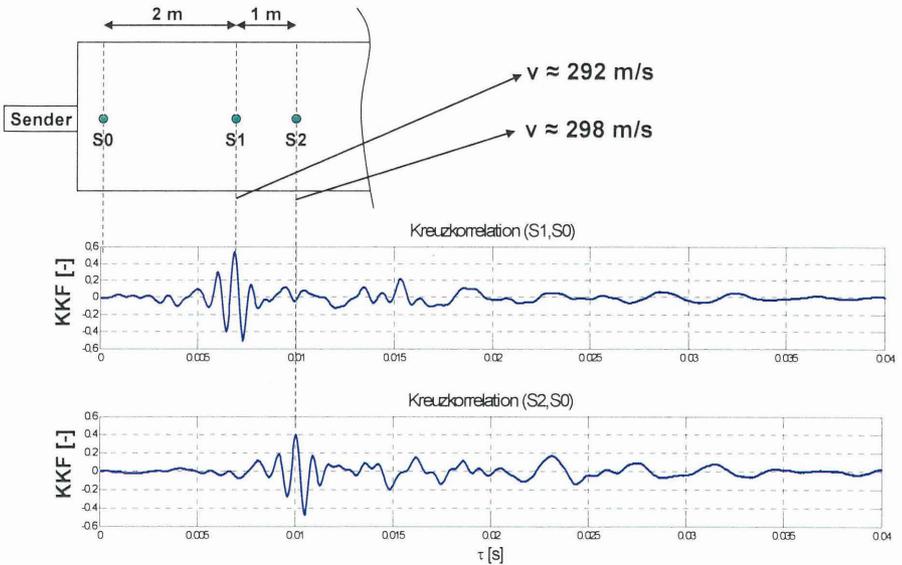


Abbildung 15: Korrelogramme der Zeitreihen von den Beschleunigungs-sensoren im Versuchsboden

### 6.3 Erkenntnisse aus der Spannungsvariaton

Anhand eines Versuches mit gesättigtem Feinsand sollen die Abhängigkeiten der Geschwindigkeit von der Spannungszunahme verdeutlicht werden. Die Ergebnisse dieser Auswertung sind in Abbildung 16 zusammengefasst. Der visualisierten Darstellung der Amplitudenspektren aus der schnellen FFT in Abhängigkeit von den Laststufen (ohne Auflast,  $200 \text{ kN/m}^2$ ,  $400 \text{ kN/m}^2$  und  $520 \text{ kN/m}^2$ ) sind die errechneten Kreuzkorrelationen der longitudinalen und transversalen Messungen vergleichend gegenübergestellt.

Mit Beginn der Versuchsdurchführung, zunächst ohne Auflast und nur unter Berücksichtigung des Eigengewichtes des Bodens und der Hydraulikanlage, ist bei der Auswertung der Korrelogramme kein eindeutiges Maxima erkennbar. Dies ändert sich mit der Spannungssteigerung auf  $200 \text{ kN/m}^2$ . Es zeigt sich ein erster maximaler positiver Peak bei etwa  $0,02$  Sekunden, der gleichzeitig auch den Eintritt der Primärwelle darstellt. Die zu diesem Zeitpunkt errechnete Wellengeschwindigkeit liegt bei etwa  $276 \text{ m/s}$ . Mit zunehmender Spannung auf  $400 \text{ kN/m}^2$  und einer weiteren Steigerung auf  $520 \text{ kN/m}^2$  erhöht sich auch die Geschwindigkeit von  $328 \text{ m/s}$  auf  $350 \text{ m/s}$ . Mit der Spannungszunahme steigt auch der Korrelationskoeffizient (KKF). Dieser Zusammenhang ist ebenso bei der Betrachtung der

transversalen Messung zu beobachten. Ebenso sind sowohl in den Korrelogrammen der longitudinalen als auch transversalen Richtung beide Wellentypen deutlich zu erkennen.

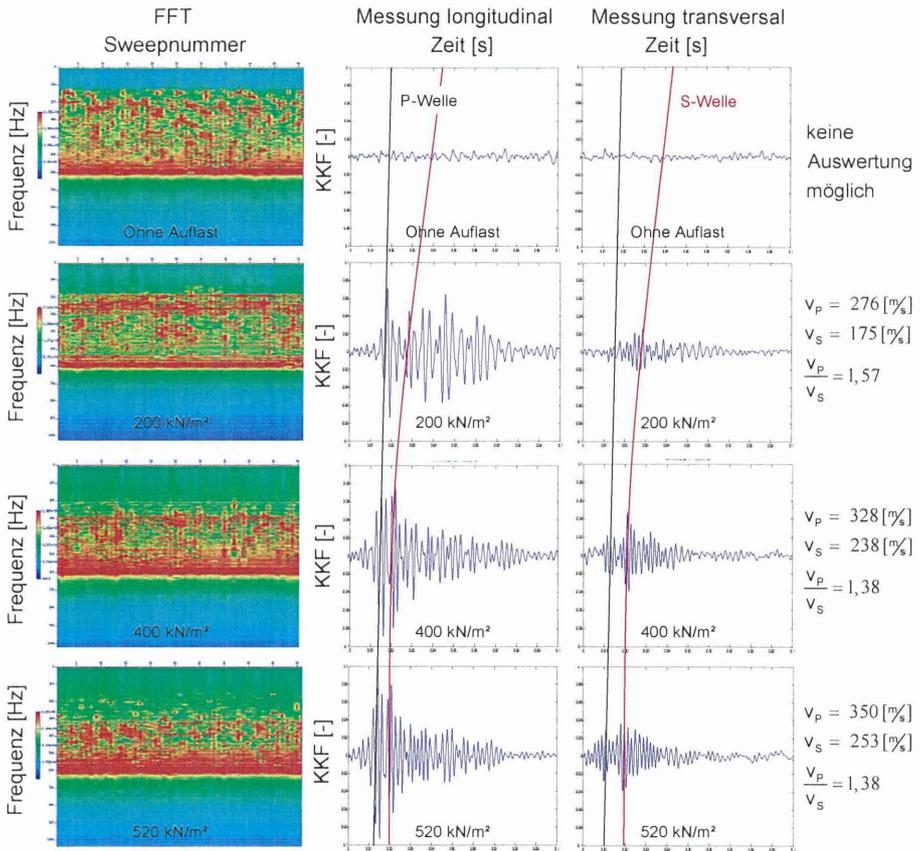


Abbildung 16: Veränderung der enthaltenen Frequenzen (FFT) und Korrelogramme in Abhängigkeit der Spannungszunahme

Die FFT der Korrelogramme ergibt ein ähnliches Bild. Mit zunehmender Laststeigerung verschiebt sich der anfängliche Durchlassbereich des Bodens von 100 Hz - 620 Hz auf etwa 300 Hz - 620 Hz bei gleichzeitiger Abnahme der Amplitude.

### 6.4 Ermittlung der Wellengeschwindigkeit in erdfeuchten Böden

In Tabelle 3 sind die ermittelten P- und S-Wellengeschwindigkeiten in den Versuchsreihen 1 - 3 mit erdfeuchten Böden dargestellt. Bei Zellen, in denen keine Werte angegeben sind, war kein eindeutiger Zeiteinsatz des Wellenfeldes erkennbar.

Tabelle 3: Ermittelte Wellengeschwindigkeiten in den Versuchsreihen 1-3

Versuchsreihe			1	2	3		
Versuchslänge			10 m	10 m	20 m		
Messrichtung			einaxial	einaxial	triaxial		
Lagenanzahl			4	4	8		
Verdichtung			Rüttelplatte	keine	Rüttelplatte		
Sättigung			erdfeucht	erdfeucht	erdfeucht		
Belastung			0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>	200 kN/m <sup>2</sup>	400 kN/m <sup>2</sup>
Feinsand	SSP-System	$v_P$	292 m/s	154 m/s	-	384 m/s	457 m/s
	Sensoren im Boden	$v_P$	292 m/s	-	365 m/s	431 m/s	476 m/s
		$v_S$			245 m/s	349 m/s	423 m/s
Mittelsand, schluffig	SSP-System	$v_P$	-	-	250 m/s	271 m/s	322 m/s
	Sensoren im Boden	$v_P$	281 m/s	137 m/s	273 m/s	298 m/s	354 m/s
		$v_S$			141 m/s	203 m/s	235 m/s
Mittelsand, grobsandig	SSP-System	$v_P$	350 m/s		407 m/s	471 m/s	560 m/s
	Sensoren im Boden	$v_P$	366 m/s	141 m/s	408 m/s	491 m/s	570 m/s
		$v_S$			236 m/s	330 m/s	408 m/s
Feinkies	SSP-System	$v_P$	271 m/s		-	455 m/s	557 m/s
	Sensoren im Boden	$v_P$	237 m/s	186 m/s	397 m/s	471 m/s	531 m/s
		$v_S$			227 m/s	298 m/s	353 m/s

- : keine Auswertung möglich

In den Versuchsreihen 1 und 2 wurde der Einfluss der Lagerungsdichte ohne Spannungsvariation untersucht. Es ergeben sich bei den Versuchen mit Verdichtung größere Geschwindigkeiten als bei lockerer Lagerung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit der Dichtezunahme auch eine Steifigkeitszunahme des Bodens einhergeht. Die größte Geschwindigkeit wurde am Mittelsand, grobsandig, die geringste beim Feinkies gemessen. Des Weiteren war es bei der Auswertung der Versuchsreihe 3 nur schwierig möglich, eindeutige Zeiteinsätze der Wellenfelder in den Korrelogrammen zu erkennen (leere Zellen).

Dies trifft hauptsächlich auf die Auswertungen des SSP-Systems zu, da dort sowohl der Abstand der Sensoren untereinander größer als auch die Ankopplungsbedingungen ungünstiger sind.

Bei der Versuchreihe 3 wurde im Vergleich zu den ersten beiden die Lagenanzahl und Versuchslänge verdoppelt sowie die Spannungen variiert. Als wesentliches Ergebnis zeigt sich eine Geschwindigkeitszunahme mit der Spannungserhöhung. Auch bei diesen Versuchen werden die größten Geschwindigkeiten beim Mittelsand, grobsandig gemessen. Abbildung 17 zeigt eine Gegenüberstellung der ermittelten Geschwindigkeiten aus Tabelle 3 in Abhängigkeit des Bodens und Messsystems. Für alle vier Böden wird eine annähernd lineare Zunahme der Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der an der Oberfläche aufgebrauchten Spannung ersichtlich. Die größten Geschwindigkeiten werden bei den beiden größeren Böden Feinkies und Mittelsand, grobsandig gemessen. Im Mittelsand, schluffig werden die geringsten Geschwindigkeiten registriert. Die vom SSP-System ermittelten Geschwindigkeiten liegen unter denen der von den Sensoren im Boden gemessenen.

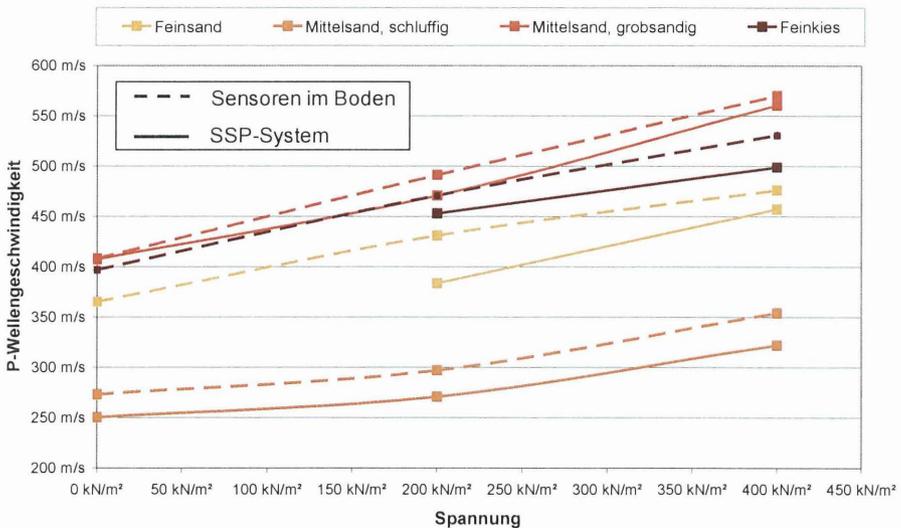


Abbildung 17: Ermittelte P-Wellengeschwindigkeiten in erdfeuchten Böden (Versuchsreihe 3)

Dieser Zusammenhang ergibt sich ebenfalls beim Vergleich der ermittelten P- und S-Wellengeschwindigkeiten der Sensoren im Boden (Abbildung 18). Allerdings wird im Feinsand

die größte S-Wellengeschwindigkeit gemessen, gefolgt vom Mittelsand, grobsandig und dem Feinkies.

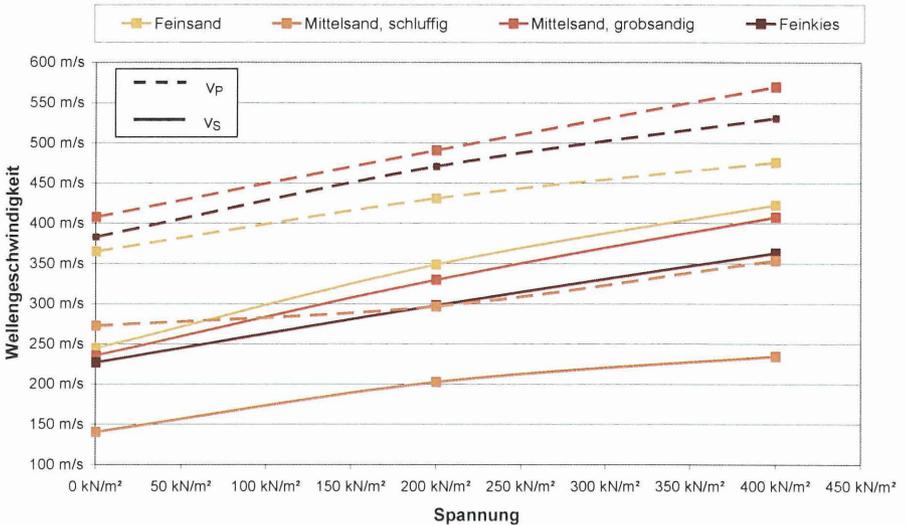


Abbildung 18: Gegenüberstellung der P- und S-Wellengeschwindigkeiten ermittelt von den Sensoren im Boden (Versuchsreihe 3)

### 6.5 Ermittlung der Wellengeschwindigkeiten von Wasser

Um den Einfluss des Wassers bestimmen und die Literaturangaben (vgl. Tabelle 1) überprüfen zu können, wurde zunächst ein Versuch zur Messung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit von Wasser durchgeführt. Dafür wurde der Stahlrog zu ca. 75 % mit Wasser gefüllt und die Beschleunigungssensoren ins Wasser eingehängt.

Die Korrelation der 5 m auseinander liegenden Sensoren zeigt ein eindeutiges Maximum nach 0,0033 Sekunden, was einer Wellengeschwindigkeit von 1515 m/s entspricht (Abbildung 19). Dies deckt sich sehr gut mit den Literaturangaben. Ebenfalls ist die Reflektion an der hinteren Schottwand nach 0,02088 Sekunden im Korrelogramm zu erkennen.

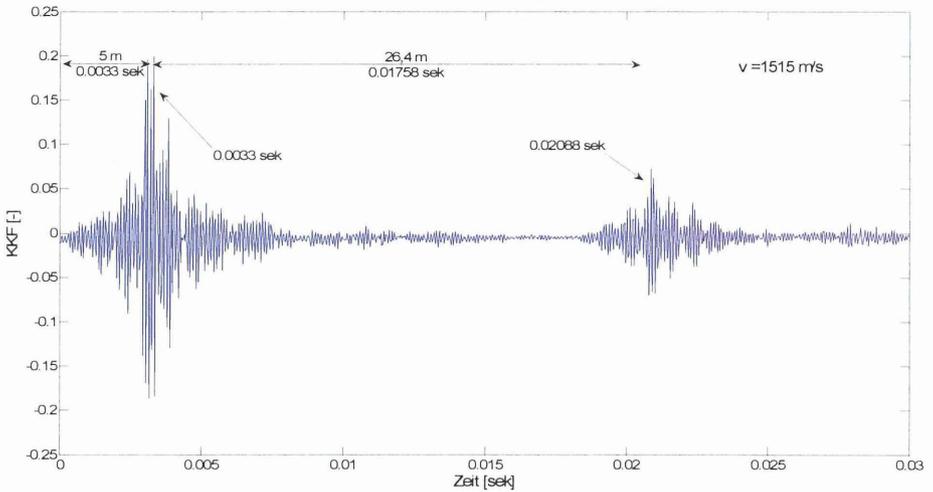


Abbildung 19: Korrelogramm zur Bestimmung der Wellengeschwindigkeit von Wasser

## 6.6 Ermittlung der Wellengeschwindigkeit in gesättigten Böden

Die Ergebnisse der Versuchsreihe 4 unterscheiden sich gegenüber den ersten drei Versuchsreihen hinsichtlich der Sättigung und dem in zwei Lagen verdichtet eingebauten Boden. Des Weiteren war es durch eine Optimierung der Belastungseinrichtung möglich, die maximale Spannung auf  $520 \text{ kN/m}^2$  zu erhöhen.

Es zeigte sich, dass mit dem SSP-System in den Versuchen ohne Auflast waren aufgrund nicht eindeutiger Maxima in den Korrelogrammen keine Auswertungen möglich war. Für die Auswertung der Messungen mit den beiden im Boden angeordneten Sensoren traf dies nur für den Feinsand zu. Erst mit zunehmender Auflast verbesserten sich die Auswertungsmöglichkeiten. Der Mittelsand, schluffig ließ aufgrund der breiigen Konsistenz im gesättigten Zustand keine Untersuchungen unter Auflast zu.

Die ermittelten P- und S-Wellengeschwindigkeiten können der Tabelle 4 entnommen werden. Wie bereits zuvor bei den erdfeuchten Versuchen haben sich auch bei den Versuchen unter gesättigten Bedingungen Geschwindigkeitszuwächse mit Zunahme der Auflast ergeben. Anschaulich können die ermittelten Geschwindigkeiten der Abbildung 20 entnommen werden. Analog zur Versuchsreihe 3 sind auch bei dieser Versuchsreihe die für das SSP-System ausgewerteten Geschwindigkeiten geringer.

Tabelle 4: Ermittelte Wellengeschwindigkeiten in der Versuchsreihe 4

Versuchsreihe			4			
Versuchslänge			20 m			
Messrichtung			triaxial			
Lagenanzahl			2			
Verdichtung			Modellrüttler			
Sättigung			gesättigt			
Belastung			0 kN/m <sup>2</sup>	200 kN/m <sup>2</sup>	400 kN/m <sup>2</sup>	520 kN/m <sup>2</sup>
Feinsand	SSP-System	v <sub>P</sub>	-	-	300 m/s	323 m/s
	Sensoren im Boden	v <sub>P</sub>	-	276 m/s	328 m/s	350 m/s
		v <sub>S</sub>	-	175 m/s	238 m/s	253 m/s
Mittelsand, schluffig	SSP-System	v <sub>P</sub>	-	Spannungsvariation aufgrund der Konsistenz des Bodens nicht möglich		
	Sensoren im Boden	v <sub>P</sub>	162 m/s			
		v <sub>S</sub>	103 m/s			
Mittelsand, grobsandig	SSP-System	v <sub>P</sub>	-	423 m/s	476 m/s	489 m/s
	Sensoren im Boden	v <sub>P</sub>	391 m/s	439 m/s	492 m/s	519 m/s
		v <sub>S</sub>	197 m/s	275 m/s	315 m/s	336 m/s
Feinkies	SSP-System	v <sub>P</sub>	-	-	439 m/s	475 m/s
	Sensoren im Boden	v <sub>P</sub>	263 m/s	355 m/s	459 m/s	488 m/s
		v <sub>S</sub>	96 m/s	150 m/s	222 m/s	241 m/s

- : keine Auswertung möglich

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass wie zuvor bei den erdfeuchten Versuchen die Geschwindigkeiten mit der Auflast nahezu linear ansteigen. Von den vier Versuchsböden weist erneut der Mittelsand, grobsandig die höchste ermittelte Geschwindigkeit auf, gefolgt vom Feinkies und dem Feinsand.

Die gemessenen P-Wellengeschwindigkeiten aller Versuche der Versuchsreihe 4 liegen insgesamt unter denen der Versuchsreihen 3. Beim Vergleich dieser Ergebnisse mit den Literaturwerten (vgl. Tabelle 1) fällt auf, dass dort die Geschwindigkeiten unter gesättigten Bedingungen größer sind. Dieser Sachverhalt konnte im Versuchsstand nicht nachgewiesen werden. Vielmehr stimmen die Ergebnisse mit den Angaben für feuchte Böden überein.

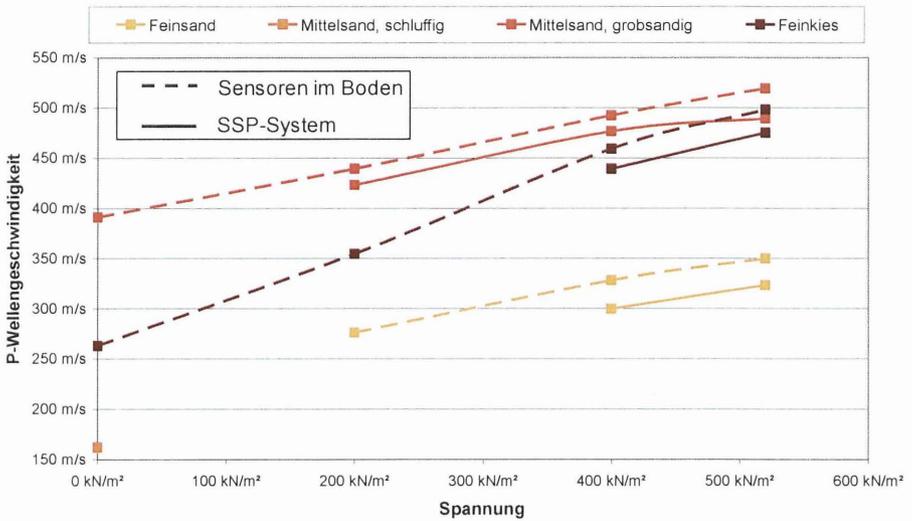


Abbildung 20: Ermittelte P-Wellengeschwindigkeiten in gesättigten Böden (Versuchsreihe 4)

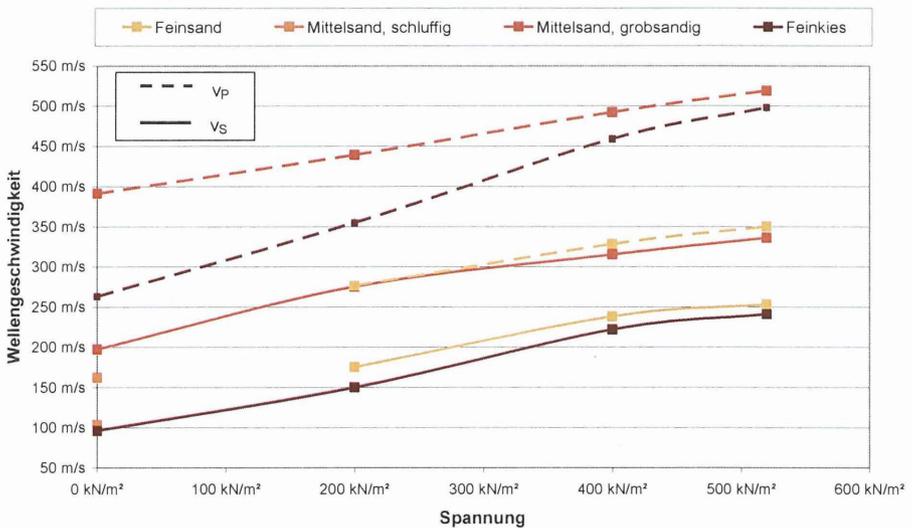


Abbildung 21: Gegenüberstellung der P- und S-Wellengeschwindigkeiten ermittelt von den Sensoren im Boden (Versuchsreihe 4)

In Abbildung 21 sind die ermittelten P- und S-Wellengeschwindigkeiten bei gesättigten Bodenverhältnissen für die untersuchten Bodenarten gegenübergestellt. Auffällig ist, dass die S-Wellengeschwindigkeiten des Mittelsands, grobsandig deutlich über den nahezu identischen Geschwindigkeiten im Feinsand und Feinkies sind.

## **7 Schlussfolgerung**

Am IGB•TUBS wurde im Rahmen des Verbundvorhabens AUTOSEIS ein großmaßstäblicher Versuchsstand zur Ermittlung der Abhängigkeiten der Wellenausbreitung im Lockergestein und der Weiterentwicklungen des SSP-Systems errichtet. Darin wurden vier verschiedene Versuchsböden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten und Sättigungsgraden eingebaut und mittels einer Hydraulikanlage verschiedene Spannungszustände erzeugt. Der Boden wurde durch einen künstlich erzeugten akustischen Sweep in Schwingung versetzt. Die Kompressions- und Scherwellengeschwindigkeiten wurden durch zwei voneinander unabhängige Systeme, dem SPP-System und der Beschleunigungssensoren im Versuchsboden, erfasst. Durch den Einsatz der triaxialen Beschleunigungssensoren konnte eine Trennung der Wellentypen durchgeführt werden.

Die für das SSP-System und die Sensoren im Boden ausgewerteten Wellengeschwindigkeiten weisen geringe Abweichungen auf. Es konnten bodenabhängige Geschwindigkeitsunterschiede festgestellt werden. Grundsätzlich ist mit der Steigerung des Spannungszustandes eine Zunahme der ermittelten Wellengeschwindigkeiten verbunden. Dies ist auf die durch die Spannungserhöhung im Korn-zu-Korn-Kontakt verbesserte Übertragung der Wellen und die Reduzierung des Porenraumes zurückzuführen, lässt sich aber noch nicht ausreichend quantifizieren. Darüber ist der Sättigungsgrad von erheblicher Bedeutung, die Untersuchungsergebnisse stehen aber im Widerspruch zu den allgemein in der Literatur enthaltenen Angabe. Zu beiden Aspekten werden zurzeit und auch zukünftig weitergehende Forschungen im IGB•TUBS an granularen Medien durchgeführt.

## 8 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

**Flesch, R.:** Baudynamik, praxisgerecht, Bd. 1; Wiesbaden und Berlin; 1993

**Gehrig M. Kassel A., Schütz P.:** Vortriebsbegleitende seismische Vorauserkundung im Citytunnel Leipzig/D; Tunnel 04/2008; 2008

**Haupt W., Hermann R.:** Querschnittsbericht 1986, Dynamische Bodenkenwerte, Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern, Heft 48, Nürnberg, 1987

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

**Knödel, K./ Krummel, H./ Lange, G.:** Geophysik; Berlin, Heidelberg, New York; 2005

**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)

**Studer, J. A./ Laue, J./ Koller, M. G.:** Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze; Berlin, Heidelberg, New York; 2007

---

Dipl.-Ing. Benedikt Bruns  
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

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

b.brun@tu-bs.de  
j.gattermann@tu-bs.de  
j.stahlmann@tu-bs.de

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

Dipl.-Geophys. Andreas Kassel  
Dipl.-Geophys. Manuel Gehrig  
Dipl.-Ing. T. Edelmann

Herrenknecht AG, Schwanau  
Schlehenweg 2, 77963 Schwanau

kassel.andreas@herrenknecht.de  
gehrig.manuel@herrenknecht.de  
edelmann.thomas@herrenknecht.de

www.herrenknecht.de  
Tel.: 07824 302 0

# Innovative Bohrlochvermessung durch Trägheitsnavigation

Paul Pandrea, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH

Henry Knitsch, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH

Christian van der Put, REFLEX Europe

## 1 Einleitung

Die überwiegende Mehrheit aller Verfahren in der Geotechnik setzt voraus, dass Bohrungen in den Untergrund abgeteuft werden. Mit der stetigen Ausweitung der Anwendungsgrenzen der Verfahren steigt auch die Länge der Bohrungen an. Gleichzeitig spielt die Lagegenauigkeit der Bohrungen dabei eine große Rolle für den Erfolg und die Qualität der in und aus diesen Bohrungen heraus hergestellten geotechnischen Produkte. Die zugesicherte Qualität lässt sich bei zu großen Abweichungen nicht realisieren und es können sogar Schäden auftreten.

Um diese Abweichungen zu überwachen werden Bohrlochvermessungssysteme benötigt, die große Genauigkeit mit einer einfachen Handhabung und Robustheit kombinieren. Die Trägheitsnavigation bietet dabei den großen Vorteil, dass sie auf Grund der angewendeten physikalischen Prinzipien in der Lage ist, eine direkte relative 3D-Lagevermessung (und Lagesteuerung) zu ermöglichen, wie Sie in der See-, Luft- und Raumfahrt seit langer Zeit angewendet wird. Der effektiven Übertragung dieser Technik auf die Bohrlochvermessung stand jedoch lange Zeit ein wesentliches Problem im Wege: Die bei konventionellen Systemen im Vergleich zu üblichen Bohrlochdurchmessern großen Systemabmessungen. Durch den Einsatz der MEMS-Technologie (Micro Electro Mechanical Sensor) konnte dieses Problem jedoch gelöst werden, so dass heute ein System für den Einsatz in kleinkalibrigen Bohrungen zur Verfügung steht.

## 2 Das Prinzip der Trägheitsnavigation

Die Trägheitsnavigation basiert auf der Messung von Kräften, die bei der Veränderung der Lage bzw. des Bewegungszustandes von Körpern entstehen, wenn dazu deren Trägheit überwunden werden muss. Durch mehrmalige Integration dieser Kräfte über die Zeit lassen sich Geschwindigkeit und Position bestimmen. Insgesamt sind für eine vollständige Bestimmung der Lage bei der Trägheitsnavigation 6 Größen zu bestimmen, die Beschleunigung und die Winkelgeschwindigkeit jeweils in den 3 Raumrichtungen. Dies wird in konventionellen Systemen mit vollkardanisch aufgehängten Kreiseln durchgeführt, die eine stabile Ebene und Drehrichtung besitzen. Dabei kommen Erhaltungssätze für mehrere mechanische Größen bzw. Eigenschaften eines Körpers zum Tragen.

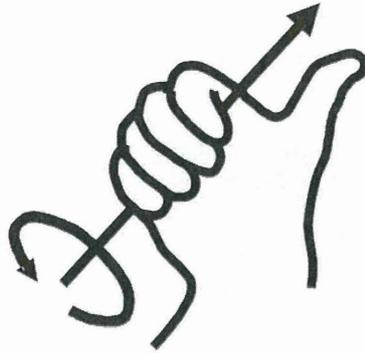
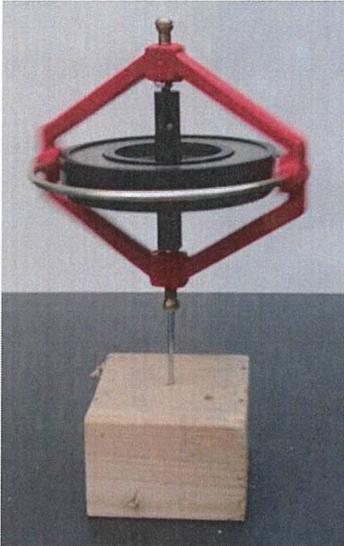
### 2.1 Drehimpuls

Der Drehimpuls hat die Dimension einer Wirkung [ $\text{kg} \times \text{m}^2 / \text{s}$ ], die Angabe bezieht sich immer auf eine Achse. Meist wird, ohne dass dies ausdrücklich erwähnt wird, die Achse gewählt, um die sich das betrachtete Objekt dreht.

Bei einer Kreisbewegung kann man sich den Drehimpuls als Pfeil vorstellen, dessen Richtung die Drehachse und dessen Länge den Schwung der Drehung angibt: Je länger der Pfeil, desto mehr Drehimpuls. Der Drehimpuls (und damit auch die bei Messungen erzielbare Genauigkeit) wächst mit:

- höherer Rotationsgeschwindigkeit (Winkelgeschwindigkeit),
- größerer Masse sowie
- größerem Abstand zur Drehachse

Bei einer Kreisbewegung steht der Drehimpuls senkrecht auf der Ebene, in der sich die Masse bewegt. Seine Länge ist gleich dem Produkt aus Masse, Radius und Geschwindigkeit.



Rechte-Hand-Regel

**Abbildung 1: Kreisel und anschauliche Darstellung des Drehimpulses**

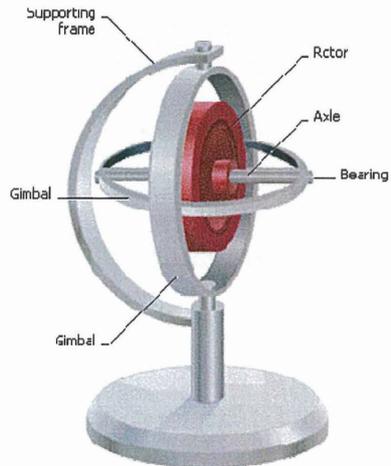
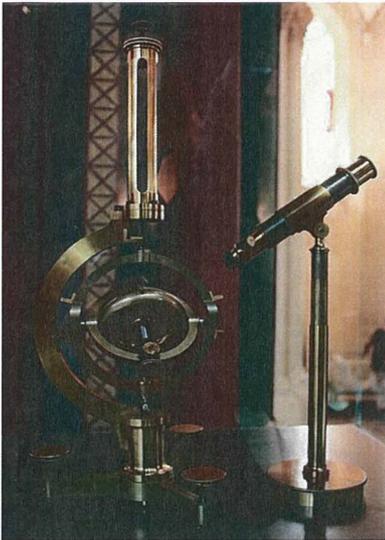
Aus der Tatsache, dass dieses physikalische Gesetze nicht von der Orientierung im Raum abhängt, folgt dass der Drehimpuls eine Erhaltungsgröße ist (Noether-Theorem). Anders ausgedrückt: Der Drehimpuls eines geschlossenen physikalischen Systems bleibt unverändert, egal welche Kräfte und Wechselwirkungen zwischen den Bestandteilen des Systems wirken. Dies gilt für den Drehimpuls bezüglich beliebiger Achsen und wird verkürzt mit dem Begriff Drehimpulserhaltung bezeichnet. D.h. ein frei laufender, symmetrischer Kreisel hat das Bestreben, die Richtung seiner Drehachse und damit auch seiner Rotationsebene im Inertialraum beizubehalten – ein Bezug der Lage ist gegeben.

$$\vec{L} = \Theta \vec{\omega} \quad \Theta = \sum_i m_i \begin{pmatrix} y_i^2 + z_i^2 & -x_i y_i & -x_i z_i \\ -y_i x_i & x_i^2 + z_i^2 & -y_i z_i \\ -z_i x_i & -z_i y_i & x_i^2 + y_i^2 \end{pmatrix}$$

$x_i, y_i, z_i$  = Koordinaten der Einzelschwerpunkte,  $m_i$  = Teilmasse,  $\vec{\omega}$  = Rotationsvektor

**Gleichung 1: Drehimpuls und Trägheitstensor eines Systems aus mehreren Massen**

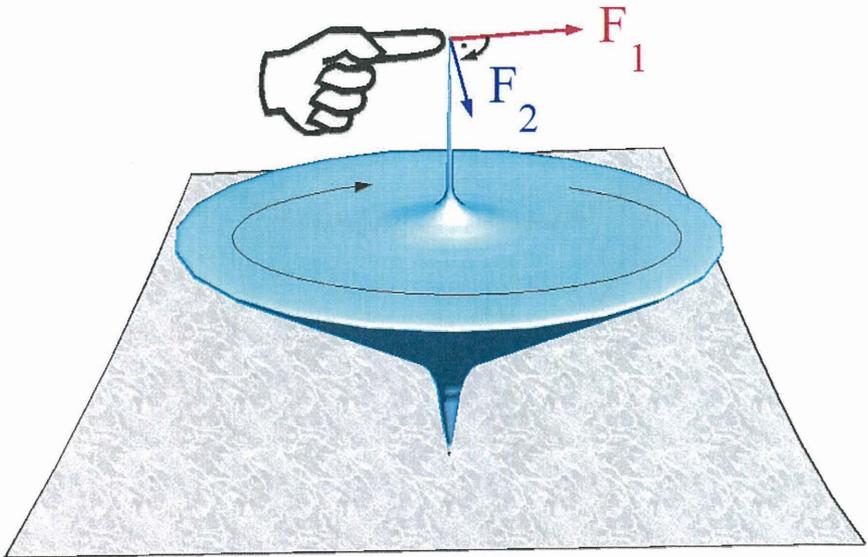
Technisch verfeinert wird dies in Form von Gyroskopen realisiert. Dabei wird der Kreisel so gelagert, dass er sich gegenüber der Aufhängung des Systems in allen Richtungen frei drehen kann.



**Abbildung 2: Gyroskop nach Jean Bernard Leon Foucault (1819-1868)**

## 2.2 Präzession

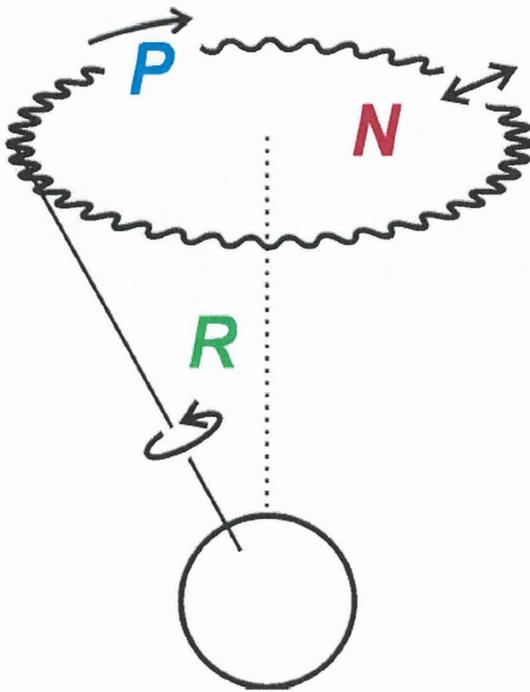
Auf der Erhaltung des Drehimpulses basiert auch der Effekt der Präzession. Versucht eine äußere Kraft, die Drehachse des Kreisels zu kippen, resultiert ein zusätzliches Drehmoment. Um den gesamten Drehimpuls des Systems zu erhalten, kippt die Kreiselachse senkrecht zur angreifenden Kraft. Äußere Kraft und Größe der Präzessionsbewegung stehen in direktem Zusammenhang. Eine Lageänderung lässt sich auf eine Kraftmessung zurückführen und wird dadurch innerhalb des Systems messbar.



**Abbildung 3: Präzessionswirkung ( $F_2$ ) einer äußeren Kraft ( $F_1$ )**

Solchen Kräften ist auch die Erde selbst als ein großes Gyroskop durch die Massenanziehung des Mondes und der Sonne in Kombination mit Ihrer Abweichung von der Kugelform ausgesetzt. Diese Einwirkungen versuchen die Erdachse aufzurichten und lösen so die so genannte Lunisolare Präzession aus, in deren Folge die Rotationsachse der Erde einen Kegel beschreibt, der in 25.700 bis 25.800 Jahren umlaufen wird. D.h. in diesem Zeitraum rotieren die Jahreszeiten innerhalb eines Jahres einmal vollständig.

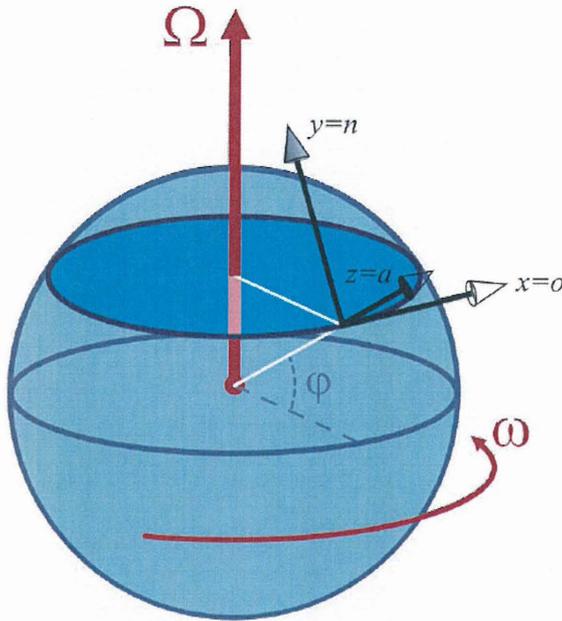
Da die Ebene der Mondumlaufbahn um die Erde gegenüber der Ebene der Umlaufbahn der Erde um die Sonne um  $5^\circ$  geneigt ist, weist auch er selbst eine Präzession auf (mit einer Periodendauer von 18,6 Jahren), die über die Massenanziehung auf die Präzession der Rotationsachse der Erde als Störung einwirkt. Diese Störung führt zur so genannten Nutation, einer Art „Zittern“ der Rotationsachse der Erde mit eben dieser Frequenz.



**Abbildung 4: Präzession und Nutation der Erdachse**

### 2.3 Corioliskraft

Auch die Corioliskraft gehört zu den Trägheitskräften. Sie wirkt auf jeden Körper, dessen Bewegung in einem rotierenden Bezugssystem beschrieben wird. Benannt ist sie nach Gaspard Gustave de Coriolis, der sie 1835 erstmals mathematisch herleitete. Die Richtung der Corioliskraft ist senkrecht sowohl zur Bewegungsrichtung des Körpers als auch zur Rotationsachse des Bezugssystems. Ihr Betrag ist proportional zur Masse des bewegten Körpers, zur Rotationsfrequenz und zur Projektion des Geschwindigkeitsvektors auf die Ebene senkrecht zur Rotationsachse. Sind Bewegungsrichtung und Rotationsachse parallel, ist sie Null.



**Abbildung 5: Koordinatensystem auf dem Breitengrad  $\varphi$  mit x-Achse (Osten), y-Achse (Norden) und z-Achse (aufwärts).**

$$\vec{F}_C = 2 m (\vec{v} \times \vec{\omega})$$

$m$  = Masse

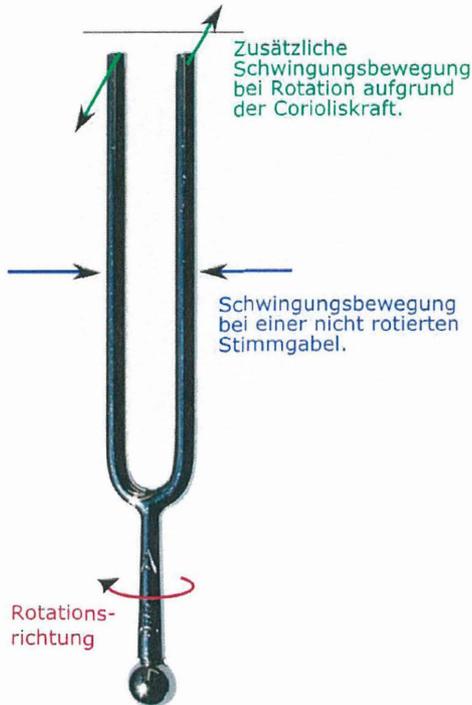
$\vec{v}$  = Geschwindigkeitsvektor

$\vec{\omega}$  = Rotationsvektor

**Gleichung 2: Größe der Korioliskraft**

Corioliskraft ist dann von Bedeutung, wenn eine Drehbewegung mit einer zweiten Bewegung „überlagert“ wird. Zur Messung von Drehgeschwindigkeiten lässt sich die Corioliskraft z.B. in Form des so genannten "Stimmgabelprinzips" verwenden. Aufgrund der Drehbewegung bewegen sich die Zinken der Stimmgabel nicht nur aufeinander zu, sondern sie führen zusätzlich seitliche Bewegungen zueinander aus, die

durch die Corioliskraft verursacht werden. Die seitliche Auslenkung ist näherungsweise proportional zur Drehgeschwindigkeit und kann beispielsweise durch eine kapazitive oder induktive Messung erfasst werden.



**Abbildung 6: Wirkung der Corioliskraft bei einer rotierenden Stimmgabel**

Die Corioliskraft erlaubt auch ein Verständnis des Foucaultschen Pendels. Da das Pendel (auf der Nordhalbkugel) durch die Corioliskraft nach Osten gezogen wird, dreht sich seine Schwingungsebene. Die Geschwindigkeit der Drehung nimmt mit zunehmendem Abstand vom Pol ab.

### 3 Historische Entwicklung

Erste praktische Anwendungen der Trägheitsnavigation wurden zu Anfang des letzten Jahrhunderts entwickelt. Eine Patentanmeldung von Herrmann Anschütz-Kaempfe aus dem Jahr 1904 hat das technische Prinzip eines Kreiselkompasses zum Inhalt der bereits ab 1908 von der deutschen Marine auf Ihren Schiffen eingesetzt wurde. Etwa zur gleichen Zeit entwickelte in Amerika Elmer Ambrose Sperry ebenfalls einen Kreiselkompass, den er sich dort 1908 patentieren ließ. 1914 kam es, ausgelöst durch den Versuch von Sperry, Kreiselkompass an die deutsche Marine zu verkaufen, zu einem Patentstreit zwischen den beiden Erfindern bzw. ihren jeweiligen Unternehmern, in dem Albert Einstein als Gutachter tätig wurde und in dem er sich letztendlich gegen Sperry aussprach. Während dieser Gutachtertätigkeit freundete sich Einstein mit Anschütz-Kaempfe an und unterstützte ihn bei der weiteren Entwicklung.

Um das System auch für die aufkommende Luftfahrt einsatzfähig zu machen, wurden Systeme mit mehreren Kreiseln gebaut, die in zueinander orthogonalen Achsen aufgehängt wurden und unter dem Namen Kugelgyroskop bekannt wurden, wobei die Kugel selbst lediglich eine Versiegelung und ein Schutz gegen Manipulationen darstellt.



**Abbildung 7: 3-fach Gyroskop (Kugelgyroskop) der Fa Anschütz**

Im zweiten Weltkrieg wurden Kugelgyroskope dann auch für die Steuerung von Raketen (z.B. in den V2-Raketen) eingesetzt.

Haben Gyroskope eine ausreichend große Masse, dann sind sie nicht nur für Messaufgaben einsetzbar, sondern können selbst auch zur Lagestabilisierung von Objekten eingesetzt werden. Auf der internationalen Raumstation ISS sind zum Beispiel 3 Gyroskope im Einsatz, um die Ausrichtung der Raumstation zu steuern. Kleinere Systeme sind auch zur Stabilisierung von Maschinen im Einsatz.



**Abbildung 8: Fertigung eines der Gyroskope der ISS**

Vor der Einführung von GPS wurden Kugelgyroskope in der Luftfahrt alleine als Navigationsinstrument genutzt. Die Genauigkeit lag bei einer Abweichung von maximal 10 Seemeilen (ca. 18,5 km) nach einer Flugzeit von 5 Stunden.

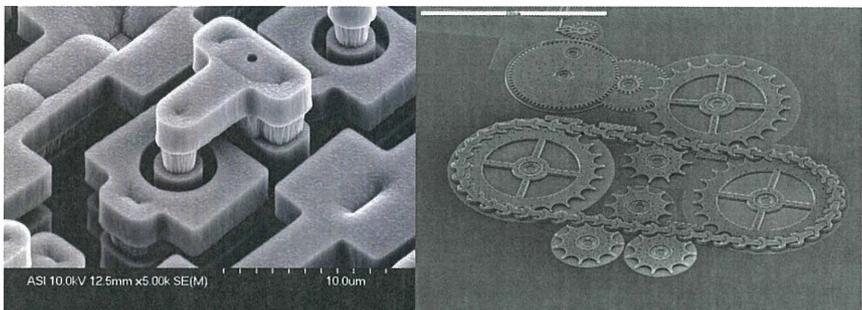
Seit der Einführung von GPS wird die so genannte Koppelnavigation eingesetzt. Über GPS wird in zeitlichen Intervallen eine absolute Positionsbestimmung durchgeführt bzw. der Messfehler der Gyroskope korrigiert. Zwischen diesen Zeitpunkten erfolgt dann die Navigation über das Trägheitssystem.

Für die Bohrlochvermessung wurden bereits früher Geräte auf Basis eines Kreiselkompasses von der Fa. Eastman Whitestock entwickelt, die jedoch für kleinkalibrige

Bohrungen wegen Ihrer vergleichsweise großen Abmessungen nicht einsetzbar waren. Dies hat sich nun durch den Einsatz der MEMS-Technologie geändert.

#### 4 MEMS-Technologie

MEMS (Micro Electro Mechanical Sensor) sind eine Kombination aus mechanischen Elementen, Sensoren, Aktoren und elektronischen Schaltungen auf einem Substrat bzw. Chip.

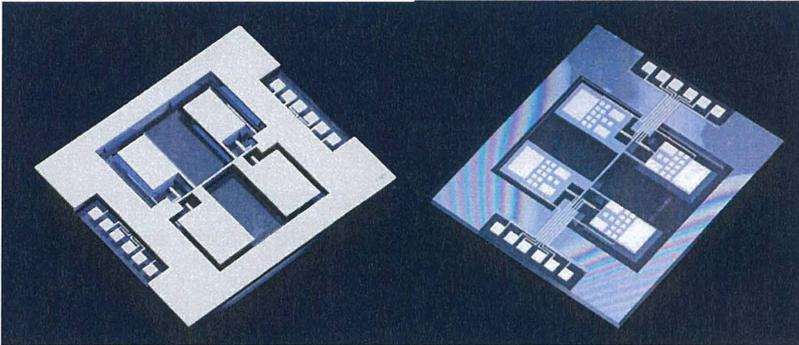


**Abbildung 9: Nahaufnahme von MEMS-Systemen mit dem Raster-Elektronen-Mikroskop**

Diese Bauweise hat mehrere entscheidende Vorteile:

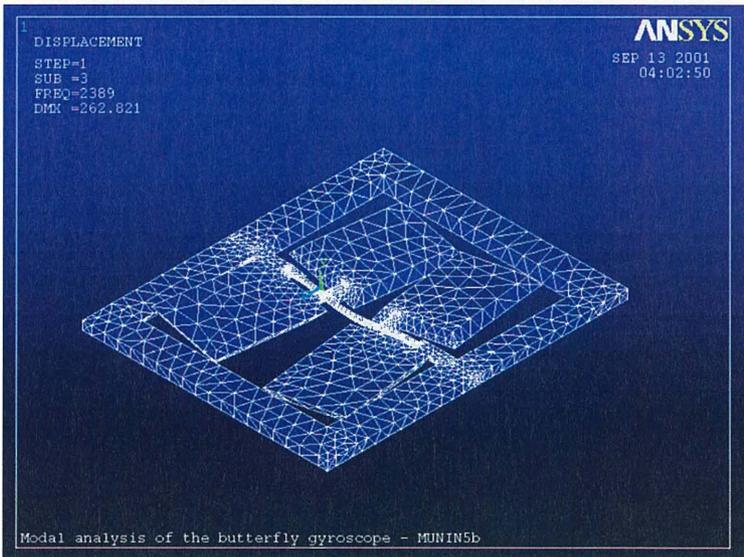
- Die Abmessungen sind extrem klein
- Auf Grund der kleinen Größe sind die Bauteile sehr robust bzw. lassen sich gut gegen äußere Einflüsse abschirmen
- Der Energieverbrauch ist gering

Die Firma REFLEX hat z.T. unter dem Markennamen Ihrer Tochterfirma FLEXIT auf dieser Basis einen Chip entwickelt, der als Gyroskop (Vibrationsgyroskop) funktioniert.



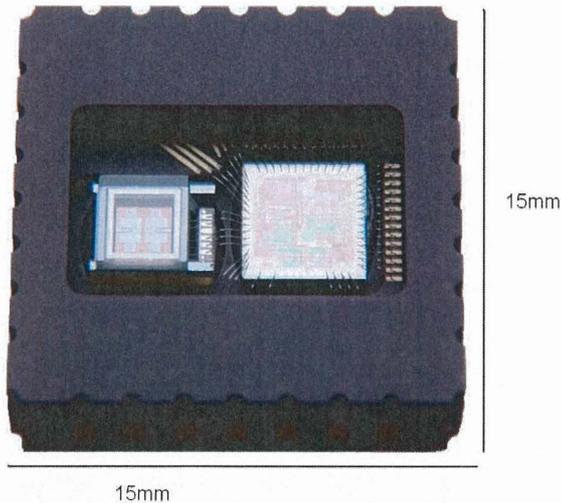
**Abbildung 10: Nahaufnahme des GYRO-MEMS-Chip**

Dieser Chip ist so geformt, dass er 4 Lamellen oder Flügel hat. Diese werden bei der Initialisierung des Gerätes (hierzu muss sich das Gerät in Ruhe befinden) in eine hochfrequente gleich bleibende Schwingung versetzt.



**Abbildung 11: Dynamische FEM-Analyse des Schwingungsverhaltens des GYRO-MEMS-Chip**

Wird dieser schwingende Chip nach seiner Initialisierung Rotationen unterworfen, wirken auf Grund der im Kapitel 2 beschriebenen physikalischen Gesetzmäßigkeiten Zusatzkräfte ein. Diese werden mit in diesen Chip integrierten Schaltkreisen gemessen und durch entsprechende mathematische Integration zu Informationen über Beschleunigung, Geschwindigkeit und Position umgerechnet.



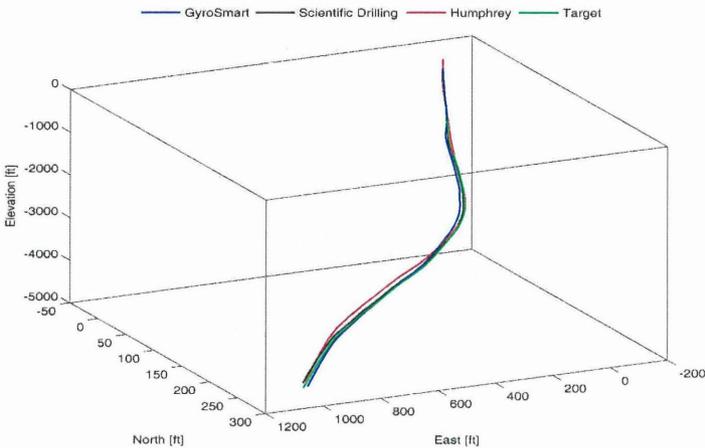
**Abbildung 12: Außenabmessungen des GYRO-MEMS-Chip mit Gehäuse**



**Abbildung 13: Außenabmessungen des REFLEX GYRO (32 mm Außen-Ø)**

Auf Grund der Außenabmessungen des Chips einschließlich Gehäuse von nur 15 mm lässt sich damit auch eine kleine Abmessung des Gerätes realisieren. Die technischen Spezifikationen sind:

- Außen-Ø: 32 mm (38 mm mit Zusätzlichem Druckgehäuse)
- Länge: 807 mm
- Gewicht: 1,1 kg



**Abbildung 14: Vergleichsmessungen im Referenz-Bohrloch in Houston, Texas, USA**

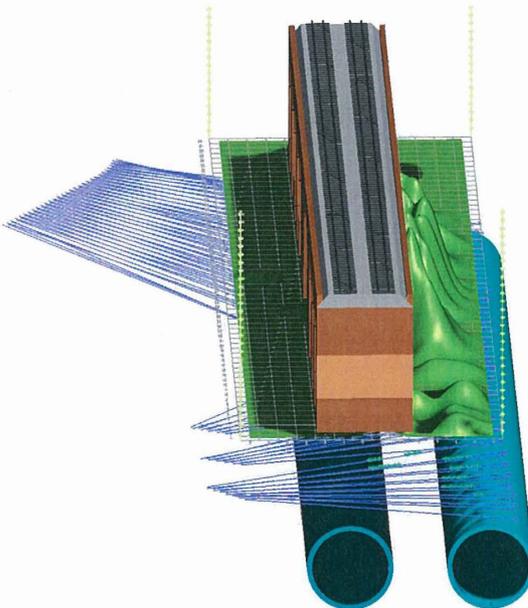
Die nachgewiesene Winkelgenauigkeit liegt bei  $\pm 0,1^\circ$  bei einer Messstrecke von 100 m, die in 8 Minuten abgefahren wurde.

Gesteuert wird das Gerät über einen Tablet-PC, wobei die Datenkommunikation über Bluetooth 2.0 erfolgt und nur während der Initialisierung des Gerätes und beim Auslesen der Messwerte bestehen muss. Wie bei anderen REFLEX-Bohrlochvermessungssystemen auch ist während der Messung selbst keine Datenkommunikation erforderlich, da mit Zeitsynchronisation und Zeitmarken gearbeitet wird.

## 5 Auswertung der Vermessungsdaten

Für die Auswertung der Messdaten von Einzelbohrungen steht eine Software zur Verfügung, die über die kabellose Datenverbindung die Messwerte ausliest. Über die werden automatisch die zu berücksichtigenden Messwerte identifiziert und die Auswertung des Bohrlochverlaufs durchführt.

Für die gleichzeitige Visualisierung mehrerer Bohrlöcher in einer gemeinsamen Darstellung bietet die GeTec Ingenieurgesellschaft CAD basierte Datenbanksysteme (z.B. GroutControl®) an. Die Daten der einzelnen Messungen werden dazu über eine Schnittstelle in die Datenbank übertragen. Durch eine entsprechende SQL-Abfrage lässt sich dann eine räumliche Darstellung erzeugen und zusätzlich eine ggf. notwendigen Kollisionsprüfung durchführen.



**Abbildung 15: CAD-Basierte Darstellung von Bohrlochdaten aus einer Datenbank**

## 6 Autoren

Dipl.-Ing. Paul Pandrea, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH,  
Kaiserleistr. 44  
63067 Offenbach am Main

Dipl.-Ing. Henry Knitsch, GeTec Ingenieurgesellschaft mbH,  
Kaiserleistr. 44  
63067 Offenbach am Main

Christian van der Put, REFLEX Europe,  
Unit 4, Upper Stalls  
Iford, Lewes  
BN7 3EJ  
United Kingdom

## 7 Referenzen

Horst Kuchling: Taschenbuch der Physik, Fachbuch Verlag Leipzig, 1991

Prof. Dr.-Ing. Kurt Meyberg, Dr. Peter Vachenaue: Höhere Mathematik 1 und 2,  
Springer Verlag, 1990

G. Coriolis: Memoire sur les equations du mouvement relatifs des systems de corps.  
In: J. Ec. Polytech.. Nr. 15, 1835, S. 142–154

A. Einstein: Die Ursache der Mäanderbildung der Flussläufe und des so genannten  
Baerschen Gesetzes. In: Die Naturwissenschaften. 14, Nr. 11,  
1926, S. 223-224.

Jan Wendel: Integrierte Navigationssysteme - Sensordatenfusion, GPS und Inertiale  
Navigation. Oldenburg, München 2007, ISBN 978-3-486-58160-7  
PDF

<http://www.s-t-e.de/index.php?/Arbeiten/Fachartikel/Von-Mikromaschinen-und-Siliziumkreislern.Html>

<http://www.imtek.de/content/vorlesung.php?nr=501>

<http://www.memsuniverse.com>

<http://www.greier-greiner.at/hc/praezession.htm>

<http://www.astronomie.de/bibliothek/artikel/sonnensystem/praezession/index.htm>

## **Erfassung und Analyse der Wechselwirkungen von Strömungsprozessen und Kolkphänomenen an Offshore Windenergieanlagen**

Dipl.-Ing. Arne Stahlmann, Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover, stahlmann@fi.uni-hannover.de

Prof. Dr.-Ing. Torsten Schlurmann, Geschäftsführender Leiter, Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover, schlurmann@fi.uni-hannover.de

### **Einleitung und Forschungshintergrund**

Durch die Errichtung des ersten deutschen Offshore-Windparks *alpha ventus* 45 km nördlich der Insel Borkum erfolgte ab Sommer 2009 der Startschuss für den Ausbau der Offshore-Windenergie in Deutschland im Rahmen der von der Bundesregierung geplanten Erhöhung des Anteils der erneuerbaren Energien bei der deutschen Stromerzeugung. Das Testfeld mit insgesamt zwölf Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) mit einer Leistung von jeweils 5 MW stellt durch die Errichtung in einer Wassertiefe von rund 30 m den ersten deutschen Windpark dar, der unter echten Offshore-Bedingungen errichtet wurde und betrieben wird. Zur Testfeldforschung und damit verbundener Optimierung zukünftiger Anlagen wurden einzelne der installierten OWEA sowie Bereiche des Testfeldes selbst mit umfangreicher Messtechnik und -sensorik ausgestattet, wodurch die an der Forschungsinitiative *Research at Alpha Ventus* (RAVE) beteiligten und vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) geförderten Forschungspartner und -projekte mit detaillierten Messdaten aus dem Testfeld versorgt werden.

#### *Forschungsprojekt GIGAWIND alpha ventus*

Eines dieser Forschungsprojekte stellt das an der Leibniz Universität Hannover (LUH) in Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES) 2008 gestartete interdisziplinäre Verbundprojekt GIGAWIND *alpha ventus* mit insgesamt acht Teilprojekten dar. Gesamtziel des Projektes ist die Erstellung eines ganzheitlichen Dimensionierungskonzeptes für OWEA-Tragstrukturen anhand von Messungen im Testfeld mit dem Schwerpunkt der Kostenminimierung und Effizienzsteigerung sowie einer Optimierung des Entwurfsprozesses beim zukünftigen Bau der Anlagen.

### **Untersuchungen zu Strömungsprozessen und Kolkphänomenen an OWEA**

Im Rahmen des Teilprojektes 5 in GIGAWIND *alpha ventus* werden Untersuchungen zu Strömungsprozessen um die OWEA im Testfeld sowie den aus den Strömungen resultie-

renden Kolkphänomenen durchgeführt. Das Untersuchungsprogramm sieht dabei die Auswertung von Messdaten zur Kolkentwicklung an den Anlagen im Testfeld, physikalische Modellversuche im Maßstab 1:40 und 1:12 im Wellenkanal des Franzius-Instituts (WKS) bzw. im Großen Wellenkanal (GWK) sowie numerische Untersuchungen durch ein Simulationsmodell zur Kolkentwicklung unter Wellen- und Strömungsbelastung an der Anlage vor, das im Rahmen dieses Teilprojektes weiterentwickelt werden soll.

#### *Kolkproblematik an Offshore-Bauwerken*

Es gilt als hinreichend bekannt, dass es an Gründungsstrukturen von Offshore-Bauwerken zu einer Ausbildung von mehr oder minder ausgeprägten Kolken infolge von lokalen Strömungsphänomenen kommen kann. Hervorgerufen werden diese Änderungen im natürlichen Strömungsregime im Bereich des Meeresbodens an und im nahen Umfeld einer Struktur aus der hochkomplexen Interaktion zwischen dem Seegang, der tide- oder welleninduzierten Strömung, dem Meeresboden und der Struktur selbst und führen zu Effekten der Wirbelbildung, Turbulenzen und allgemein lokal erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten und damit zu einer erhöhten Sediment-Mobilität. Durch die noch unzureichenden Kenntnisse über die genaue zeitliche und räumliche Entwicklung von Kolken um und an komplexen OWEA-Gründungsstrukturen erfolgt ihre Dimensionierung derzeit mit erhöhten Sicherheitsfaktoren und damit erhöhten Kosten. Ein Ziel der Untersuchungen innerhalb des Forschungsvorhabens ist es daher, vertiefte Erkenntnisse über die Kolkentwicklung (Genese) um die Gründungsstrukturen zu erlangen und die Vorhersagemöglichkeiten zu verbessern, um zukünftig effizientere Gründungsabmessungen zu erzielen, die gegebenenfalls in Kombination mit entsprechenden Kolsicherungsmaßnahmen einhergehen.

Der Schwerpunkt der Untersuchungen im Teilprojekt 5 liegt auf den sechs der zwölf im Testfeld installierten Tripod-Gründungsstrukturen der Fa. AREVA-Multibrid. Aufgrund der komplexen geometrischen Struktur dieses Gründungstyps können hier bisherige empirische Berechnungsansätze zur Kolkentwicklung, die in der Vergangenheit größtenteils für Monopiles oder Pfahlgruppen (vgl. Jacket-Plattform) entwickelt wurden, nur sehr bedingt angesetzt werden und allenfalls für erste, sehr vereinfachende Abschätzungen herangezogen werden. Erste kleinskalige Modelluntersuchungen im Labor bestätigen grundsätzlich andere, komplexere Kolkphänomene im Umfeld von Tripod-Gründungsstrukturen. Weitergehende Studien im Rahmen von großmaßstäblichen Versuchsreihen im GWK werden tieferen Aufschluss über die Kolkentstehung liefern und dadurch bedingt dezidierte Abschätzungen für die Bemessung von derartigen Strukturen ermöglichen.

### *Untersuchung von Kolkphänomenen im Testfeld*

An dem mit umfassender Messsensorik bestückten Tripod M7 im Testfeld werden Messungen zur Kolkgenese an den Gründungspfählen sowie im näheren Umfeld der Anlage durch ein installiertes Messequipment des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) durchgeführt. Die Messungen erfolgen zum einen durch permanente Aufnahmen der Kolkiefen über insgesamt 19 Singlebeam-Echolote, die am Fuß der Struktur befestigt sind (siehe Abb. 1). Diese Messungen werden zum anderen durch regelmäßig durchgeführte, großflächige Aufnahme des Meeresbodens im Nahbereich und im weiteren Umfeld der Anlagen durch vom BSH durchgeführte Messkampagnen mittels Multibeam-Echolot ergänzt. Die Analyse und Bewertung der im Rahmen des Kolkmonitorings aufgenommenen Naturmessdaten erfolgen dann innerhalb des Teilprojektes 5. Die Daten dienen vornehmlich der Kalibrierung und späteren Validierung des numerischen Simulationsmodells.

### *Physikalische Modellversuche im Wellenkanal*

In den kleinskaligen Modellversuchen werden Untersuchungen zu Kolkungsvorgängen und Strömungsbildern am Modell-Tripod im Wellenkanal WKS im Maßstab 1:40 durchgeführt. Diese Laborversuche dienen, neben der Gewinnung von Messdaten zur späteren Kalibrierung des numerischen Modells, ebenfalls zur Gewinnung signifikanter Eingangsparameter zur Sensitivitätsanalyse für die darauf aufbauenden Modellversuche im GWK im großskaligen Maßstab.



Abb. 1: Messpunkte der Echolote am Tripod [Stiftung Offshore Windenergie/alpha ventus, 2008]



Abb. 2: Modellbau im Wellenkanal zur Kolk- und Strömungsuntersuchung, Maßstab 1:40

Für die Untersuchungen wurde in den insgesamt 110 m langen Wellenkanal eine bewegliche Sohle (Sandbett) von zunächst 5,5 m<sup>2</sup> Grundfläche und 0,4 m Tiefe eingebaut, die im Laufe der Untersuchungen auf 11 m<sup>2</sup> Grundfläche und 0,25 m Tiefe verändert wurde. Im Bereich des Sandbetts können die zu untersuchenden Strukturen über eine feste Verbindung mit der Kanalsohle eingebaut werden. Als Modellsand wurde ein eng gestufter Feinsand mit einer Korngröße von  $d_{50} = 0,15$  mm verwendet. Für die Untersuchungen wurde zunächst ein Modell im Maßstab 1:40 gefertigt (siehe Abb. 2), das drehbar gelagert im Wellenkanal eingebaut wurde, um so die Drehrichtung der Standbeine zum Hauptwellenangriff zu variieren und nachfolgend den Einfluss dieses Parameters zu untersuchen. Es wurden zahlreiche Versuche zur Kolkbildung unter Wellen mit verschiedenen Konfigurationen von Wassertiefen  $d$  (60-75 cm), Wellenhöhen  $H$  und  $H_S$  (10-25 cm) und Wellenperioden  $T$  und  $T_P$  (1,0-3,0 s) für regelmäßige Wellen und Wellenspektren (Jonswap) durchgeführt und analysiert. Die Kolkentwicklungen für die jeweiligen Versuchsserien wurden jeweils nach einer definierten Wellenanzahl mithilfe eines unter Wasser arbeitenden Laser-Distanzmessers aufgemessen. Das Messintervall beträgt hier, je nach Versuchskonfiguration, zwischen 250 und 1.000 Wellenzyklen, bei einer Gesamtversuchsdauer von jeweils 3.000-6.000 Wellenzyklen pro Versuch. Die Positionierung des Lasers erfolgt über eine programmierbare Messbühne, mit der das Messinstrument in drei Achsen automatisiert verfahren werden kann und so kontinuierliche über der Sohle bewegt Bodenprofile aufnimmt, ohne jeweils den Kanal zu leeren und dadurch gegebenenfalls das entstandene Kolkbild an der Struktur zu stören. Aus den Daten werden im Post-Processing flächenhafte Tiefendarstellungen erzeugt (siehe Abb. 3).

Zur Ermittlung lokaler Wirbelsysteme und die Kolkbildung beeinflussender Strömungen an der Struktur werden örtlich instationäre Strömungsmessungen mittels einer ADV-Sonde (Acoustic Doppler Velocimeter) durchgeführt, aus denen anschließend Strömungsprofile über die Wassertiefe erstellt werden. Diese punktuellen Messungen werden im Laufe des Jahres durch detaillierte nicht-invasive, flächenhafte Messungen ergänzt, die mithilfe eines neuen ab Sommer 2010 am Franzius-Institut vorhandenen PIV-Messsystems (Particle Image Velocimetry) erstellt werden.

#### *Modellversuche im Großen Wellenkanal*

In Kombination mit Untersuchungen zu Seegangs-/Wellenlasten brechender Wellen auf OWEA Strukturen und Kolkschutzmaßnahmen werden ab Frühjahr 2010 physikalische

Modellversuche im GWK im Maßstab 1:12 zur detaillierten Untersuchung der Kolkungsvorgänge durchgeführt. Hierzu wird die Gründungsstruktur des Tripods in den Großen Wellenkanal (Abmessungen: 300 m Länge, 5 m Breite, 7 m Tiefe) des Forschungszentrums Küste (FZK) eingebaut. Als Modellsediment für die Kolkuntersuchungen dient der Modellsand aus den bisherigen Versuchen im WKS, der in einer Schichtdicke von 1,2 m als Profil in den GWK eingebaut wird.

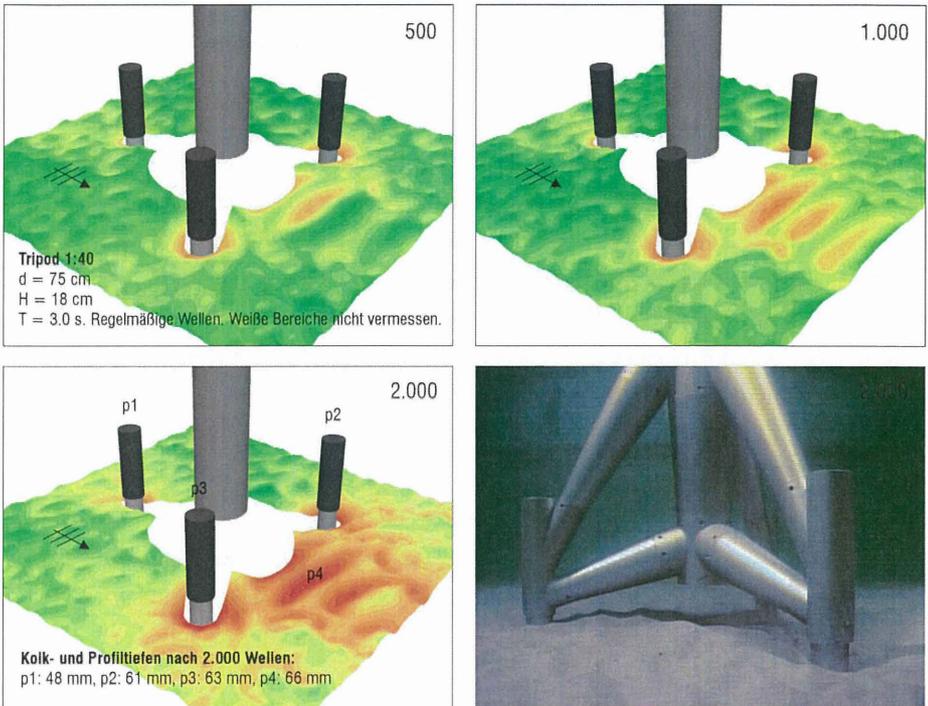


Abb. 3: Aufgenommene Kolk-tiefen für eine Versuchsserie im Wellenkanal WKS (beispielhaft) mit regelmäßigen Wellen ( $d=75\text{ cm}$ ,  $H=18\text{ cm}$ ,  $T=3,0\text{ s}$ ). Die Wellenzahlen sind den Abbildungen zu entnehmen.

Als adäquate Messtechnik zur Aufmessung der Kolk-tiefen bei den Versuchen mit regelmäßigen Wellen und Wellenspektren kommt neben einzelnen Punkt-Echoloten auch ein neues am GWK vorhandenes Fächer-Echolot zum Einsatz, das an einer verfahrbaren Messbühne befestigt die gesamte Kanalsohle vermessen kann. Zur Sichtkontrolle bzw. Aufnahme der Kolk-tiefen direkt an den Piles des Tripods kommen wasserdichte Kameras im Inneren der Piles zum Einsatz, über die mithilfe von Plexiglas-Sichtfenstern die anliegenden Sedimenthöhen aufgenommen werden können. Rückschlüsse auf die Porenwasserdrücke im Sediment im Bereich der Kolke können über eingebaute Druckmessdosen im

Sand gezogen werden. Während der Versuche werden die Strömungen um die Struktur ähnlich der Punktmessungen im WKS mit Flügel-Messsonden und ADV-Sonden aufgenommen, wobei letztere in einem Vertikalprofil an der Messbühne befestigt werden und so während der Versuche an verschiedene definierte Positionen verfahren werden können.

## **Zusammenfassung**

Im Rahmen des Teilprojektes 5 des interdisziplinären Verbundvorhabens GIGAWIND *alpha ventus* an der LUH werden Untersuchungen zu Strömungsvorgängen und den aus Ihnen resultierenden Kolkphänomenen an Gründungsstrukturen für OWEA im Testfeld *alpha ventus* durchgeführt. Hierbei liegt der Fokus der Untersuchungen auf den Gründungsstrukturen vom Typ Tripod. Die Untersuchungen bestehen aus einer Kombination von Naturmessungen der Kolktiefen und -ausdehnungen im Testfeld, physikalischen Modellversuchen in den Maßstäben 1:40 und 1:12 im Wellenkanal des Franzius-Instituts bzw. im Großen Wellenkanal, sowie in der Entwicklung eines numerischen Modells zur Kolksimulation. Letztlich können hierdurch Auswirkungen auf das Tragverhalten der Gesamtanlage ermittelt und ggf. geeignete Kolkschutzmaßnahmen entwickelt werden, die zukünftig effizientere Gründungen ermöglichen.

## **Förderrahmen und Danksagung**

Die Autoren bedanken sich für die Unterstützung und Förderung durch das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) im Rahmen des Forschungsprojektes *GIGAWIND alpha ventus - LUH* (Förderkennzeichen 0325032).

## **Schrifttum**

HILDEBRANDT, A.; STAHLMANN, A.; SCHLURMANN, T.: Field data derived from Offshore Wind Energy Converters – Assessment and correlation of dynamic waves, 33rd IAHR Congress, Vancouver BC, 14. August 2009

SUMER, B.M., FREDSE, J.: The Mechanics of Scour in the Marine Environment. World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 2002

STAHLMANN, A.; HILDEBRANDT, A.; SCHLURMANN, T.: Investigations on Scour Development at Offshore Wind Energy Converters in the German Offshore Test Site *alpha ventus*, 33rd IAHR Congress, Vancouver BC, 12. August 2009

STAHLMANN, A., HILDEBRANDT, A., SCHLURMANN, T.: Untersuchung von Seegangbelastungen und Kolken an Offshore-Windenergieanlagen im Testfeld *alpha ventus*, HTG-Kongress 2009, Lübeck, 11. September 2009

Nähere Informationen zum Gesamtprojekt sind unter [www.gigawind.de](http://www.gigawind.de) zu finden.



Seit 2007 entwickelt und betreibt bremenports eine Grundwasserpegelmessanlage (GWP), die eine kontinuierliche Messdatenerfassung über die gesamte Länge der Stromkaje und über sehr lange Messzeiträume ermöglicht. Grundidee der Anlage ist es, anhand der aufgezeichneten Daten von Grundwasserpegeln und Weserwasserstand, Alarmparameter anhand von Lastfällen zu definieren, die frühzeitig eine Gefahrensituation für die Kaje anzeigen.

Mit der Anlage lassen sich Veränderungen der Lastfallparameter durch Extremereignisse (Niedrigwasser und Sturmflut), Folgen bei Ausfall oder Störungen der Entlastungsanlagen und Unterschiede in der Durchlässigkeit der Spundwände messtechnisch erfassen. Der vorliegende Beitrag erläutert die Funktionsweise der Grundwasserpegelmessanlage an der Stromkaje und bewertet die Leistungsfähigkeit und den Nutzen der Anlage auf der Grundlage der bisherigen Erfahrungen.

## 2. Grundwasserpegelmessungen an der Stromkaje

Entlang der rund 5 Kilometer langen Kaje mit ihren verschiedenen Konstruktionsprinzipien sind 21 Pegelsensoren hinter der Spundwand in der so genannten B5 Linie eingebracht (Bild 2). Die B5 Linie beschreibt einen Längsschnitt parallel zur Kaje, der landseitig rd. 5 m hinter der Spundwand verläuft.

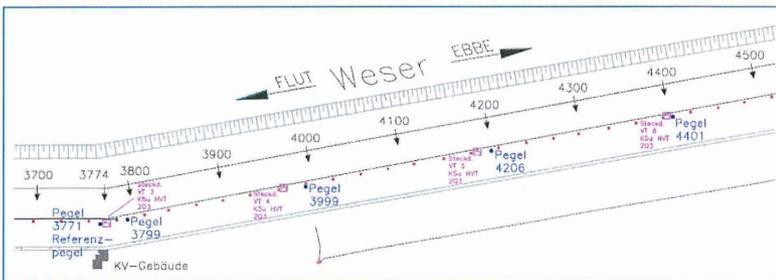


Bild 2: Ausschnitt - Anordnung der Grundwasserpegelsensoren im Bereich CT 4.

Aufgrund der in Bremerhaven bisher gemachten Erfahrungen mit Messsensoren unterschiedlicher Typen und Hersteller, haben wir uns bei der konstruktiven Auslegung der GWP für robuste Messsensoren der Firma VEGA entschieden.

Eine wichtige Randbedingung für die Wahl der eingesetzten Messinstrumente ist das statische System der Kaje. Grundsätzlich wird das statische System der Containerkaje in Bremerhaven in zwei Bereiche unterteilt, in denen zwei voneinander abweichenden Messprinzipien eingesetzt werden.

Das Konstruktionsprinzip der südlichen Bauabschnitte (CT Süd, CT I und CT II) ist in Bild 3 dargestellt. Die Konstruktion besteht hier aus einer überbauten Böschung mit vorderer und hinterer Stahlspundwand. Der Betonüberbau wurde mit Fertigteilen realisiert. Das Grundwasser wird landseitig in einem Entwässerungsstrang (Filterstrang) gesammelt und in den zwischen vorderer und hinterer Spundwand liegenden Hohlraum geleitet. Dieser konstruktiv in fünf Kammern unterteilte Raum dient als Sammelpeicher für das Grundwasser, welches mit sinkender Tide über Rückstauklappen in die Weser abgelassen wird. Der Grundwasserstand wird mithilfe von VEGA Ultraschallsensoren (Typ VEGASON 62) gemessen, wobei in jeder Kammer des Hohlraums jeweils ein Sensor angeordnet ist. Die genaue Lage der Messsensoren kann dem Querschnitt in Bild 4 entnommen werden.

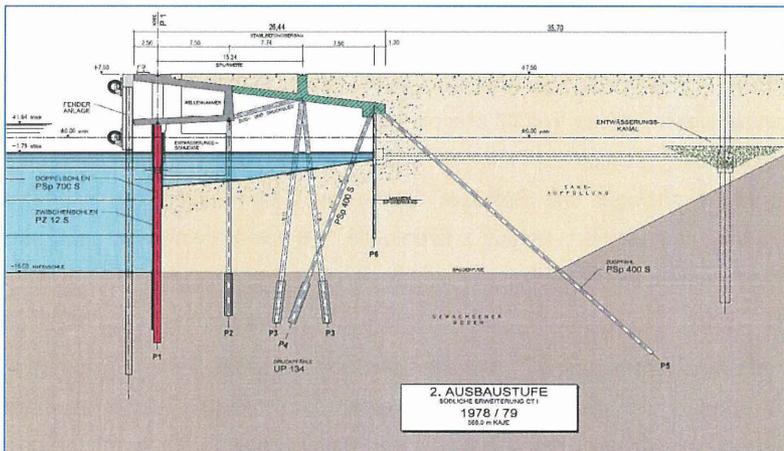


Bild 3: Konstruktionsprinzip CT Süd, CT I und CT II

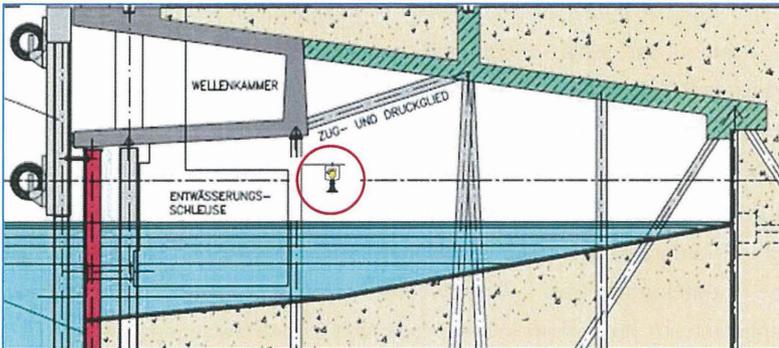


Bild 4: Lage der Messsensoren im Bereich CT Süd, CT I und CT II



Bild 5: Ultraschallimpulssensor (Werkfoto VEGA)

Der gewählte Ultraschallsensor (Bild 5) besitzt einen Schallwandler, der kurze Ultraschallimpulse im Bereich von 35 kHz bis 70 kHz auf das Grundwasser abstrahlt. Das Grundwasser reflektiert die Impulse zurück an den Schallwandler. Neueste Mikroprozessortechnologie und Software filtern das Grundwasserecho auch bei Störungsreflexionen sicher heraus. Eventuelle Temperatureinflüsse auf die Schalllaufzeit werden kompensiert.

Mit Bau des Kajenabschnitts CT III wurde der Überbau nicht mehr als Fertigteil eingebaut sondern im Schutz einer schweren kombinierten Spundwand als Ortbetonbauwerk hergestellt. Somit wurde in den Bauabschnitten CT III, CT IIIa und CT 4 von der oben beschriebenen Konstruktion abgewichen und eine einfach verankerte, voll hinterfüllte Spundwand gewählt. Das Konstruktionsprinzip dieser Ausbaustufen ist in Bild 6 gezeigt. Auch im Bereich CT III, CT IIIa und CT 4 sammeln Vollsickerrohre das Grundwasser. Es wird in den Pumpenkeller der Kajenbauwerke geleitet und über Pumpen in die Weser abgeleitet, so dass das statisch geforderte Niveau des Grundwasserspegels eingehalten wird.

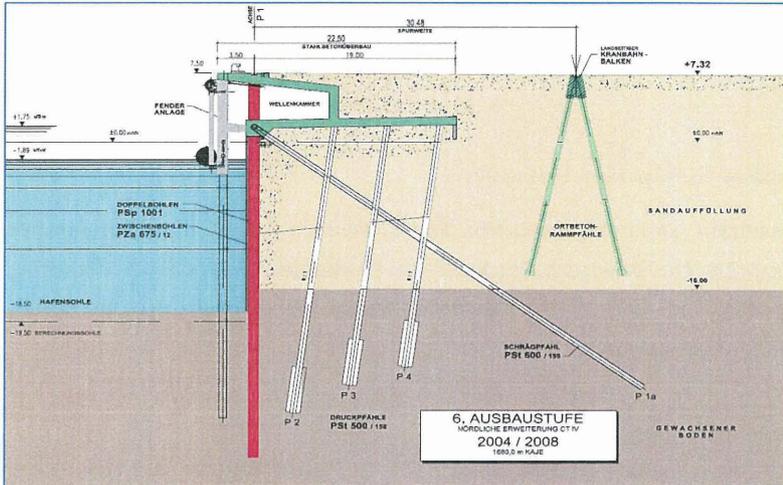


Bild 6: Konstruktionsprinzip CT III, CT IIIa und CT 4

Für die Messung der Grundwasserpegel werden in den nördlichen Abschnitten CT III bis CT 4 unterhalb der Wellenkammersohle Pegelsensoren der Fa. Vega (Typ VEGAWELL 72) angeordnet. Diese Absolutdruckwertgeber werden in Pegelschächte eingesetzt, die als Filterrohre ausgebauten sind. Die konstruktive Ausbildung so eines Pegelschachts ist in Bild 7 für den Bereich CT IIIa gezeigt.

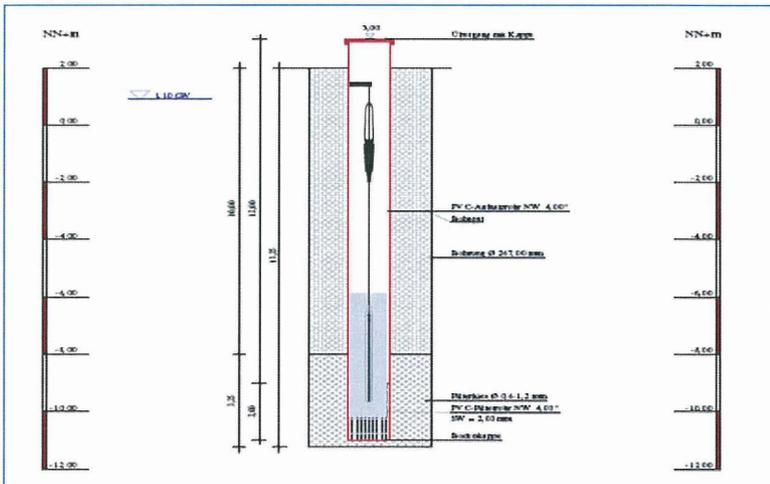


Bild 7: Beispiel: Konstruktion eines Pegelschachts mit Messumformer im Bereich CT IIIa



Bild 8: Hydrostatischer Druckmessumformer (Werkfoto VEGA)

Die eingesetzten Druckmessumformer (Bild 8) arbeiten nach dem hydrostatischen Messprinzip. Der hydrostatische Druck des Grundwassers bewirkt über die Membran eine Kapazitätsänderung in der Messzelle, welche dann in ein entsprechendes Ausgangssignal umgewandelt wird.

### 3. Datenerfassung und -verarbeitung

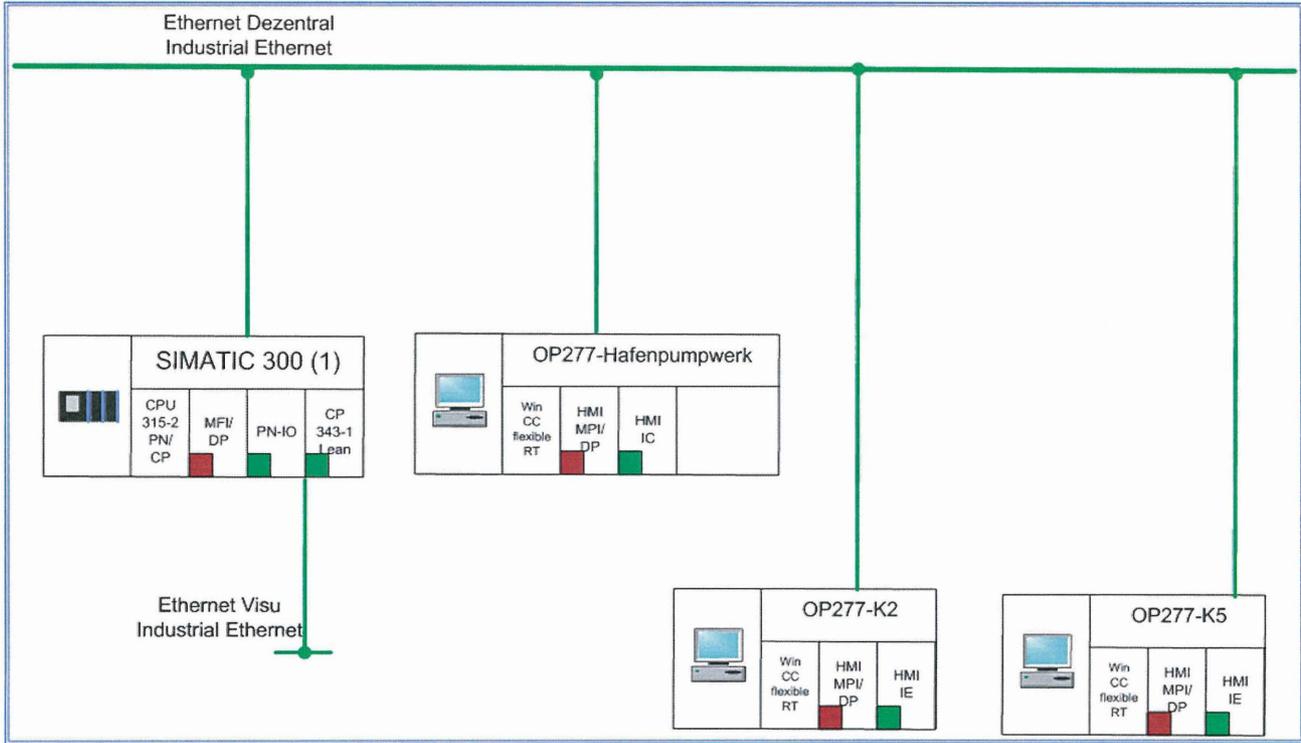
Wie bereits beschrieben, wird im Bereich CT Süd bis CT II der GW-Stand über Reflektion eines Ultraschallimpulses aufgenommen. Das Merkmal der Messungen in den nördlichen Bereichen ist, dass hier der Absolutdruck auf die Sensoren gemessen wird. Zwei Referenzluftdruckgeber dienen hier zur Justierung und Kalibrierung der realen Grundwasserpegelverhältnisse. Der Luftdruck wird vom Absolutdruck abgezogen um die reale Wasserhöhe zu detektieren. Das gesamte Messsystem ist an realen Grundwasserpegelständen über mehrere Tiden kalibriert.

Als Vergleichs- bzw. Referenzwert wird der Weserwasserstand ebenfalls über Sensorik erfasst. Weiter werden die Pumpzyklen der Entlastungsanlagen aufgenommen und Wind- bzw. Wetterdaten für Archiv- und Prognosezwecke archiviert.

Alle Ultraschallsensoren kommunizieren im Netzwerk über eine Profibus-PA Schnittstelle mit der übergeordneten SPS (Speicherprogrammierbaren Steuerung). Die Absolutdruckwertgeber sind über jeweils eine 4 - 20 mA Leitung auf die Signalvorverarbeitung aufgeschaltet. Die Messwerte werden hier digitalisiert. Die Signalvorverarbeitung nimmt die Messwerte auf, skaliert diese auf den Messbereich und berücksichtigt zur Anzeige in mNN noch die Einbauhöhe der einzelnen Sensoren.

Zur Aufnahme und Verarbeitung der Messwerte wird eine SPS vom Typ Siemens S7-300 mit einer CPU315-2PN/DP eingesetzt.

Bild 10: Blockschaltbild des Hardwareaufbaus der Pegelanlage innerhalb der Hafeninfrastuktur



### Betriebsdatenerfassung für die Anlagen

### Pegelschreiber, Grundwasserpegel Containerterminal und Schiffsanlegemesssystem

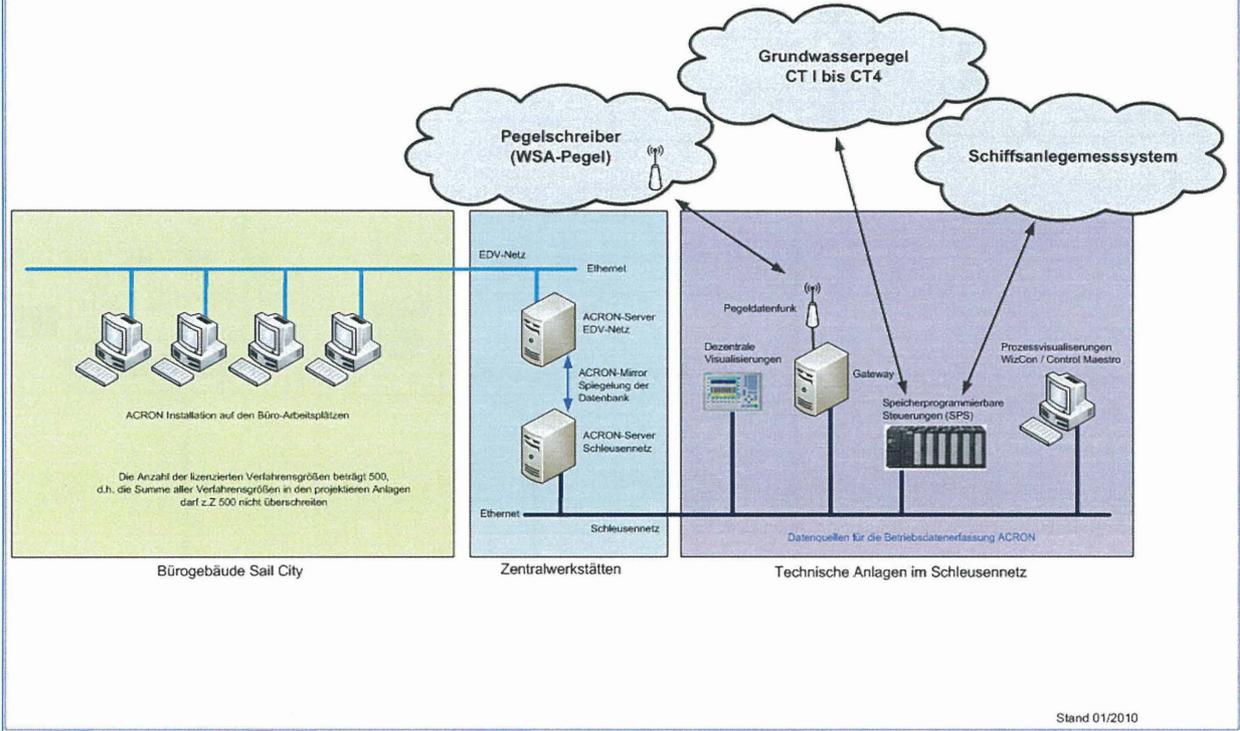


Bild 11: Netzwerktopologie mit Speicherprogrammierbarer Steuerung, Datenbankserver und Auswerte-PCs

Die Daten der Sensoren werden im Bereich der Stromkaje an drei zentralen Punkten (Hafenpumpwerk, K2- und K5-Bauwerk) erfasst und dann von einer SPS aufgenommen und verarbeitet. Bild 10 zeigt als Blockschaltbild schematisch den Hardwareaufbau der Pegelerfassung. Zur besseren Übersicht zeigt Bild 11 die vernetzte Infrastruktur inklusive der Bediengeräte, Datenbankserver und Auswertehardware. Über eine Signalvorverarbeitung werden die Daten der Auswertesoftware auf PC sowie Anzeige- und Bediengerät zur Verfügung gestellt. Zusätzlich werden Diagnosedaten der einzelnen Sensoren gelesen und zur Darstellung bereitgestellt.

In Bild 12 ist das Prozessbild der gesamten Grundwasserpegelmessanlage dargestellt. Im unteren Bereich der Anzeige werden die Diagnosedaten angezeigt. Dabei kann es sich sowohl um Störungen im Netz handeln als auch um Alarmmeldungen, die das Bauwerk betreffen.

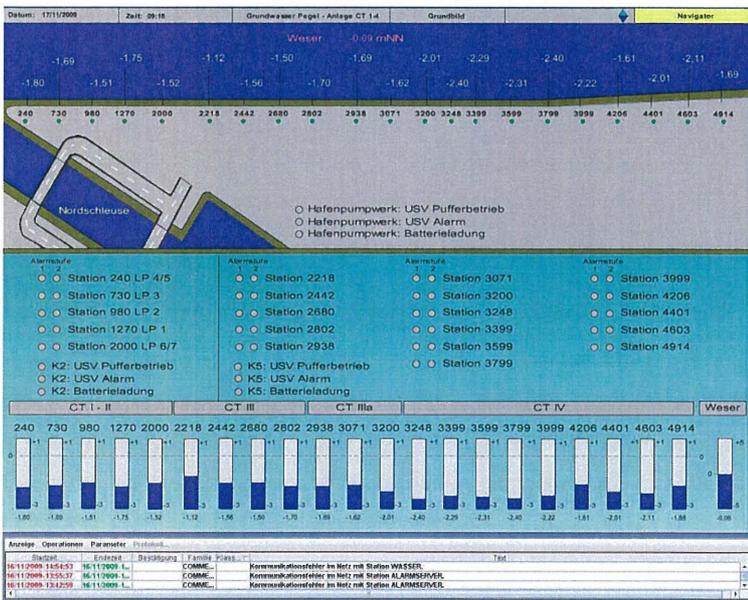


Bild 12: Prozessbild der Anlage

Die aufgezeichneten Messwerte werden in einem Datenbanksystem langzeitarchiviert und können zur Beobachtung von kurz- und langfristigen Prozessen in Abhängigkeiten miteinander verknüpft und ausgewertet werden. Hier

zeigt sich auch der Vorteil gegenüber früherer Datenauswertungen. Ein Vergleich größerer Datenmengen war in der Vergangenheit nicht oder nur unvollständig möglich, weil nur baubegleitende Messergebnisse vorlagen bzw. zeitlich begrenzte Messkampagnen durchgeführt wurden.

#### **4. Messergebnisse und Aufbereitung der Messdaten**

##### **4.1 Zielsetzung der Auswertungen**

Aufgabe der Messanlage ist es, die reale Belastung der Kaje infolge Wasserüberdruck zu beobachten und zu erfassen, um so die Risiken für die Kajenkonstruktion hinsichtlich ihrer Standsicherheit abschätzen zu können.

Kritische, zur Wasserseite gerichtete Wasserüberdrücke entstehen, wenn der Weserpegel während einer Tideniedrigwasserphase unter den Grundwasserstand absinkt. Die Größe der tatsächlich auftretenden Belastung aus Wasserüberdruck wird mit der Messanlage ermittelt und wird dann mit den Bemessungsannahmen aus der Bestandstatik verglichen. Kritische Belastungssituationen werden über definierte Alarmwerte angezeigt.

Im Rahmen der Bauwerksunterhaltung fließen die Ergebnisse von Messungen und Auswertungen in eine Handlungsanweisung für das Bauwerk Stromkaje ein, die es dann ermöglichen soll, sich anbahnende Lastüberschreitungen rechtzeitig zu erkennen und auf auffällige Ereignisse mit geeigneten Gegenmaßnahmen reagieren zu können.

Die Messdaten der GWP werden vornehmlich mit dieser anfänglichen Zielsetzung ausgewertet. Inzwischen können aus der Langzeitbeobachtung der Grundwasserstände hinter der Kaje u. a. auch Störungen der Entlastungsanlage abgeleitet werden, so dass zukünftig neben Informationen zur Standsicherheit der Kaje auch Hinweise auf notwendige Inspektionsintervalle gegeben werden und diese dann in die Handlungsanweisung einfließen.

##### **4.2 Reale Lastfallsituation an der Kaje**

Aus den vorliegenden Pegeldaten werden wöchentliche Standardgraphen und Berichte generiert. Eine Standardauswertung ist die Darstellung des Weserpegels und der Grundwasserpegel über einen vorgegebenen Zeitraum. Zur besseren Übersichtlichkeit werden die Bereiche CT Süd bis CT II, CT III, CT IIIa und CT 4

voneinander getrennt dargestellt. Bild 13 zeigt beispielhaft eine Wochenauswertung für den nördlichen Bereich CT 4 vom 10.-16.12.2009.

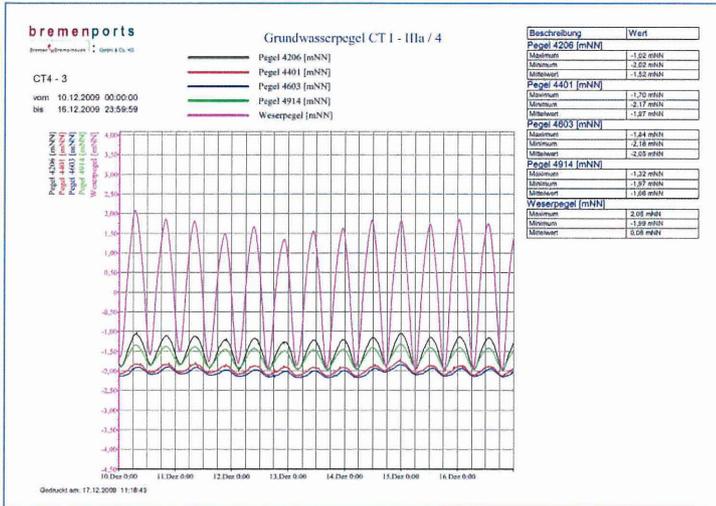


Bild 13: Weserpegel- und Grundwasserpegelverlauf als Auszug vom Bereich CT 4 als Wochenauswertung

In einer weiteren Standardauswertung wird das Grundwasserlängsprofil über die gesamte Stromkaje als Tagesauswertung dargestellt (Bild 14). In dieser Darstellung werden für jeden Grundwasserpegel entlang der Stromkaje der Tagesmaximalwert, der Tagesminimalwert und der Tagesmittelwert angezeigt. Die Darstellung dient der Plausibilitätsprüfung, denn „Ausreißer“, die z. B. auf ein Problem in der Pegelanlage hinweisen, können identifiziert werden. Außerdem sind Änderungen in den Reaktionen des Grundwasserpegels auf Tideschwankungen im Rahmen von Langzeitauswertungen gut erkennbar.

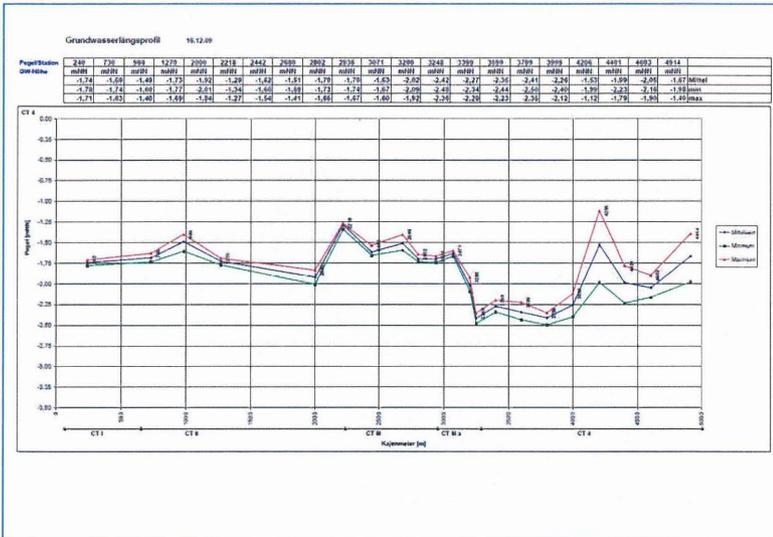


Bild 14: Grundwasserlängsprofil der gesamten Stromkaje als Tagesauswertung

Aus diesen beiden Diagrammen ist ein direktes Ablesen des maximalen Wasserüberdrucks nur sehr schwer möglich. Daher werden die Messdaten zusätzlich als Zahlenwerten in einer Monatsauswertung aufbereitet. Beispielhaft ist ein Bericht für den September 2009 und den Bereich CT IIIa dem Bild 15 zu entnehmen.

bremenports		Monatsauswertung				
Bremen   Bremerhaven   C&B & Co. KG		Auswertung Belastung Kaje Containerterminal September 2009				
Datum	CT IIIa			CT 4		
	Station 2008 maximale Differenz Pegelhöhenprofil	Station 2008 minimale Differenz Pegelhöhenprofil	Station 2008 maximale Differenz Wasserstand bei Vollwasserspiegel	Station 2009 maximale Differenz Pegelhöhenprofil	Station 2009 minimale Differenz Pegelhöhenprofil	Station 2009 maximale Differenz Wasserstand bei Vollwasserspiegel
01.09.2009	0,40	0,53	-1,65	0,48	-0,84	-0,72
02.09.2009	0,51	0,19	-1,75	0,61	-0,03	-1,75
03.09.2009	0,66	0,71	-1,89	0,75	-0,18	-1,89
04.09.2009	-0,07	0,33	-1,12	0,11	-0,62	-1,12
05.09.2009	0,41	2,12	-1,60	0,36	-1,80	-1,60
06.09.2009	0,65	2,14	-2,00	0,67	-2,06	-2,06
07.09.2009	1,05	2,21	-2,20	-1,15	0,50	-2,20
08.09.2009	1,23	2,24	-2,48	1,33	0,88	-2,48
09.09.2009	0,40	1,04	-1,79	0,48	-0,08	-1,79
10.09.2009	0,84	2,44	-2,81	0,72	-2,61	-2,81
11.09.2009	0,57	0,04	-1,84	0,66	0,04	-1,84
12.09.2009	0,48	0,01	-1,92	0,51	-0,06	-1,92
13.09.2009	0,07	0,04	-1,43	0,13	-0,56	-1,43
14.09.2009	0,57	1,43	-1,68	0,63	-0,61	-1,68
15.09.2009	0,66	1,60	-1,97	0,72	-0,09	-1,97
16.09.2009	1,08	2,09	-2,30	1,17	-0,58	-2,30
17.09.2009	0,92	1,91	-2,23	1,00	-0,16	-2,23
18.09.2009	1,12	2,05	-2,44	1,21	-0,56	-2,44
19.09.2009	0,86	1,95	-2,16	0,95	-0,30	-2,16
20.09.2009	0,99	2,08	-2,18	1,05	-0,24	-2,18
21.09.2009	0,88	1,00	-2,18	0,97	-0,32	-2,18
22.09.2009	0,69	1,92	-2,06	0,73	-0,26	-2,06
23.09.2009	0,15	1,14	-1,56	0,24	-0,30	-1,56
24.09.2009	-0,01	1,13	-1,65	0,10	-0,42	-1,65
25.09.2009	-0,11	1,15	-1,70	0,07	-0,42	-1,70
26.09.2009	0,00	1,25	-1,84	0,07	-0,54	-1,84
27.09.2009	0,04	1,31	-1,50	0,12	-0,35	-1,50
28.09.2009	-0,17	1,24	-1,26	-0,10	-0,57	-1,26
29.09.2009	-0,43	1,63	-1,33	-0,37	-0,59	-1,33
30.09.2009	0,04	1,74	-1,81	0,07	-0,33	-1,81
Monatswert	0,48	-	-1,85	0,56	-	-1,85
Maximum	1,23	-	-1,12	1,33	-	-1,12
Minimum	-0,43	-	-2,48	-0,37	-	-2,48

Bild 15: Maximal auftretende Last an den einzelnen Messstellen als Monatsauswertung

Über den gesamten Monat wird der maximale Tageswert der Differenz zwischen Grundwasserstand und Weserwasserstand mit zugehörigem Zeitstempel und Angabe des Weserwasserstands angegeben. Infolge unterschiedlicher Reaktionen des Grundwasserpegels auf die Tide muss der maximale Wasserüberdruck nicht zwingend zum Zeitpunkt des Niedrigwassers auftreten. Auch dies wird in der vorliegenden Auswertung berücksichtigt, so dass der Bericht Auskunft über die tatsächlich aufgetretene maximale Differenz von Weserpegel zu Grundwasserpegel in einem bestimmten Zeitraum gibt.

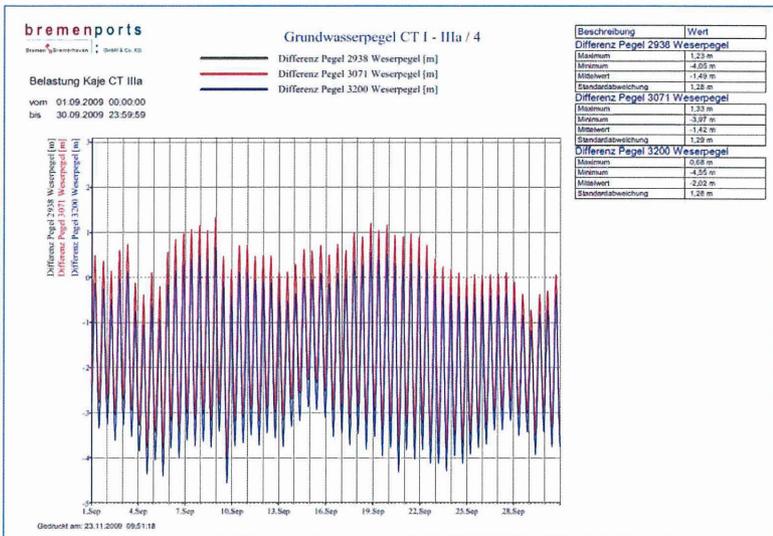


Bild 16: Grundwasserüberdruck bzw. Grundwasserunterdruck im Bereich CT IIIa als Monatsauswertung

Bild 16 zeigt den tideabhängigen Verlauf des Grundwasserüberdrucks (positive Werte = zur Wasserseite gerichtete Wasserdruckdifferenz) und Grundwasserunterdrucks (negative Werte = zur Landseite gerichtete Wasserdruckdifferenz) in Metern Wassersäule über einen definierten Zeitraum. Für die Standsicherheit der Kaje relevant sind die zur Wasserseite gerichteten Wasserüberdrücke. Für eine übersichtlichere Darstellung des Lastverlaufs aus Wasserdruck über einen definierten Zeitraum ist es daher sinnvoll, nur die Tagesmaximalwerte (Bild 17) in der Grafik darzustellen.

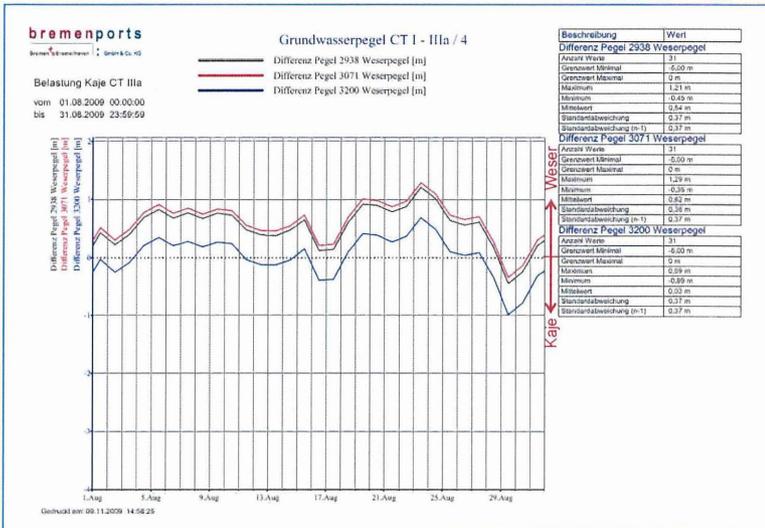


Bild 17: Lastfalldiagramm Maximalwerte als Monatsdarstellung (bei Störungen in der Entlastungsanlage)

Die in Bild 18 gezeigte Auswertung macht darüber hinaus eine detaillierte Lastauswertungen für einzelne Pegelsituationen möglich. Für einen bestimmten Zeitraum (hier über einen Monat) wird die ermittelte maximale Wasserdruckdifferenz in Abhängigkeit vom zugehörigen Weserwasserstand aufgetragen, so dass sich die Angriffshöhen der Belastung an der Spundwand sehr genau bestimmen lässt.

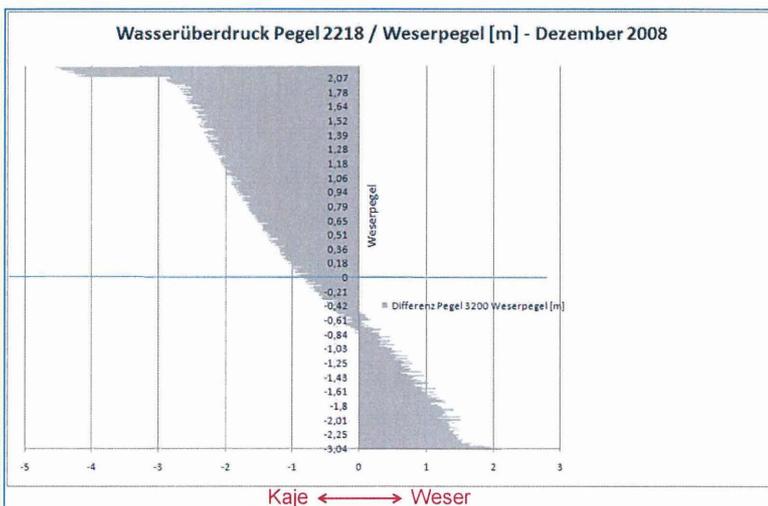


Bild 18: Lastfallauswertung eines Pegels in einer Niedrigwassersituation (min Weserpegel = NN -3,04m)

### 4.3 Interpretation von Lastfällen

Im Rahmen einer statischen Nachrechnung des Gesamtsystems Stromkaje mit seinen verschiedenen Bauabschnitten wurde für unterschiedliche Niedrigwasserstände der maximal mögliche Grundwasserstand hinter der Kaje ermittelt [1]. Aus dieser Ausarbeitung werden Alarmstufen abgeleitet, die in die Handlungsanweisung aufgenommen werden. Da die unterschiedlichen Niedrigwasserstände verschiedenen Lastfällen zugeordnet werden, sind die Alarmstufen sowohl von der Größe der Wasserspiegeldifferenz als auch vom zugehörigen Niedrigwasserstand abhängig. Die Lastauswertung in Bild 18 ermöglicht nun eine Bewertung der aufgetretenen Belastungen.

Beispielhaft werden für den Bereich CT III, CT IIIa und CT 4 folgende Lastfälle als standsicher zugrundegelegt:

Lastfall	Weserwasserstand	Grundwasserstand	Wasserdruckdifferenz Richtung Weser
1	-1,89 mNN	+0,1 mNN	1,99 m
2	-3,05 mNN	-0,3 mNN	2,75 m
3	-3,50 mNN	-0,2 mNN	3,30 m

Tabelle 1: Maximal mögliche Wasserdruckdifferenzen für verschiedene Lastfälle (nach [1])

Für den Pegel 2218, der sich im Bereich CT III befindet, ergibt sich somit, dass die in Tabelle 1 genannten Randbedingungen im betrachteten Zeitraum eingehalten werden. Das minimale Niedrigwasser wurde bei NN -3,04 m gemessen, die zugehörige Wasserdruckdifferenz beträgt 2,19 m Richtung Weser. Dieses unkritische Verhalten kann auch mit einer Auftragung von Extremmesswerten und zugehörigen Weserwasserständen bestätigt werden (Bild 19). Alle in der Auswertung erfassten Lastfälle befinden sich innerhalb der durch die Angaben in Tabelle 1 vorgegebenen Grenzlinien.

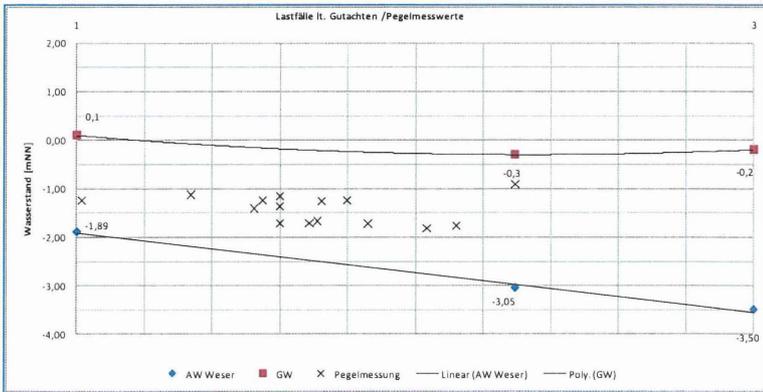


Bild 19: Gegenüberstellung einiger Extremmesswerte mit den Berechnungsansätzen des Konstrukteurs

Prognostizierte Szenarien durch (Teil-) Ausfall der Entlastungstränge lassen jedoch Lastfälle erkennen, die außerhalb der einzuhaltenden Lastfallszenarien liegen. In Bild 20 wurde als ungünstigstes Lastfallszenario der Lastfall „Ständiger Ausfall der Grundwasserentlastung“ aufgetragen. Die Höhe des sich einstellenden Grundwasserstands wurde aus Hinterlandpegelmessungen und den vorliegenden Baugrundgutachten abgeleitet.

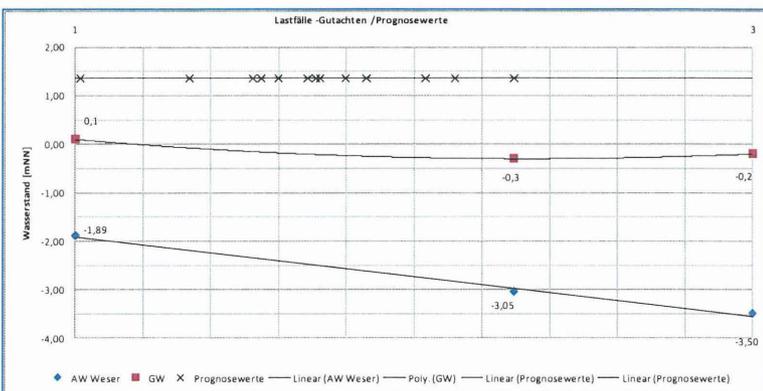


Bild 20: Prognostizierte Messwerte für den Kajenbereich CT IIIa für das Szenario „Ständiger Ausfall der Grundwasserentlastung“

Dieser Ansatz zeigt, dass die vorgegebenen statischen Randbedingungen bei einem ständigen Ausfall oder auch Teilausfall der Grundwasserentlastung nicht mehr eingehalten werden.

#### 4.4 Erkennen von Störungen in der Entlastungsanlage

Störungen in der Grundwasserentlastungsanlage können sich ungünstig auf das statische System auswirken. Langzeitauswertungen der Grundwasserpegel haben gezeigt, dass Abweichungen vom Normalzustand, die sich z. B. aus einem Verstopfen der Drainage oder durch Pumpenverschleiß ergeben, bereits im Vorfeld erkannt werden können.

Erste Anzeichen für solche Veränderungen können dem Grundwasserlängsprofil entnommen werden. Bild 21 zeigt hier beispielhaft die Auswirkung einer Funktionsstörung, die im September 2009 im Bereich der Grundwasserentlastung für CT IIIa aufgefallen ist.

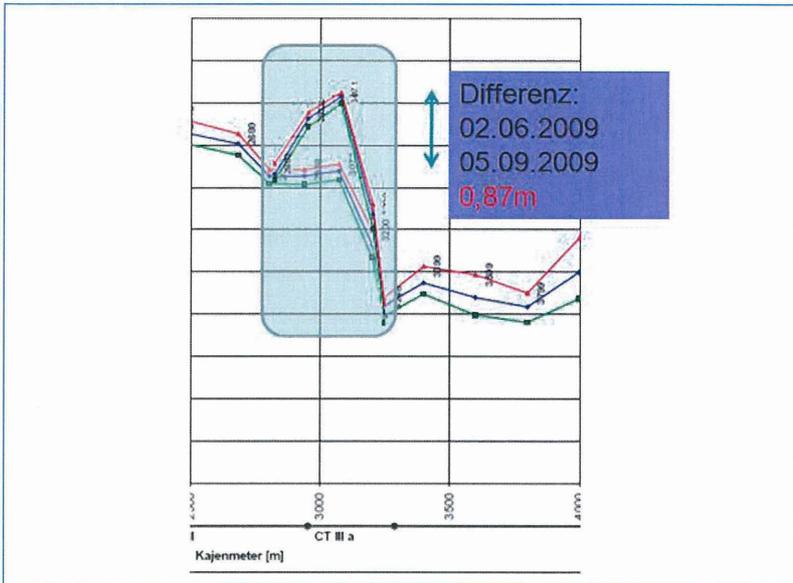


Bild 21: Grundwasserlängsprofil im Bereich CT IIIa – Vergleich zwischen Juni 2009 und September 2009

Die Auftragung der Pegelmessungen im betroffenen Bereich über mehrere Monate und die gleichzeitige Berücksichtigung der gemessenen Pumpzyklen (Bild 22) macht eine Interpretation des Kurvenverlaufs möglich. Im vorliegenden Fall hat die Reinigung des Drainagerohres zu einer temporären Verstopfung der Entlastungsanlage geführt.

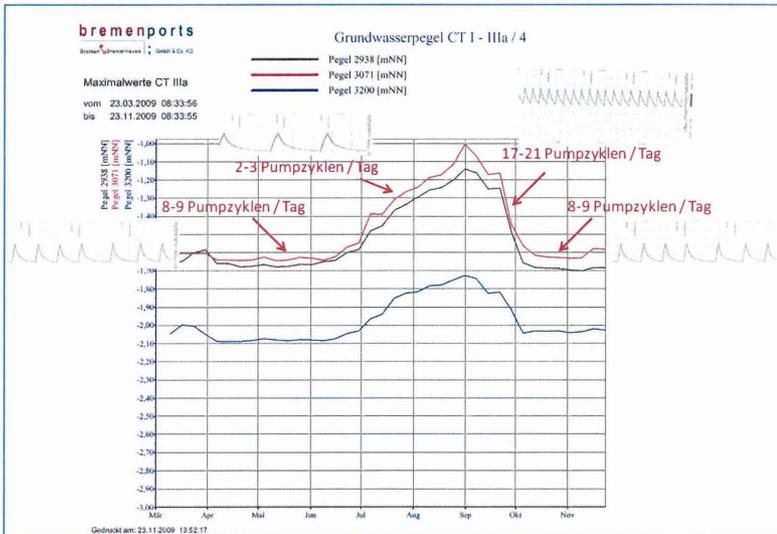


Bild 22: Grundwasserpegel im Bereich CT IIIa im Zeitraum 23.03.2009 bis 23.11.2009 und Darstellung der gemessenen Pumpzyklen.

An diesem Beispiel hat sich gezeigt, dass neben der Aufnahme von Weserwasserstand und Grundwasserpegel auch die Einbindung der Pumpzyklen der Entlastungsanlagen sinnvoll ist, um Problemsituationen besser erkennen und eingrenzen zu können.

## 5. Zusammenfassung

Bei einem Bauwerk der Größe der Stromkaje in Bremerhaven kommt es im Laufe der Nutzungsdauer zu umfangreichen Sanierungsarbeiten. Im Bereich der Bauwerksunterhaltung ist es sinnvoll, Schäden an Bauwerken rechtzeitig zu identifizieren und zu beseitigen, um so die Lebensdauer der Bauwerke und ihrer Bauteile zu sichern. Für die Stromkaje in Bremerhaven wird daher zurzeit eine Handlungsanweisung erarbeitet, in der eine Inspektionsstrategie für alle wesentlichen Bauteile (Kaje, Wellenkammer und Entlastungsanlage) festgelegt wird. In der Handlungsanweisung wird auch der erforderliche Umfang der messtechnischen Untersuchungen festgelegt. Im Fall der GWP kann bereits auf einen umfangreichen Fundus an Messdaten zurück gegriffen werden.

Der vorliegende Beitrag erläutert die Funktionsweise der GWP und beschreibt die Erfassung und Bewertung der Grundwassersituation an der Stromkaje. Dabei handelt es sich um ein Kontrollinstrument, mit dem Informationen zur realen Belastung der

Kaje aufgezeichnet werden. Langzeitbeobachtungen geben weitere Hinweise, z. B. auf Störungen in der Entlastungsanlage. Probleme in der Grundwasserentlastungsanlage sind rechtzeitig zu erkennen und durch Gegenmaßnahmen zu beseitigen, bevor sie zu Überbelastungen der Kajakonstruktion führen. Reaktionszeiten in der Unterhaltung lassen sich so stark verkürzen und Wartungsarbeiten sowie Wartungsintervalle präziser definieren. Schließlich kann erreicht werden, dass Instandsetzungsmaßnahmen rechtzeitig geplant und eingeleitet werden können.

Aus den gewonnenen Messwerten können zudem weitere Rückschlüsse gezogen werden. Bereits jetzt lassen sich diverse Veränderungen der Parameterabhängigkeiten in den einzelnen Bauabschnitten seit Aufzeichnungsbeginn der Anlage erkennen, die in Zukunft in die Handlungsanweisung einfließen werden.

Literaturhinweise:

- [1] H-W. Vollstedt et al.: Untersuchungen zur Grundwasserentlastung Containerkaje Bremerhaven, HANSA International Maritime Journal – 145. Jg. – 2008 – Nr. 6
- [2] <http://www.vega.com>
- [3] Containerterminal Bremerhaven - Nachrechnung der Kaianlage CT III, CT IIIa und CT 4, Statische Berechnung Hochtief Construction AG, 16.10. 2009 (unveröffentlicht)



## **Ausbau Predöhlkai 3. Liegeplatz – Messung zum Lastabtrag der Klappanker**

Steffen Kinzler, Sascha Henke, Jürgen Grabe

### **1. Einleitung**

Die Rückverankerung von Kaimauern kann bei Wasserbaustellen in Form von Klappankern ausgeführt werden. Infolge des Baufortschrittes erfahren diese Beanspruchungen, die möglicherweise maßgebende Einflüsse auf das Tragverhalten aufweisen, s. EAU (2004) und Kobarg (2001). Für die quantitative Erfassung der in-situ auftretenden Beanspruchungen wurde im Zuge der Baumaßnahme „Ausbau Predöhlkai, 3. Liegeplatz“ ein umfangreiches geotechnisches Messprogramm im Hinblick auf den Lastabtrag der Klappanker und das Verformungsverhalten der Kaimauer durchgeführt.

Im vorliegenden Beitrag werden die wesentlichen Ergebnisse dieses Messprogramms vorgestellt und diskutiert. Ansätze zur rechnerischen Erfassung der infolge des Baufortschritts resultierenden Beanspruchung durch eine nachfolgende statische Berechnung werden vorgestellt und ausgewählte Resultate diskutiert. Die Ergebnisse stellen eine Kombination aus gemessenen und berechneten Größen dar.

Ergänzend hierzu wurden während der Rammung der Kaiplattenpfähle dynamische Messungen am Klappanker durchgeführt. Diese Messungen dienen der Untersuchung der Beeinflussung der Klappanker durch die benachbarte Rammung. Weiterhin wird eine mögliche lokale Bodenverflüssigung während der Passage der Kaiplattenpfähle am Klappanker untersucht, die eine mögliche Ursache für zunehmende Verformung der Klappanker sein kann, s. Gattermann et al. (2005).

### **2. Beschreibung des Bauvorhabens**

Im Zuge der Modernisierung des EUROGATE Container Terminals Hamburg im Waltershofer Hafen in Hamburg erfolgt der Neubau des 3. Liegeplatzes am Predöhlkai. Die Baumaßnahme umfasst die Erstellung von 205 m Kaimauer, die ca. 35 m vor der bestehenden Konstruktion vorgelagert als Wasserbaustelle errichtet wird. Den Grundriss der Gesamtkonstruktion zeigt Abbildung 1.

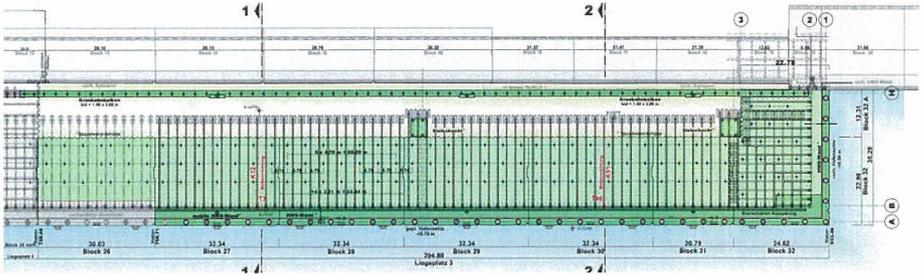


Abbildung 1: Grundriss der Baumaßnahme Ausbau Predöhlkai, Liegeplatz 3, Quelle: HOCHTIEF Construction AG

Die für beide Querschnitte repräsentative Darstellung des Messquerschnitts mit Klappanker K12 und Tragbohle T7 zeigt Abbildung 2.

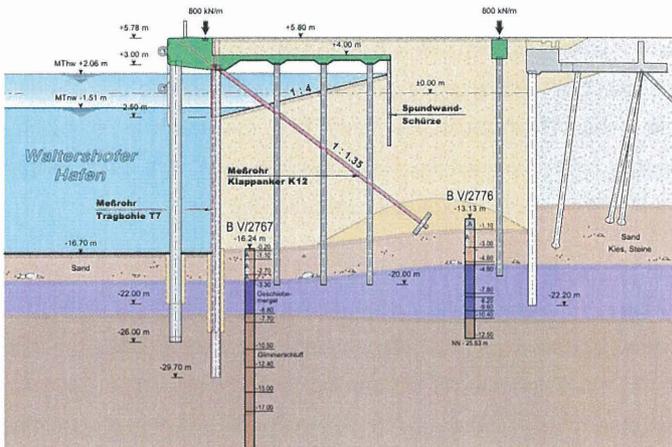


Abbildung 2: Darstellung des Messquerschnitts im Block 27 mit Klappanker K12 und Tragbohle T7, Quelle: HOCHTIEF Construction AG

Die Hauptwand besteht aus einer kombinierten Spundwand, die am Kopf durch den Klappanker rückverankert ist. Trag- und Füllbohlen werden nach vorherigem teilweisem Bodenaustausch schlagend eingebracht. Nach Einlegen der Klappanker wird der Zwischenraum zwischen neuer Kaimauer und bestehender Kaikonstruktion im Rainbowverfahren verfüllt und vor der Hauptwand eine Reibepfähreihe nach vorhergehendem teilweisem Bodenaustausch gerammt. Von der aufgespülten GOK aus werden die Kaiplattenpfähle als Ortbetonrammpfähle, die Sickerschürze als einviбриerte Spundwand

und die Gründungspfähle der hinteren Kranbahn als Ortbetonrammpfähle hergestellt. Der Überbau besteht aus der auf Hauptwand und Ortbetonrammpfählen gegründeten Kaiplatte sowie dem auf Reibepfählen und Hauptwand gegründeten Kaikopf, siehe Abbildung 2.

Das durchgeführte Messprogramm umfasst die Erfassung der im Folgenden dargestellten Größen in zwei voneinander unabhängigen Messquerschnitten. Untersucht werden Klappanker K12 in Block 27 sowie Klappanker K51 in Block 30.

### **3. Messanordnung**

Hinsichtlich des Lastabtrags der Klappanker werden folgende Größen erfasst:

- Mitnahmeverformungen durch die Hinterfüllung
- Beanspruchung der Klappanker infolge Hinterfüllung
- Mitnahmeverformungen durch Rammung der Kaiplattenpfähle
- Dynamische Beanspruchung der Klappanker infolge Rammung der Kaiplattenpfähle
- Abtrag der Normalkräfte
- Einspannung der Anker am Kopplungspunkt mit den Tragbohlen
- Einspannung der Anker durch die Ankertafel

Um Aussagen hinsichtlich der genannten Aspekte treffen zu können, wird ein kombiniertes Messsystem eingesetzt. Dieses besteht aus von Inklinometermessungen, Dehnungsmessungen, Erd- und Porenwasserdruckmessungen sowie Beschleunigungsmessungen. Die Anordnung der einzelnen Messgeber entlang des Klappankers sowie im Querschnitt ist in Abbildung 3 dargestellt.

### **4. Eingliederung des Messprogramms in den Bauablauf**

Um die Einflüsse der Herstellung auf das Tragverhalten getrennt voneinander zu erfassen, werden baubegleitende Messungen während der maßgeblichen Bauphasen durchgeführt. Folgende Bauphasen werden erfasst:

- Nullmessung nach Einlegen der Klappanker
- Nach Überschüttung der Ankertafel
- Während des Auffüllvorganges in zwei Phasen
- Nach Einbau der Reibepfähle

- Dynamische Messung während der Herstellung der den überwachten Klappankern benachbarten Kaiplattenpfähle
- Nach Herstellung der Ortbetonrammpfähle
- Nach Abklingen eventueller Porenwasserüberdrücke infolge der Herstellung der Ortbetonrammpfähle
- Nach Rammung der Sickerschürze
- Nach Herstellung des Stahlbetonüberbaus und des Kranbahnbalkens
- Nach Herstellung der Restauffüllung und Herstellung des nachträglich ausgespülten Hohlraums unter der Kaiplatte
- Nach Abgraben der Hafensohle bis auf Endtiefe

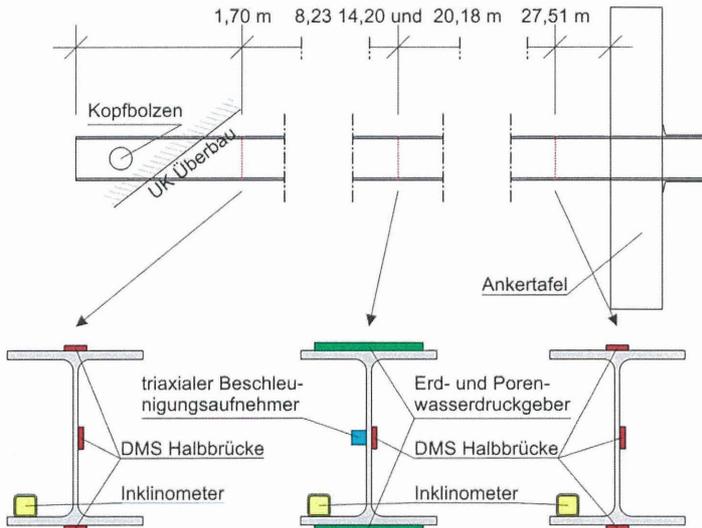


Abbildung 3: Anordnung der Messgeber entlang der Klappanker sowie innerhalb der Querschnitte entlang der Klappanker

## 5. Ziele des Messprogramms an den Klappanker

Auf Grundlage der gewonnenen Daten sollen die Beanspruchungen sowie der Lastabtrag der Klappanker bestimmt werden. Darüber hinaus wird die dynamische Beanspruchung während der Herstellung der Ortbetonrammpfähle als getrennt zu betrachtende, zeitlich begrenzte Einwirkung ermittelt.

Die Kalibrierung des Modells für die inverse Berechnung der Beanspruchung des Klappankers erfolgt auf Grundlage der mittels Inklinometermessung ermittelten Durchbiegung der Klappanker. Als weitere Datengrundlage für die Lagerungsbedingungen am Wandkopf sowie am Wandfuß gehen die gemessene Verschiebung des Wandfußes aus der Inklinometermessung sowie die gemessenen Einspannmomente am Ankerkopf bzw. am Anschluss der Ankertafel in die Berechnung mit ein. Zur Festlegung der Belastung durch den aufliegenden Boden bzw. der Bettung durch den unterlagernden Boden werden als Stützstellen die Messwerte der Erddruckgeber angesetzt. Da diese sich unterhalb des Grundwasserspiegels befinden und zudem eine Tideabhängigkeit aufweisen, werden zum Erhalt der jeweiligen effektiven Spannungen ergänzend die Porenwasserdrücke gemessen.

Die Normalkraftbeanspruchung der Klappanker wird über die Dehnungsmessstreifen in der neutralen Achse des Trägers gemessen. Durch die Verteilung der DMS entlang der Längsachse des Klappankers wird zudem der Verlauf der Ankerkraft sowie deren Abnahme infolge Mantelreibung und die anteilig über die Ankertafel abgetragene Kraft messtechnisch erfasst.

In Summe liegen bei erfolgreicher Durchführung in-situ Messdaten aller erforderlichen Größen zur Bestimmung des Lastabtrags der Klappanker unter den spezifischen Randbedingungen vor. Auf Grundlage der nachlaufenden Berechnungen können die Beanspruchungen innerhalb der Klappanker ermittelt werden. Das primäre Ziel des Messprogramms besteht also in der Bereitstellung einer umfassenden und genauen Datengrundlage, aus der das sekundäre Ziel, die inverse Bestimmung der Beanspruchungen erreicht werden kann.

## **6. Darstellung ausgewählter Ergebnisse**

### **6.1 Inklinometermessungen**

Die Ergebnisse der Inklinometermessungen sind repräsentativ für Klappanker K51 in Abbildung 5 und Abbildung 6 dargestellt. Die Achsbezeichnung für die Auswertung der durchgeführten Inklinometermessungen zeigt Abbildung 4

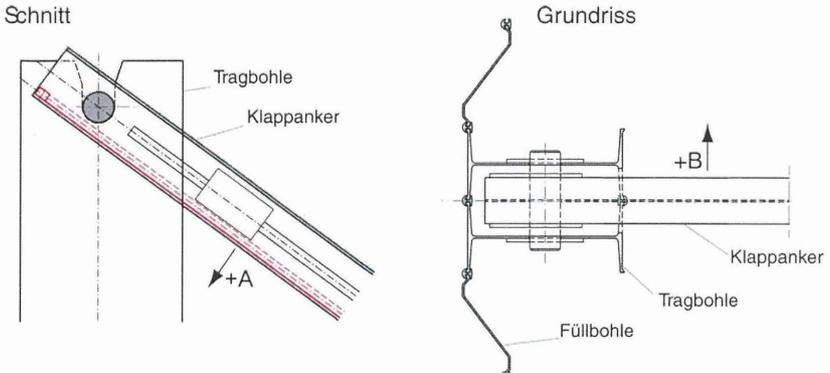


Abbildung 4: Darstellung der positiven Messrichtungen für die Auswertung der durchgeführten Inklinometermessungen

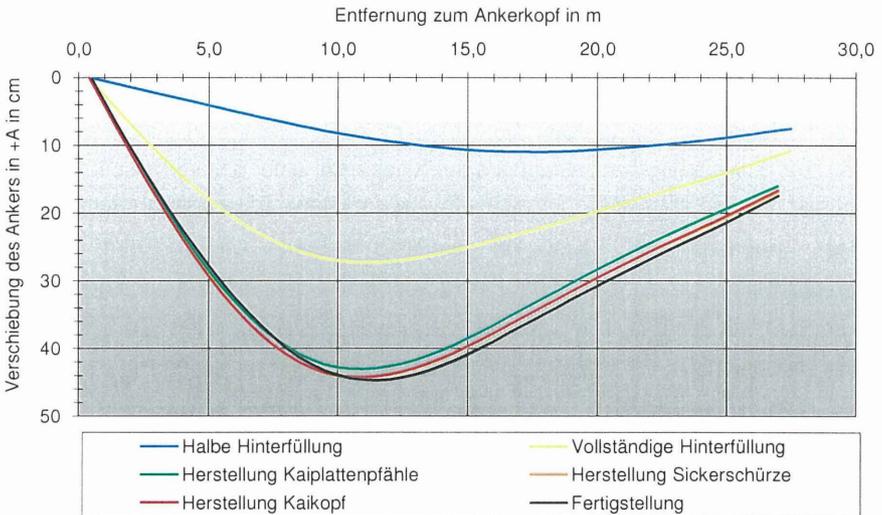


Abbildung 5: Darstellung der Ergebnisse der Inklinometermessungen für Klappanker K51 in +A-Richtung für die unterschiedlichen Bauphasen

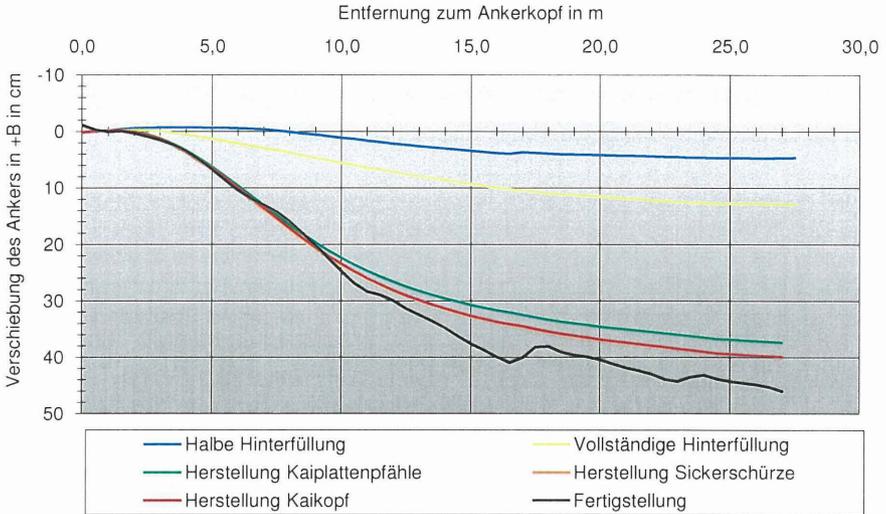


Abbildung 6: Darstellung der Ergebnisse der Inclinometermessungen für Klappanker K51 in +B-Richtung für die unterschiedlichen Bauphasen

Die maximale Verschiebung der Klappanker tritt mit ca. 45 cm etwa 12-13 m vom Ankerkopf entfernt auf. Unter der Annahme der Unverschieblichkeit des Bolzens am Ankerkopf erfährt die Ankertafel eine Parallelverschiebung von ca. 20 cm in Richtung +A. Die Durchbiegung der Klappanker zum Ende der Messungen beträgt ca. 30 cm (bezogen auf die Sekante).

Die gemessenen Verformungen resultieren hauptsächlich aus der Hinterfüllung der Wand und der Herstellung der Ort betonrammpfähle.

Parallel zur Wandachse (+B) werden für die Klappanker Verschiebungen im Dezimeterbereich gemessen. Im Ausgangszustand weisen beide überwachten Klappanker bereits eine starke Abweichung von der Solllage auf. Die Abweichungen sind für die beiden betrachteten Klappanker unterschiedlich gerichtet. Mit zunehmendem Baufortschritt (und zunehmender Belastung des Ankers) erfolgt eine Reduktion dieser Verschiebung. Die Lage der Klappanker zum Ende der Messungen entspricht eher der Solllage als direkt nach Einbau. Die Rammung der benachbarten Kaiplattenpfähle begünstigt dies weiterhin. Eine Querverschiebung infolge einer Querverdrängung durch die in direkter Nachbarschaft gerammten Kaiplattenpfähle von der Rammachse weg kann demnach als Ursache ausgeschlossen werden.

## 6.2 Dehnungsmessungen

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen sind in Form der abgeleiteten Ankerkräfte in Abbildung 7 dargestellt. Diese sind insofern kritisch zu hinterfragen, da signifikante Differenzen zwischen den beiden gemessenen Klappankern auftreten.

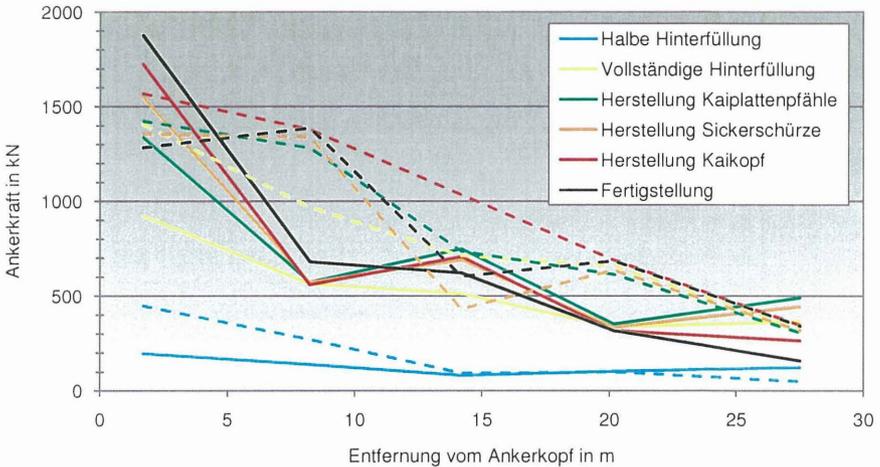


Abbildung 7: Darstellung der aus den Dehnungsmessungen in der neutralen Achse der Klappanker abgeleiteten Ankerkräfte, durchgezogene Linie: Klappanker K12, gestrichelte Linie: Klappanker K51

Die Interpretationsschwierigkeiten verstärken sich zusätzlich, wenn ein Vergleich der in der neutralen Achse gemessenen Dehnungen mit den aus den Randdehnungen rückgerechneten Achsdehnungen unter Zugrundelegung einachsiger Biegung mit Normalkraft angestellt wird. Dies lässt vermuten, dass für die Klappanker der Ansatz einachsiger Biegung mit Normalkraft nicht zutreffend ist. Auch die aus den Inklinometermessungen erhaltenen großen Verformungen in B-Richtung sprechen dafür.

Als mögliche Erklärung können die teilweise schwierigen Messbedingungen angeführt werden. Kriechströme in den Kabeln, Störungen durch elektrische Signale infolge Schweißarbeiten, vorhandener Leitungen o.ä. haben im Verlauf der Messungen zu Ausfällen oder z.T. hohen Schwankungen in den Messwerten zu den einzelnen Messterminen geführt.

Die dargestellten Ergebnisse sind dennoch in ihren Tendenzen belastbar. Die Ankerkraft weist ihr Maximum an der Krafteinleitungsstelle am Ankerkopf auf und nimmt über die Ankerlänge hin ab. An der Ankertafel wurde über den betrachteten Zeitrahmen noch etwa ein Drittel der am Kopf eingeleiteten Ankerkraft gemessen.

### 6.3 Zusammenstellung der Berechnungsgrundlagen

Anhand der statischen Messungen sind unter Zugrundelegung der Ergebnisse der Inklinometermessungen und der Ankerkraftverläufe zwei Bauphasen als maßgebend hinsichtlich der Verformungen und der Beanspruchungen der Klappanker zu nennen. Zum einen hat die Hinterfüllung der Wand einen maßgeblichen Einfluss sowohl auf die Durchbiegung als auch auf die Normalkraftbelastung der Anker, zum anderen resultiert ein weiterer maßgeblicher Einfluss aus der Rammung der kreuzenden Kaiplattenpfähle.

Die Ergebnisse der Messungen nach Abschluss der Hinterfüllungsarbeiten sowie nach Rammung der Kaiplattenpfähle sind in Tabelle 1 bzw. Tabelle 2 dargestellt, die Bezeichnungen sind in Abbildung 8 erläuternd dargestellt.

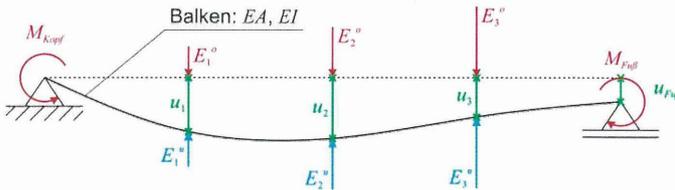


Abbildung 8: Aus Messwerten abgeleitete Eingangswerte für die statischen Berechnungen

Knotenmomente:	$M_{\text{Kopf}} = -28,4 \text{ kNm}$		$M_{\text{Fuß}} = -100,3 \text{ kNm}$	
Stützstellen der Belastung und der Bettung in den Messquerschnitten:				
Pos. 1 ( $l = 8,23 \text{ m}$ ):	$E_1^o = q_1 = 52,5 \text{ kN/m}^2$	$E_1^u = 34,3 \text{ kN/m}^2$	$u_1 = 25,28 \text{ cm}$	$K_1 = 135,7 \text{ kN/m}^3$
Pos. 2 ( $l = 14,20 \text{ m}$ ):	$E_2^o = q_1 = 126,9 \text{ kN/m}^2$	$E_2^u = 110,8 \text{ kN/m}^2$	$u_2 = 25,80 \text{ cm}$	$K_2 = 429,5 \text{ kN/m}^3$
Pos. 3 ( $l = 20,17 \text{ m}$ ):	$E_3^o = q_1 = 166,2 \text{ kN/m}^2$	$E_3^u = 140,6 \text{ kN/m}^2$	$u_3 = 19,60 \text{ cm}$	$K_3 = 717,6 \text{ kN/m}^3$
Parallelverschiebung der Ankertafel:			$u_{\text{Fuß}} = 10,84 \text{ cm}$	

Tabelle 1: Eingangswerte der statische Berechnung für den Zustand nach Hinterfüllung der Wand

Knotenmomente:	$M_{\text{Kopf}} = -52,4 \text{ kNm}$	$M_{\text{Fuß}} = -217,6 \text{ kNm}$		
Stützstellen der Belastung und der Bettung in den Messquerschnitten:				
Pos. 1 ( $l = 8,23 \text{ m}$ ):	$E_1^0 = q_1 = 111,6 \text{ kN/m}^2$	$E_1^u = 28,6 \text{ kN/m}^2$	$u_1 = 40,20 \text{ cm}$	$K_1 = 71,1 \text{ kN/m}^3$
Pos. 2 ( $l = 14,20 \text{ m}$ ):	$E_2^0 = q_2 = 90,3 \text{ kN/m}^2$	$E_2^u = 95,4 \text{ kN/m}^2$	$u_2 = 39,98 \text{ cm}$	$K_2 = 238,6 \text{ kN/m}^3$
Pos. 3 ( $l = 20,17 \text{ m}$ ):	$E_3^0 = q_3 = 116,7 \text{ kN/m}^2$	$E_3^u = 105,5 \text{ kN/m}^2$	$u_3 = 28,05 \text{ cm}$	$K_3 = 376,0 \text{ kN/m}^3$
Parallelverschiebung der Ankertafel:			$u_{\text{Fuß}} = 16,01 \text{ cm}$	

Tabelle 2: Eingangswerte der statischen Berechnungen für den Zustand nach Rammung der Pfähle

Auf Grundlage dieser Messdaten werden die in Abschnitt 7 dargestellten Berechnungen durchgeführt.

#### 6.4 Dynamische Messungen

In Abbildung 9 werden die Ergebnisse der Beschleunigungsmessungen am Kreuzungspunkt zwischen dem mittleren Kaiplattenpfahl P2 und dem Klappanker dargestellt. Hierbei werden sowohl die Beschleunigungen in Richtung des eingerammten Pfahls als auch die Beschleunigungen senkrecht zum Klappanker dargestellt. Die Lage des untersuchten Kaiplattenpfahls und die Richtung der jeweiligen Beschleunigungen ist Abbildung 10 zu entnehmen.

Es ist deutlich zu erkennen, dass der Klappanker durch die benachbarte Rammung zu Schwingungen angeregt wird. Die Größe der Erschütterung in Richtung des eingebrachten Kaiplattenpfahls liegt mit einer durchschnittlichen Spanne von  $+4 \text{ m/s}^2$  bis  $-4 \text{ m/s}^2$  in einer ähnlichen Größenordnung wie bei vergleichbaren Messungen am Containerterminal CT4 in Bremerhaven, wie sie bei Henke (2008) vorgestellt werden.

Die Betrachtung der Frequenzspektren zeigt, dass die wesentlichen Schwingfrequenzen am Klappanker in einem Bereich bis etwa 40 Hz zu finden sind.

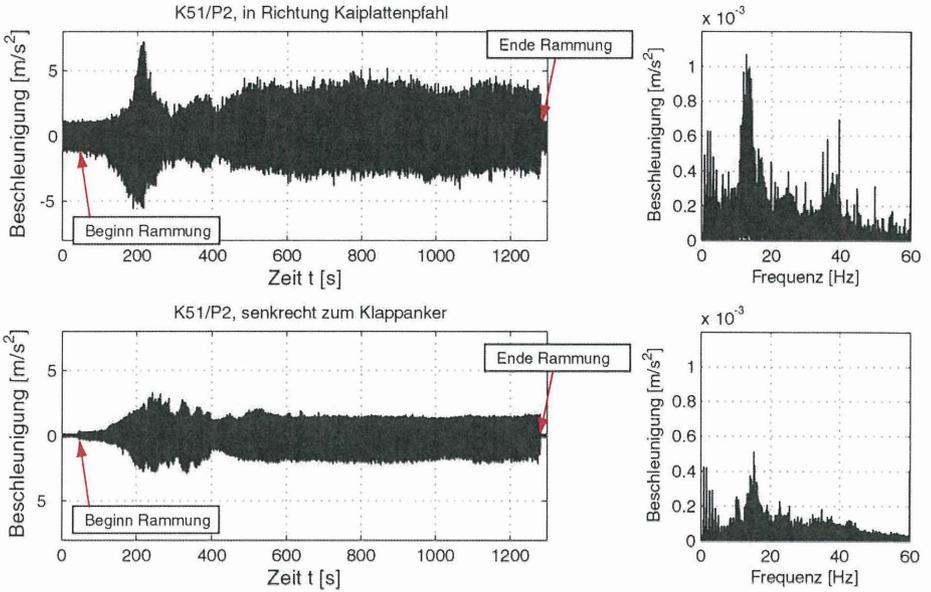


Abbildung 9: Beschleunigungen am Klappanker infolge der Rammung des mittleren Kaiplattenpfahls P2 mit zugehörigen Frequenzspektren; oben: Beschleunigungen in Richtung des eindringenden Kaiplattenpfahls, unten Beschleunigungen senkrecht zum Klappanker

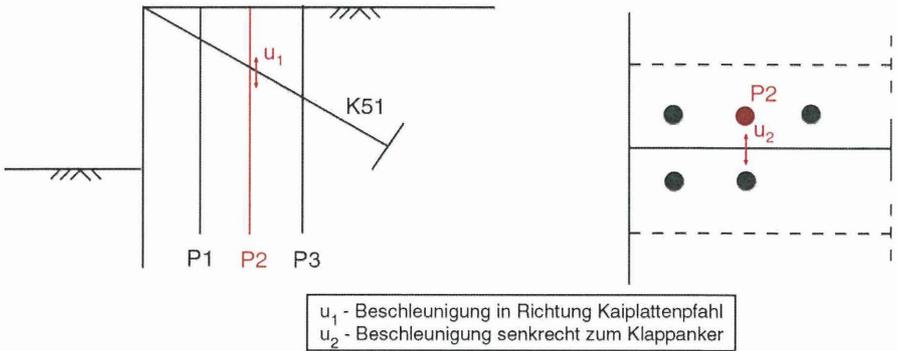


Abbildung 10: Lage des betrachteten Kaiplattenpfahls P2 und Definition der jeweils betrachteten Beschleunigungsrichtung

Werden die Beschleunigungen quer zum Klappanker den Beschleunigungen in Richtung des eindringenden Kaiplattenpfahls gegenübergestellt, so ist zu erkennen, dass die Be-

schleunigungen quer zum Klappanker etwa halb so groß sind wie die Beschleunigung in Rammrichtung. Die Hauptbeanspruchung wirkt somit erwartungsgemäß in Eindringrichtung der Kaiplattenpfähle, jedoch sind die senkrecht zum Klappanker wirkenden Kräfte nicht vernachlässigbar, was auch das signifikante seitliche Ausweichen der Klappanker während der Rammung der Kaiplattenpfähle erklärt, das aus den Inklinometermessungen erkennbar ist.

In Abbildung 11 werden die Total- und Porenwasserdrücke an den Flanschen im Kreuzungspunkt mit dem Kaiplattenpfahl P2 dargestellt.

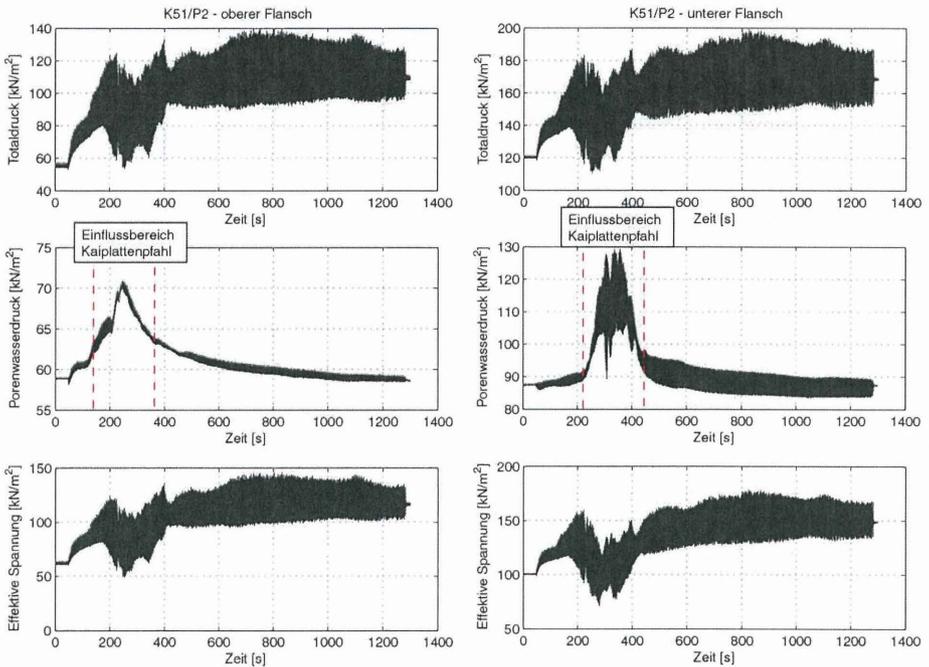


Abbildung 11: Ergebnisse der Total- (oben), Porenwasserdruckmessungen (mittig) und die resultierenden effektiven Spannungen (unten) am Kreuzungspunkt von Klappanker K51 mit Kaiplattenpfahl P2; links: Ergebnisse am oberen Flansch des Klappankers, rechts: Ergebnisse am unteren Flansch des Klappankers

Die Totaldruckmessungen zeigen, dass sowohl oberhalb als auch unterhalb des Flansches infolge der kreuzenden Pfahlrammung eine signifikante Erhöhung der totalen Span-

nungen erkennbar ist. Weiterhin steigen auch die Porenwasserdrücke kurzzeitig an. Dieser Anstieg ist jedoch auf den Zeitraum beschränkt, bis der Kaiplattenpfahl den Klappanker passiert hat, danach fallen die Werte sehr schnell wieder auf ihren Ausgangszustand ab. Dies ist darin begründet, dass die Hinterfüllung der Kaianlage im Wesentlichen aus gutdurchlässigem Sand besteht. Bei der Betrachtung des Verlaufs der Porenwasserdrücke über die Zeit ist interessanterweise zu erkennen, dass die Porenwasserdrücke am oberen Flansch deutlich vor den Porenwasserdrücken am unteren Flansch ansteigen. Dies resultiert daraus, dass eine Art Abschirmwirkung aus dem Klappanker resultiert, sodass der kreuzende Kaiplattenpfahl erst später auch auf die Porenwasserdruckverhältnisse unterhalb des Kaiplattenpfahls Einfluss nehmen kann. Werden die Absolutwerte der Porenwasserdrücke oberhalb und unterhalb des Ankers miteinander verglichen, so ist erkennbar, dass unterhalb deutlich größere Porenwasserdrücke auftreten. Dies ist ein eindeutiges Indiz dafür, dass der Klappanker durch die kreuzende Rammung nach unten gedrückt wird, sodass daraus ein Porenwasserdruckanstieg resultiert.

Werden die effektiven Spannungen betrachtet ist eindeutig erkennbar, dass es zu einer Reduktion der effektiven Spannungen um etwa 25 % gegenüber dem Ausgangswert kommt, eine Bodenverflüssigung im Bereich der Klappanker ist jedoch nicht erkennbar.

Dennoch zeigen sowohl der starke Anstieg der Porenwasserdrücke unterhalb des Klappankers als auch die Reduktion der effektiven Spannungen, dass der Klappanker infolge der kreuzenden Rammung eine Zunahme der Durchbiegung erfahren muss. Es ist aber auch erkennbar, dass wesentlich die direkte Passage des Kaiplattenfußes vorbei an dem Kreuzungspunkt des Klappankers für die Zusatzdeformation sorgt. Im weiteren Verlauf der Rammung sind Porenwasserdruck und effektive Spannungen weitestgehend konstant.

## **7. Ermittlung der Beanspruchung auf Grundlage der Messdaten**

Um die dargestellten Messergebnisse zu ergänzen und somit das durchgeführten Messprogramm zu komplettieren, werden unter Zugrundelegung der Messwerte ergänzende Berechnungen durchgeführt. Unter Ableitung der Belastung infolge Bodenauflast bzw. der Herstellung der kreuzenden Kaiplattenpfähle sowie der korrespondierenden Bettung durch Unterlagerung wird eine statische Berechnung der Klappanker durchgeführt. Weitere Eingangswerte sind die an Ankerkopf und -fuß gemessenen Biegemomente sowie die gemessene Absenkung der Ankertafel.

Über den Vergleich aus gemessener und berechneter Biegelinie erfolgt anschließend die Validierung der durchgeführten Berechnung.

Mit den in Tabelle 1 und Tabelle 2 dargestellten Zahlenwerten wird die statische Berechnung an einem Ersatzbalken durchgeführt. Die gemessenen Anschlussmomente  $M_{Kopf}$  und  $M_{Fuß}$  gehen als äußere Belastung in die Berechnung mit ein, ebenso die gemessene Parallelverschiebung  $u_{Fuß}$  des Ankerfußes. Die gemessenen Werte der effektiven Spannungen auf den Flanschen des Klappankers werden als Stützstellen der trapezförmig verteilten angreifenden Belastung ( $E''$ ) bzw. der trapezförmig verteilten elastischen Bettung ( $E''$ ) des Balkens angesetzt. Am Ankerkopf betragen sowohl Bettung als auch Belastung Null. In den einzelnen Ankerabschnitten wird zwischen den Stützstellen linear interpoliert. Vom untersten Messquerschnitt bis hin zum Ankerfuß wird sowohl die Belastung als auch die Bettung linear extrapoliert. Bettung und Belastung werden jeweils auf die Trägerbreite bezogen.

Die Ergebnisse der Berechnung sind für die Durchbiegung der Klappanker in Abbildung 12 und Abbildung 13 dargestellt und den Ergebnissen der Inklinometermessung gegenübergestellt.

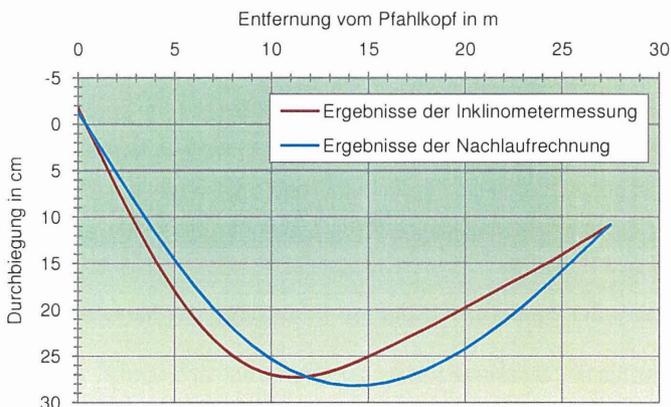


Abbildung 12: Grafische Darstellung von gemessener und berechneter Durchbiegung des Klappankers für den Zustand nach vollständiger Hinterfüllung der Kaimauer

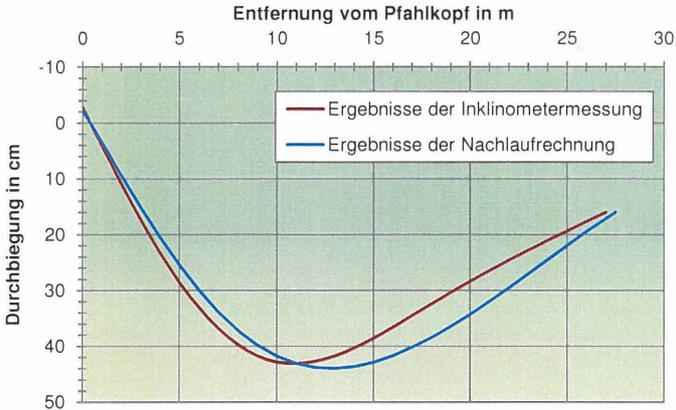


Abbildung 13: Grafische Darstellung von gemessener und berechneter Durchbiegung des Klappankers für den Zustand nach Rammung der Kaiplattenpfähle

Bei der Betrachtung der Ergebnisse wird für beide Bauphasen eine klare Tendenz deutlich. Im oberen Bereich des Ankers (Ankerkopf bis ca. 11 m) wird die Belastung infolge des gewählten Ansatzes unterschätzt bzw. die Bettung überschätzt. Infolge dessen liegen die berechneten Verschiebungen in diesem Bereich unterhalb der gemessenen Werte. Im unteren Bereich (ca. 11 m bis zum Ankerfuß) kehrt sich dieser Zusammenhang um.

Insgesamt ist jedoch eine qualitativ und quantitativ gute Übereinstimmung beider Kurven zu erkennen. Die Maxima der Durchbiegung in situ sowie im Modell stimmen sehr gut überein. Die dargestellte Kontinuität der Abweichungen kann ggf. im Modell entsprechend berücksichtigt werden.

Nach erfolgreicher Validierung des Ersatzmodells anhand des Vergleichs von gemessenen und berechneten Werten können auf Grundlage des Berechnungsmodells weitere Aussagen hinsichtlich des Tragverhaltens der Klappanker getroffen werden. In Abbildung 14 sind beispielhaft die Schnittgrößen im Klappanker sowie die mobilisierten Bettungs-  
spannungen für den Zustand nach Rammung der kreuzenden Kaiplattenpfähle dargestellt.

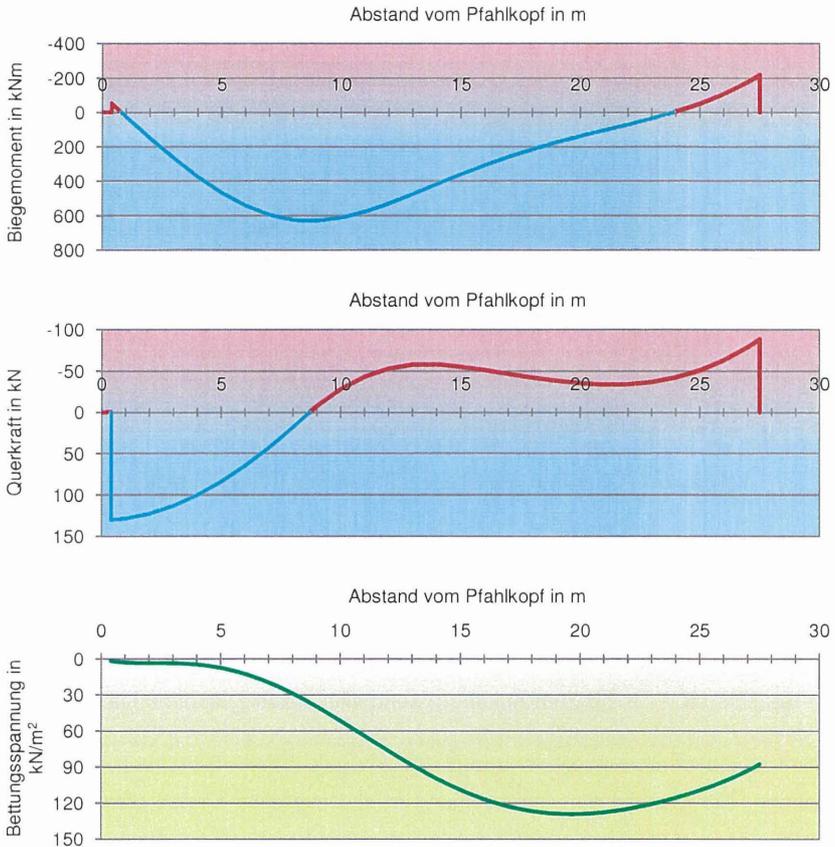


Abbildung 14: Darstellung der invers aus den gemessenen Werten ermittelten Schnittgrößen im Klappanker nach Herstellung der Kaiplattenpfähle, oben: Verteilung der Biegemomente, mittig: Querkraftverteilung, unten: mobilisierte Bettungsspannung

## 8. Zusammenfassung

Im Rahmen des Neubaus Predöhlkai, 3. Liegeplatz wurde baubegleitend ein umfangreiches geotechnisches Messprogramm zur Untersuchung des Lastabtrags der Klappanker durchgeführt. Um die Einflüsse der unterschiedlichen Bauphasen herauszustellen, erfolgten die Messungen parallel zum Baufortschritt.

Anhand der Ergebnisse der Inklinometermessungen liegt ein genaues Bild der Verformungen und deren zeitlicher Verlauf vor. Die Verläufe sind in beiden Querschnitten mit Ausnahme der Querverschiebung des Klappankers sehr ähnlich.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen zeigen ein inhomogenes Bild. Insbesondere die Fehleranfälligkeit der eingesetzten elektrischen Messgeber unter den schwierigen Bedingungen führt zu einer eingeschränkten Belastbarkeit der Ergebnisse. Für zukünftige Messungen wird daher vorgeschlagen, redundante Messsysteme einzusetzen. Darüber hinaus ist der Einsatz von Vollbrücken in Erwägung zu ziehen, um ggf. auch eine mehrachsige Beanspruchung messtechnisch erfassen zu können. Um den Ankerkraftverlauf mit größter Sicherheit zu erfassen, wird eine dichtere Anordnung der Messpunkte empfohlen.

Die ergänzend durchgeführten Berechnungen mit den gemessenen Größen als Eingangsdaten zeigen in ihren Ergebnissen eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten, so dass die inverse Bestimmung von Durchbiegung und Biegemoment der Klappanker als gelungen bewertet werden kann. Mit den vorgestellten Berechnungsmodellen und den ermittelten Messdaten liegt somit die erforderliche Grundlage für eine Bestimmung der inneren Schnittgrößen der Klappanker vor.

Die zudem durchgeführten dynamischen Messungen am Klappanker während der Rammung der kreuzenden Kaiplattenpfähle liefern zudem ein tieferes Verständnis der Mechanismen, die während dieser kreuzenden Rammung auf den Klappanker wirken. Vor allem wird deutlich, dass es neben einer Belastung in Penetrationsrichtung des Kaiplattenpfahls auch eine signifikante Belastung senkrecht hierzu gibt. Weiterhin stellt sich heraus, dass die wesentliche Beeinflussung des Klappankers infolge der kreuzenden Rammung durch die Passage des Pfahlfußes vorbei an dem Klappanker resultiert. Danach scheint der Einfluss deutlich geringer zu sein.

## **9. Danksagung**

Die durchgeführten Messungen wurden von der Hamburg Port Authority (HPA) im Rahmen der Erarbeitung von Regeln für die Bemessung von Kai Konstruktionen auf der Grundlage von Bauwerksmessungen beauftragt und von der Technische Universität Hamburg-Harburg, Institut für Geotechnik und Baubetrieb durchgeführt. Die vorgestellten Ergebnisse konnten nur in der dargestellten Form erzielt werden, da von Seiten des Auftraggebers zu jedem Zeitpunkt ein großes Interesse sowie eine gute Kooperationsbereitschaft herrschte, für die wir uns an dieser Stelle bedanken möchten.

## 10. Literaturverzeichnis

**EAU. 2004.** *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"*. Berlin : Ernst & Sohn, 2004. 3-433-02852-4.

**Gattermann, J., Fritsch, M. und Stahlmann, J. 2005.** Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse. *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der IGB-TUBS*. 2005, Bd. 80.

**Kobarg, J. 2001.** Setzungsinduzierte Biegebeanspruchungen von Schrägpfählen. *Bauingenieur*, Band 76, Heft 1, Januar 2001.

**Henke, S. 2008.** *Herstellungseinflüsse aus Pfahlrammung im Kaimauerbau*. Dissertation : Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, 2008. Heft 18.

Autoren:

Dipl.-Ing. Steffen Kinzler

Dr.-Ing. Sascha Henke

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Technische Universität Hamburg-Harburg

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Harburger Schloßstraße 20

21079 Hamburg

[www.tu-harburg.de/gbt](http://www.tu-harburg.de/gbt)

Telefon +49 (0) 40 42878 3782

## Der Weg zu einem optimalen Messkonzept zur Bestimmung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens von Tiefwasserkajen

J. Gattermann, B. Bruns, J. Stahlmann

### 1 Einleitung

Moderne Kaimauerkonstruktionen für den seit Jahren bis zur Finanzkrise angestiegenen Containerumschlag in norddeutschen Tiefwasserhäfen (von Ost nach West sind dies Hamburg, Cuxhaven, Bremerhaven und Wilhelmshaven) erfordern aus Hochwasserschutzgründen sowie für die Containerschiffe der 6. Generation Geländesprünge von bis zu 30,60 m in größtenteils eiszeitlich geprägtem schwierigen Baugrund mit großen Erd- und Wasserdrücken sowie großen Belastungen durch die weit ausladenden Containerbrücken. So wurden in den letzten Jahren in diesen Häfen neue Schiffs Liegeplätze mit einer Gesamtlänge von knapp 10 km Länge gebaut.

In diesem Bericht werden ausgesuchte Besonderheiten in den Entwicklungen der Geomesstechnik bei diesen Bauvorhaben wiedergegeben, und am Schluss wird das zurzeit aus Sicht der Autoren optimale Messkonzept für die Überwachung von Tiefwasserkajen vorgestellt.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) hat in den letzten 18 Jahren fast jeden Neubau von Kajen in den genannten Häfen messtechnisch begleitet. Einen Überblick bezüglich der Art oder Funktion der eingesetzten Messgeber gibt Tabelle 1. Fast alle Kaimauerkonstruktionen wurden oder werden zudem mit Hilfe der Finiten Elemente oder Finiten Differenzen Methode modelliert, die Verformungen und Beanspruchungen prognostiziert und anhand der Messergebnisse verifiziert [STAHLMANN et al. 2009a, 2009b].

Mit den aus den Untersuchungen gewonnen Erkenntnissen konnten die geforderten Sicherheiten nachgewiesen werden. Ebenso konnten die Erkenntnisse dazu genutzt werden, um teilweise die nachfolgenden Konstruktionen oder Bauverfahren zu modifizieren und dadurch die Baukosten zu mindern.

Tabelle 1: Vom IGB-TUBS begleitete Kaimauerbauwerke

<b>Bau-Ende</b>	<b>Bezeichnung / Tätigkeiten / Veröffentlichung</b>	<b>Länge [m]</b>	<b>Geländesprung* [m]</b>
1989	<b>Athabaskakai, Hamburg</b> <i>Analyse und Bewertung von geotech. Messungen</i>	210	23,00
1992	<b>O' Swaldkai West, Hamburg</b> <i>Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Betonspannung, 3D FE-Modell [MAYBAUM, 1996]</i>	190	21,00

1995	<b>Burchardkai 8. Liegeplatz (LP), Hamburg</b> Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, Dehnungsmessstreifen (DMS), Modellversuchsstand 1:20 [GATTERMANN, 1998]	335	24,50
1997	<b>Container Terminal (CT) III, Bremerhaven</b> Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Setzungsmessungen, Tragfähigkeiten [STAHLHUT, 2000]	700	27,00
1997	<b>Predöhlkai 6. LP, Hamburg</b> Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung [STEGNER und GATTERMANN, 1998]	300	23,30
1998	<b>Europakai 4. LP, Hamburg</b> Inklinometer, DMS [GATTERMANN, 2001]	290	23,60
1998	<b>Burchardkai 1. LP, Hamburg, Inklinometer</b>	368	24,50
1999	<b>Predöhlkai 7. LP, Hamburg, Inklinometer</b>	300	25,10
2001	<b>CT Altenwerder 1.+ 2. LP, Hamburg</b> Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	947	28,30
2002	<b>CT IIIa, Bremerhaven</b> Inklinometer, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FD-Modell [FRITSCH et al., 2005]	340	27,00
2003	<b>CT Altenwerder 3. + 4. LP, Hamburg</b> Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	615	28,30
2005	<b>Predöhlkai 1. LP, Hamburg</b> Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, dynamische Pfahlprüfungen, 3D FE-Modell [GATTERMANN et al., 2005]	440	26,50
2005	<b>Probefeld JadeWeserPort, Wilhelmshaven,</b> dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, 3D FD-Modell [FISCHER et al. 2009]	40	-
2008	<b>CT 4, Bremerhaven</b> dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, 3D FD-Modell [FRITSCH et al. 2005]	1680	27,00
2008	<b>Burchardkai 2. LP, Hamburg, dynamische Pfahlprüfungen</b>	433	26,80
2010	<b>Predöhlkai 3. LP, Hamburg, dynamische Pfahlprüfungen</b>	205	26,50
2010	<b>Europakai 5. LP, Hamburg</b> dynamische Pfahlprüfungen, Inklinometer, DMS (auch rambbegleitend)	440	26,40
2011	<b>JadeWeserPort, Wilhelmshaven,</b> dynamische Pfahlprüfungen, DMS (auch rambbegleitend), Inklinometer, 3D FE-Modell, [STAHLMANN et al. 2009]	1725	30,60

\* Geländesprung: Oberkante Kaimauerkopf bis Berechnungshafensohle

## 2 Das optimale Messkonzept

Um eines gleich klar zu stellen: Das optimale Messkonzept wird es nie geben. Es kann immer nur eine Näherung sein. Die wichtigsten Komponenten eines geotechnischen Messkonzeptes können folgendermaßen aufgeschlüsselt werden:

- **Was soll gemessen werden?**  
*z. B. Erd- und Wasserdrücke, Spannungs-Verformungsverhalten und Tragfähigkeiten von Traggliedern, Integrität*
- **Wo soll gemessen werden?**  
*Einbauverfahren der Messgeber und ihrer Kontrollmöglichkeiten*
- **Wie soll gemessen werden?**  
*Kontinuierlich (elektrisch) oder diskontinuierlich (händisch)*
- **Wann soll gemessen werden?**  
*Während der Bauzeit oder auch davor (Primärspannungen) und danach in der Betriebsphase*
- **Mit welcher Genauigkeit soll gemessen werden?**  
*In Prozent der Bauleranzen*
- **Wie schnell müssen die Messergebnisse der Bauleitung vorliegen?**  
*Online oder nach Absprache*
- **Sollen die Messdaten Grundlage für weitere Berechnungen sein?**  
*Vollständigkeit des Messkonzeptes und Ermittlung relevanter Bodenparameter*

Im Laufe der Jahre wurden durch die unterschiedlichsten Messungen viele Fragestellungen an Kajenbauwerken beantwortet, aber leider auch immer wieder neue aufgezeigt. Oftmals lassen sich die Messergebnisse nicht eindeutig erklären, weil notwendige Zusatzmessungen nicht durchgeführt wurden. Hier ist als Beispiel die immer wieder offene Frage der Fußverschiebung zu nennen. Ohne eine funktionierende Kopfpunkteinmessung in der geforderten Genauigkeit kann die Lage des Wandfußes nicht gesichert angegeben werden [STEGNER und GATTERMANN, 1998]. Man könnte jedoch auch das Inklinometerrohr über den Fuß hinaus verlängern. Ausführungen hierzu werden in Kapitel 3.2.1 gemacht.

Nachfolgend werden die geotechnischen Messungen an ausgewählten Kaimauer-Konstruktionen vorgestellt, um die Weiterentwicklung und Vorteile verschiedener Messtechniken aufzuzeigen.

## 3 Spannungs-Verformungsverhalten von Kaimauern

Die wichtigsten messtechnischen Fragestellungen bei der Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer Kaikonstruktion ist die Erfassung der auf die Wand wir-

kenden Erd- und Wasserdrücke, des stützenden Erddrucks vor der Wand, der Wandverformung und des Normalkraftverlaufs sowie der Durchbiegung der Schräganker. Hinzu kommen Besonderheiten wie z. B. beim Neubau der Liegeplätze am Predöhlkai die Bestimmung des Spannungsverhaltens des Klappankerfußes (siehe hierzu auch KINZLER et al. 2009).

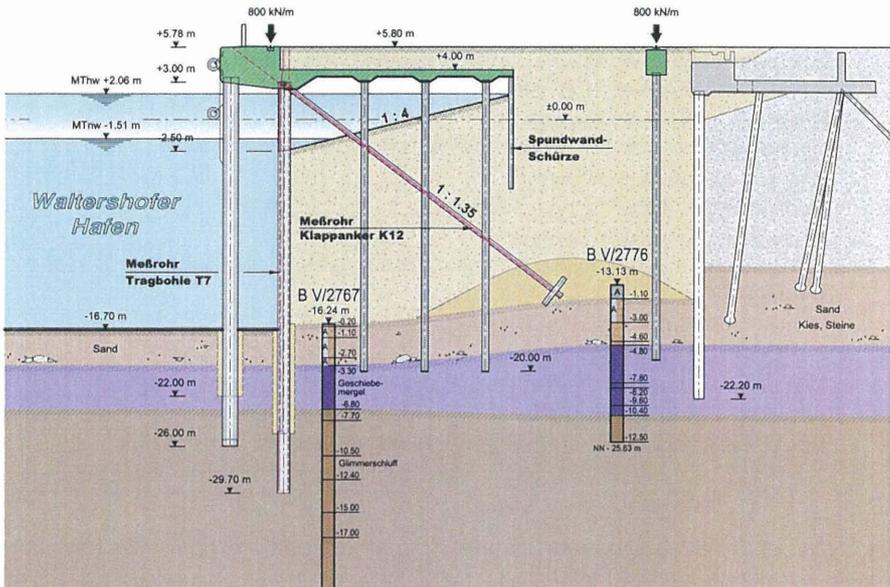


Abb. 1: Regelquerschnitt 3. LP Predöhlkai [Arge Predöhlkai 3.LP, 2008]

Bei den kürzlich fertiggestellten oder im Bau befindlichen neuen Liegeplätze handelt es sich um eine 'Wasserbaustelle' oder 'hinterfüllte Wand', bei der die Tragbohlen und Reibrohre mit hoher Energie in die vorhandene Hafensohle bei eventuellem Bodenaustausch im Wasser eingetrieben werden. Die Klappanker werden entweder am Kopf eingehängt und die untere Hälfte der Ankertafel einvibriert (Abb. 1, Beispiel Predöhlkai) oder in die vorhandene Sohle gerammt (Abb. 2, Beispiel JadeWeserPort) und am Kopf gelenkig angeschlossen. Danach wird die Kaikonstruktion mit Sand hinterfüllt. Noch vor der Herstellung des Überbaus werden somit die Wand und die Anker mit ca. 2/3 der Endbelastung beansprucht. Dementsprechend muss die Messtechnik sofort nach dem Einbau der zu messenden Tragglieder einsatzbereit sein.

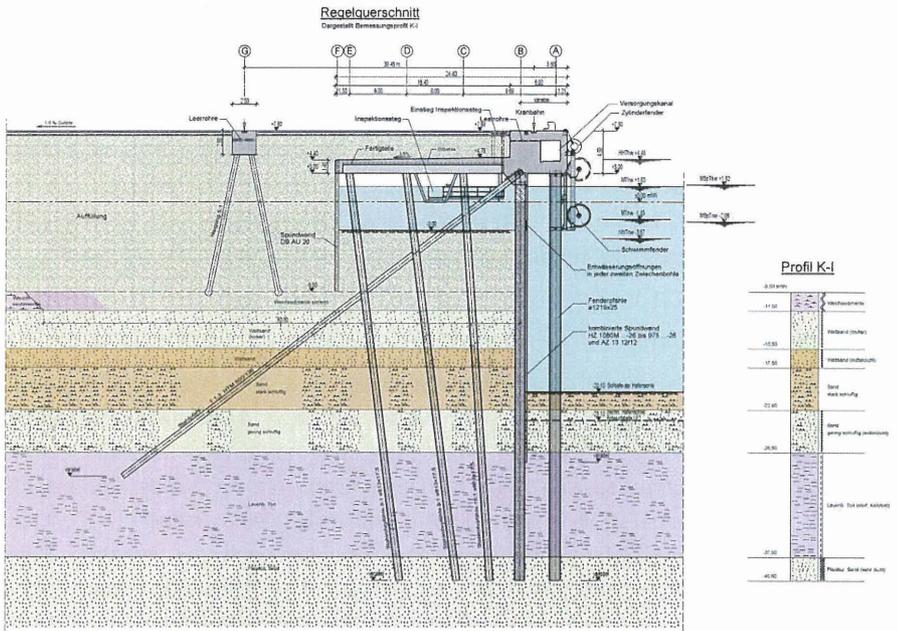


Abb. 2: Regelquerschnitt JadeWeserPort [JWP, 2009]

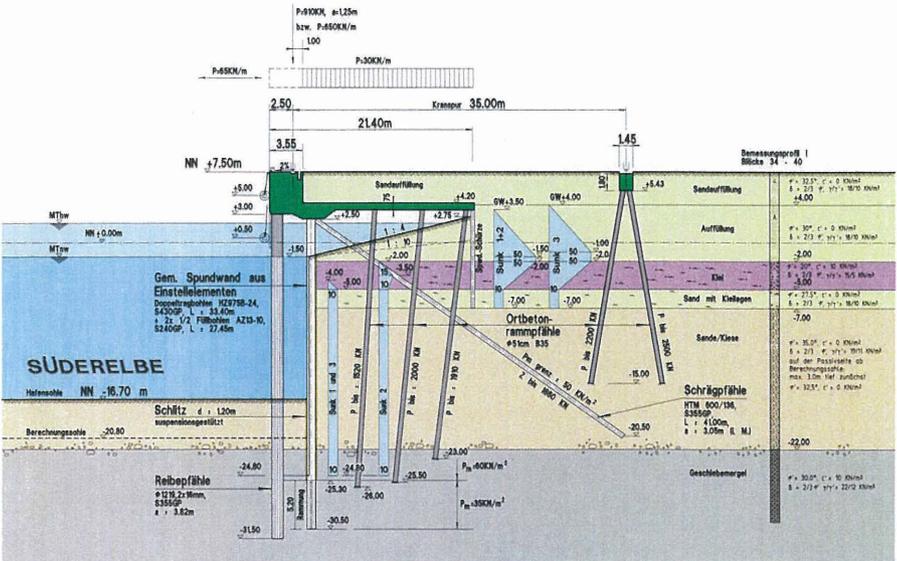


Abb. 3: Querschnitt CT Altenwerder [Arge CT Altenwerder 2. BA, 1999]

Im Gegensatz hierzu werden bei der in Abb. 3 dargestellten 'Landbaustelle' oder 'abgegrabenen Wand' wie z. B. am CT Altenwerder die Tragbohlen der Wand meist in einen Schlitz eingestellt und nur wenige Meter zur besseren Vertikallastaufnahme gerammt. Der hier nur auf Mantelreibung tragende Schräganker wird vollständig in den gewachsenen Boden gerammt und gelenkig angeschlossen. Durch die Abbaggerung des Bodens vor der Wand nach der kompletten Herstellung der Konstruktion ergeben sich andere Tragverhältnisse als bei einer Wasserbaustelle. Dieses findet auch Berücksichtigung bei der Bestimmung der Erddruckumlagerung in der EAU 2004, Kapitel 8.2.2.3.

### 3.1 Erddruckermittlung

Erd- und Wasserdruckentwicklungen auf die Hauptwand wurden bisher am O'Swaldkai, Burchardkai 10. LP, CT Altenwerder 1. BA und am CT IIIa in Bremerhaven gemessen. Am O'Swaldkai wurden vom IGB-TUBS entwickelte und hergestellte Totalspannungsgeber mit einem Durchmesser von 80 cm eingebaut. Durch die Größe des Kissens sollten Einzelspannungsspitzen verursacht durch anstehende kleine Steine ausgeglichen werden. Die Kissen waren außerdem mit einem Klappmechanismus versehen. Beim Absenken des Bewehrungskorb in den Schlitz war das Kissen eingeklappt (siehe Abb. 4). Nachdem der Bewehrungskorb seine endgültige Lage erreicht hatte, wurde das Kissen vollständig ausgeklappt und somit gegen den Boden gedrückt und gehalten. Nach dem Betonieren und Erhärten des Betons wurde der sich einstellende Erddruck auf das Kissen während der späteren Abbaggerung gemessen (MAYBAUM, 1996).

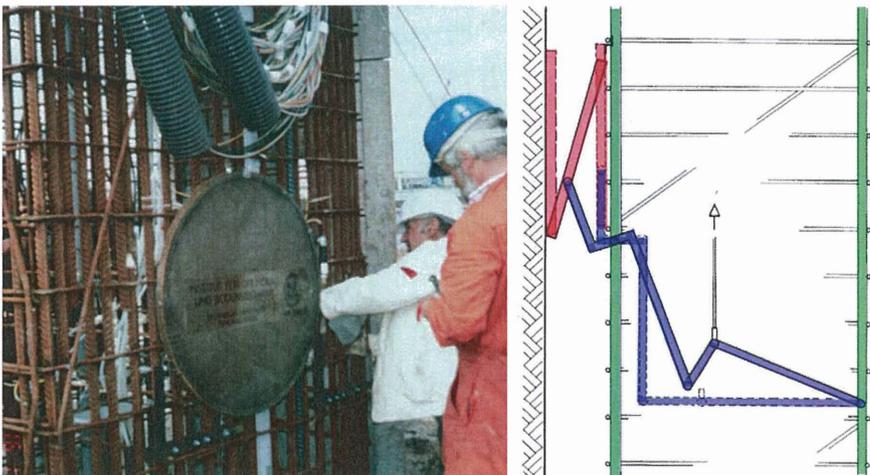


Abb. 4: Ansicht und Klappmechanismus des großen Totalspannungsgebers ( $\varnothing$  80 cm)

In Altenwerder wurde die Entwicklung des Erddrucks durch einpressbare kombinierte (Totalspannung und Porenwasserdruck) Spannungsgeber der Fa. Glötzl (Rheinstetten) ermittelt. Diese Geber sind bei feinkörnigen Böden hervorragend geeignet, um in großer Tiefe, im nur durch das Einpressen gestörten Boden, die anstehenden Spannungen ermitteln zu können. Es muss jedoch beim Einpressen die Lage des Kissens sichergestellt sein.



Abb. 5: Einpressbarer kombinierter Spannungsgeber

Am CT Altenwerder wurde erstmals der passive Erddruck ermittelt. Es wurden auch vor der Wand kombinierte Geber in verschiedenen Tiefenlagen und Abständen eingepresst. Leider wurden die Messungen während der Abbaggerung durch die Zerstörung der Messkabel vor Erreichen der Endtiefe gestoppt. Die Kabel wurden in einer massiv verrohrt ausgebauten Bohrung geführt, die während der Abbaggerung zur Einhaltung der maximalen Knicklängen mit einem Kreuzverbund zur Hauptwand in zwei Tiefenlagen unter Wasser gesichert werden sollte. Leider wurde dieses nicht rechtzeitig ausgeführt.



Abb. 6: Verrohrte Kabelführung während der Abbaggerung (intakt und kollabiert)

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Bestimmung der Interaktion Pfahl/Boden an der Forschungsplattform FINO<sup>3</sup> wurde vom IGB-TUBS eine Geotechnische Mess-Station für Offshore Gründungs-Strukturen (GEMSOGS) entwickelt, die speziell für extrem hohe Belastungen während des Rammvorganges ausgelegt ist. Die Funktionsweise der GEMSOGS ist ausführlich in BERNDT et al. (2008) sowie GATTERMANN et al. (2009) beschrieben.

Der Einsatz von GEMSOGS ist auch im Hafengebäude denkbar. Hiermit wäre es möglich, den direkt auf die Wand wirkenden Erddruck hinter, aber auch vor der Wand zu messen. Wie schon gesagt, ist die Ermittlung der Spannungen tief unten am Fuß von großer Bedeutung für die Interpretation des Gesamtverhaltens der Konstruktion. Eine Einbaumöglichkeit ist in der nachfolgenden Abbildung 7 dargestellt.

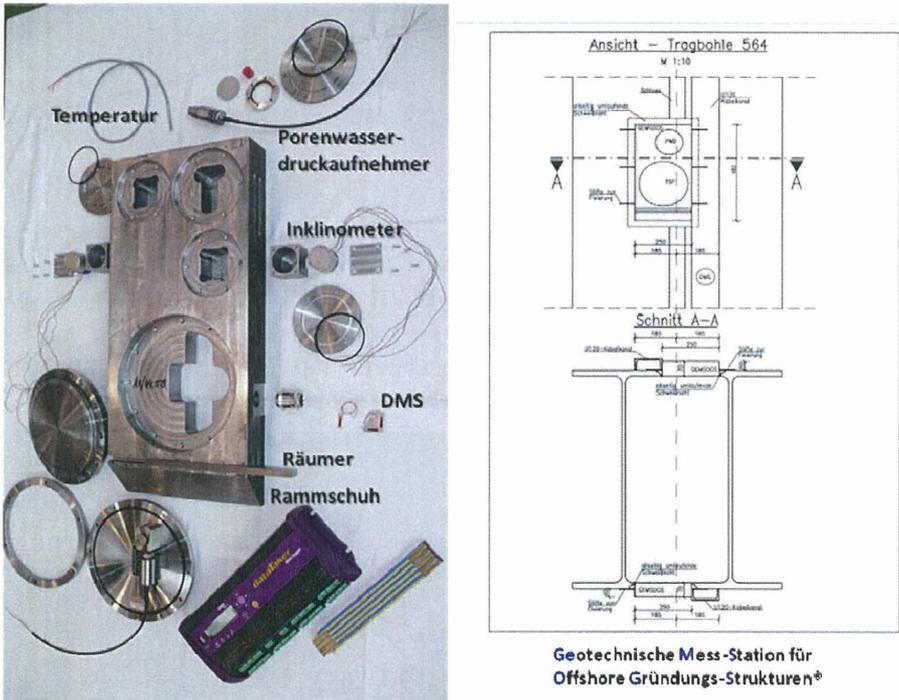


Abb. 7: Aufbau und Einsatzmöglichkeit eines GEMSOGS zur Bestimmung der Erd-druckentwicklung vor und hinter einer Tragbohle

### **3.2 Spannungs-Verformungs-Ermittlung**

Die Rückverankerungen der Kaikonstruktionen werden am Kopf über sehr lange geneigte Stahlpfähle ausgeführt. Die Stahlpfähle tragen die Lasten fast ausschließlich über Mantelreibung in den Untergrund ab. Ausnahmen bilden hier die Konstruktionen mit Klappankern wie z.B. am Predöhlkai in Hamburg.

Zum Nachweis des Traglastverhaltens über die Bau- und Betriebszeit der Kaikonstruktion wurden früher neben Verformungsmessungen jeweils am Kopf des Ankers die Normalkräfte bestimmt. Dieses Vorgehen wurde gewählt, weil bisher angenommen wurde, dass am Kopf des Ankers die höchsten Normalkräfte im Anker auftreten. Zur Messung der Normalkräfte wurden bisher auf dem Ankerstahl hauptsächlich Dehnungsmessstreifen appliziert. Das IGB-TUBS hat am CT Altenwerder und am Predöhlkai für diese Messungen das Gleitmikrometerversfahren weiterentwickelt und eingesetzt. Hiermit war es erstmalig möglich, den Normalkraftverlauf für jeden Laufmeter des Ankers zu ermitteln. Zur kontinuierlichen Messung wurden jetzt am CT 4, Europakai und am JadeWeserPort rambbare Dehnungsmessstreifen in großer Anzahl appliziert.

Zur Bestimmung der Entwicklung von Ankerkräften wurden bisher an den Ankerköpfen sowie mit erheblichem Aufwand an tiefer liegenden Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Da in Altenwerder aufgrund des inhomogenen Baugrundes und der erforderlichen großen Länge der Schräganker die Bestimmung der Mantelreibung auf der gesamten Länge von Interesse war, wurde hier das Gleitmikrometer der Firma Solexperts AG (Mönchaltorf, Schweiz) als Messverfahren ausgewählt.

#### **3.2.1 Inklinometermessungen**

In den Führungskanälen des Gleitmikrometers sowie an extra angeschweißten Stahl-Quadratprofilen wird die vertikale, aber auch horizontale Lage und Verformung des Schrägpfahles nach dem Einbau und infolge der möglichen Sandaufspülung, dem Einbringen der Kaiplattenpfähle, der Abbaggerung der Hafensohle sowie der späteren Auflasten mit der Inklinometersonde bestimmt [GLÖTZL, 1999]. Die Stahl-Quadratprofile haben sich in der Vergangenheit als die am besten geeignetste Führung für die Inklinometersonde herausgestellt. Sie erleidet keine Verformungen beim Rammen und hat einen innigen Kontakt mit dem zu messenden Objekt.

Gemessene Durchbiegungen der Schräganker an der Wasserbaustelle Europakai infolge der Hinterfüllung und der Pfahl-Herstellung für die Kaiplatte wiesen eine große Beanspruchung des Ankers nach. Nach Umstellen des Pfahleinbringverfahrens von Rammen auf Drehbohren konnten die starken Durchbiegungen vermindert werden

[GATTERMANN, 1999]. Ähnlich große Durchbiegungen (bis zu 45 cm) wurden vom IGB-TUBS und dem GBT der TU Hamburg-Harburg auch am Predöhlkai gemessen.

Bei der Landbaustelle CT Altenwerder ist die erwartete Durchbiegung des Ankers durch die Rammung der Kaiplattenpfähle aufgrund des gewachsenen Bodens erwartungsgemäß nicht so groß. Die Durchbiegung betrug dort maximal 3 cm [GATTERMANN et al., 2005].

Für die bessere Beantwortung der Fragestellung nach der Fußverschiebung der Hauptwand wird von uns folgender Vorschlag gemacht: Ein unten offenes L-Profil (Kantenlänge je 9 cm) wird in ganzer Länge an die zu messende Tragbohle in der Ecke Steg/Flansch angeschweißt. Nach dem Stellen der Tragbohle wird im Bohrverfahren (Durchmesser 10 cm) zwei Meter über den Fuß hinaus gebohrt und ein gängiges Inklinometerrohr auf ganzer Länge eingestellt und vermörtelt. Erst bei einer größeren Fußverschiebung würde das Rohr abgesichert werden und die Sonde nicht mehr gängig sein. Aber dann ist dieser Zustand eindeutig belegbar.

### **3.2.2 Gleitmikrometermessverfahren**

Beim Gleitmikrometerverfahren wird eine Sonde in einen speziellen Führungskanal (Messrohr) eingeführt, um für jeden Meter (Integralmessung) der gesamten Messstrecke die Dehnung mit einer Genauigkeit bis zu 0,001 mm zu messen. Durch Vergleichsmessungen kann somit die Normalkraft aus der gemessenen Dehnung/Stauchung über die Querschnittswerte und den E-Modul errechnet werden. Die Dehnung des Schrägpfahles sollte an der Stegobere- und an der Stegunterkante zum Ausgleich der Durchbiegungsunterschiede gemessen [THUT et al., 1999 und HÖHMANN et al., 2009]

Der Zeitpunkt des Einbaus des Messrohres am Schräganker musste am CT Altenwerder aufgrund der zu erwartenden hohen Belastung während der Rammung auf den Zeitpunkt nach Einbringen des Ankers verschoben werden. Aus diesem Grund wurden am H-Profil des Ankers in zwei diagonal gegenüberliegenden Eckpunkten am Steg/Flansch je ein Vierkantstahlprofil 110 x 110 x 10 mm angeschweißt und am Fuß des Pfahles mit einem verstärkten Schneidschuh versehen. In die Profile wurde nach dem Rammen das Gleitmikrometerrohr eingeführt und anschließend mit einer speziellen Zementsuspension verpresst, um einen kraftschlüssigen Verbund mit dem Stahlprofil zu erreichen. Spätere Untersuchungen am IGB-TUBS zeigten, dass dieser kraftschlüssige Verbund bei Druck hervorragend erzielt wird, aber an den unter Zug stehenden Ankern eine Abnahme der gemessenen Spannungen von bis zu 20 % ergibt [BERGS, 2005].

Als Modifikation der Gleitmikrometermessungen wurden vom IGB-TUBS daraufhin beim 2. BA in Altenwerder und beim Predöhlkai 1. LP die Gleitmikrometermessstellen direkt an die Tragbohle angeschweißt. Aufgrund des direkten Verbundes Messstelle-Anker wurde damit die geforderte hohe Genauigkeit bei der Bestimmung der Dehnung erzielt.

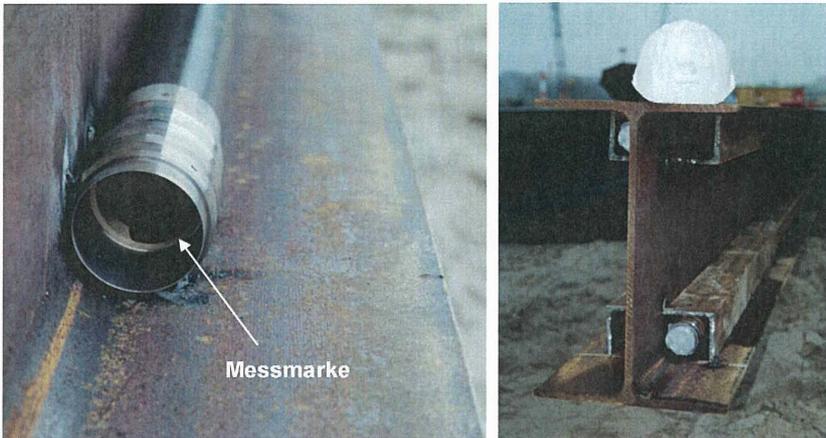


Abb. 8: Direkt angeschweißte und eingehauste Gleitmikrometermessstelle

Anhand dieser Gleitmikrometermessungen an drei Schrägankern in Altenwerder wurde festgestellt, dass sich der Normalkraftverlauf entlang des Pfahlschafes nicht wie erwartet einstellt (Abb. 9).

Bei einer Land- wie bei einer Wasserbaustelle wurde bisher angenommen, dass die maximalen Normalkräfte der zur Rückverankerung der Spundwand eingebauten Schräganker am Anschlusspunkt auftreten und sukzessive über die Mantelreibungsfläche entlang der Pfahlachse auf den Boden übertragen werden.

Durch die freie Unterwasserböschung bleibt die Normalkraft im Pfahl bis zum Eintritt in den anstehenden Baugrund konstant. Anschließend steigt die Normalkraft entlang des Pfahles an, was im statischen Sinne einer negativen Mantelreibung entsprechen würde, und erreicht ihren lokalen Extremwert in etwa der Mitte der Ankerlänge. Es existieren verschiedene theoretische Ansätze für dieses spezielle Tragverhalten. Variationsberechnungen haben gezeigt, dass dieses Tragverhalten auch in nichtbindigen Böden und ohne 'Öffnung' der Hauptwand erzeugt werden kann [BOLEY et al., 2004]. Festzuhalten bleibt jedoch, dass dieses Phänomen in Landbaustellen, also in gewachsenen Böden, in erheblich größerer Ausprägung als an hinterfüllten Kaimauern [STAHLMANN et al., 2009a].



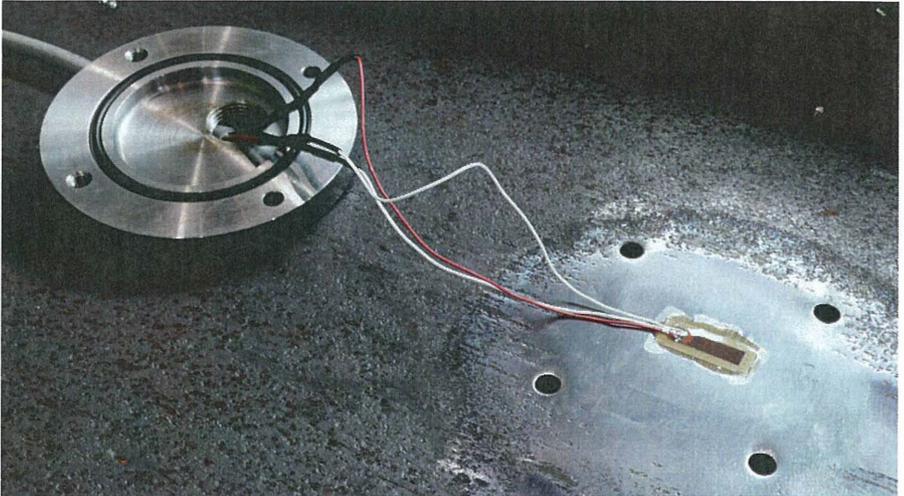


Abb. 10: Vom IGB-TUBS entwickelte druckwasserdichte Abdeckung für DMS



Abb. 11: Fertig applizierter Messgeber und zum Transport bereiterr Schräganker für den JadeWeserPort

Idealerweise wurde am JadeWeserPort an den 10 mit jeweils 34 DMS bestückten Schrägankern auch jeweils ein statischer Zugversuch durchgeführt.



Abb. 12: Statischer Zugversuch an einem Schräganker am JadeWeserPort

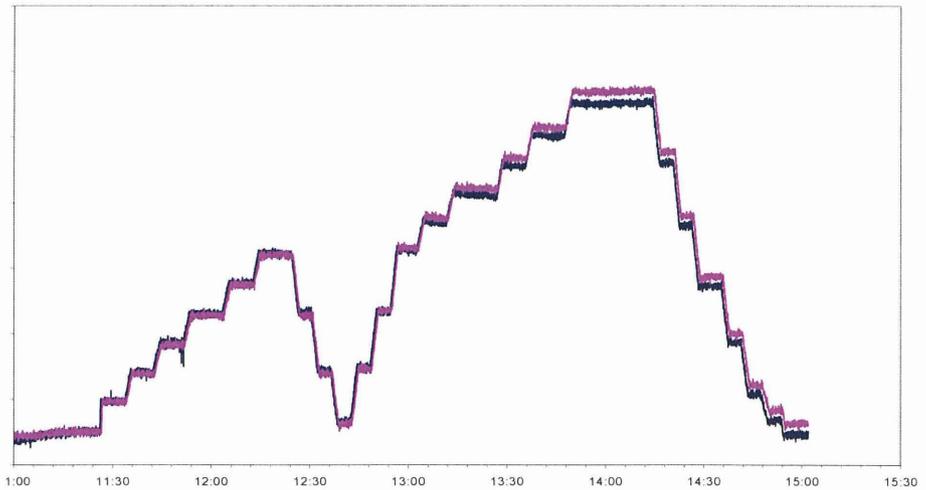


Abb. 13: Ergebnis zweier, gegenüberliegender DMS in einer bestimmten Tiefe über die Zeit des statischen Zugversuchs an einem Schräganker am JadeWeserPort

### Das 'optimale' geotechnische Messkonzept

- Frühzeitige Einbeziehung in die Planung und Ausschreibung
  - *Aufnahme der gut beschriebenen Messtechnik in das Leistungsverzeichnis*
  - *Beauftragung der Mess-Durchführungen durch den Bauherrn*
- Redundante Messungen in unterschiedlichen Bodenstrukturen
  - *Verloren eingebaute Messgeber immer redundant ausführen*
- Verformungsmessungen mittels Inklinometer in ausreichender Länge und über den Fuß hinaus
  - *Inklinometermessungen möglichst bis zum Fuß der Tragglieder führen*
  - *Lage der Anker auch in X-Y-Richtung bestimmen*
  - *Die Hauptwand über den Fuß hinaus messen*
- Exakte geodätische Messungen am gleichen Messtag
  - *Klare Aufträge vergeben*
- Spannungsmessungen der Schrägankern an den Flanschen sowie verstärkt im Anschluss an die Tragbohle
  - *Spannungsverlauf oben und unten am Schräganker zur Bestimmung des Momentenverlaufs bestimmen*
  - *Am Kopf die Krafteinleitung zur Wand in den Bügeln exakt bestimmen*
- Spannungs- und Verformungsmessungen an Ankertafeln
  - *Neben Spannungs und Verformungsmessungen auch die Verschiebung der Tafel im Boden bestimmen*
- Spannungsmessungen in der Wand, den Reiberohren und den Kaiplattenpfählen
  - *Bestimmung der Normalkraftverläufe in allen, aber auch der Biegemomente in den Kaiplattenpfählen*
- Spannungs- und Verformungsmessungen an der Spundwandschürze
  - *Verifizierung der Theorien über die 'Blockverschiebung'*
- Bestimmung der Erddruckentwicklungen hinter, aber auch vor der Wand
  - *Rammbare Erddruckkissen in die Tragglieder einbauen*
- Langzeitmessungen
  - *Bestimmung der Belastungen durch den Betrieb und Hochwasserereignisse*

### Danksagung

Wie immer möchten wir uns auch diesmal für die sehr gute und konstruktive Zusammenarbeit mit der Hamburg Port Authority, Bremenports GmbH & Co. KG, JadeWeser-Port Realisierungs GmbH & Co. KG, der Hochtief Construction AG und der Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH bedanken.

## 5 Literatur

### **Amt für Strom- und Hafenubau, Hamburg (1999)**

Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 1. Bauabschnitt, *Firmenprospekt*

### **Bergs, T. (2005)**

Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaimauerkonstruktion, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **78**, Dissertation

### **Boley, C., Morgen, M., Fritsch, M., Piepenbreier, O., Stahlmann, J. (2004)**

Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung durch Pfähle bei Kaimauern, *Kaimauern - Messungen und Numerik - , Gemeinsamer Sprechtag der Hafentechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg*, **7**, S. 131-150, 2004

### **EAU (2004)**

Empfehlungen des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss 'Ufereinfassungen' der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin*, ISBN: 3-433-02852-4, 2005

### **Fritsch, M., Gattermann, J., Stahlmann, J. (2005)**

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probelastungen im Endzustand, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005 in Braunschweig*, **80**, S. 71-86

### **Fritsch, M. (2008)**

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **86**, Dissertation

### **Gattermann, J. (1998)**

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **59**, Dissertation

### **Gattermann, J. (1999)**

Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg - Änderung des Einbringverfahrens aufgrund geotechnischer Messungen -, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Pfahlsymposium 2001, Fachseminar: 25./26. Februar 1999*, **60**, S. 407-420

### **Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J. (2005)**

Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005 in Braunschweig*, **80**, S. 21-44

### **Glötzel, F. (1994)**

Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Messen in der Geotechnik, Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 47-64

### **Hamburg Port Authority (2008)**

Predöhlkai 3. Liegeplatz, Regel-Querschnitt, *Firmenprospekt*

**Hömann, S., Wolf, C., Lehmann, G. (2009)**

Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 88, S. 69-81*

**JadeWeserPort (2009)**

JadeWeserPort Realisierungs-GmbH & Co. KG, [www.jadeweserport.de](http://www.jadeweserport.de), 2009

**Maybaum, G. (1996)**

Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 52, Dissertation*

**Stahlhut, O. (2000)**

Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 64, Dissertation*

**Stahlmann, J., Fritsch, M., Gattermann, J. (2004)**

Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen, *Kaimauern - Messungen und Numerik - , Gemeinsamer Sprechtag der Hafentechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, 7, S. 115-130*

**Stahlmann, J., Gattermann, J., Schmitt, J., Missal, C. (2009a)**

Moderne Kajakonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen, in 'Pfahlsymposium 2009', *Fachseminar am 19.-20.02.09 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 88, S. 43-68*

**Stahlmann, J., Gattermann, J., Schmitt, J., Missal, C. (2009b)**

Forschung zum Tragverhalten von Kajakonstruktionen, in 'Stahl im Wasserbau 2009', *Fachseminar am 15.-16.10.09 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 90, S. 111-124*

**Stegner, G., Gattermann, J. (1998)**

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg, in *Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar am 19./20.02.98 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, S. 351-370*

**Thut, A.; Alonso, E.; Lloret, A.; Amstad, Ch.; Kovari, K.; Lunardi, P. (1999)**

Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik, *Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, 4, S. 107-132*

**Tworuschka, H. (2005)**

Geplante Bauausführung Containerterminal 4, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, 80, S. 59-70*

---

Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Dipl.-Ing. Benedikt Bruns  
Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

[j.gattermann@tu-bs.de](mailto:j.gattermann@tu-bs.de)  
[b.bruns@tu-bs.de](mailto:b.bruns@tu-bs.de)  
[j.stahlmann@tu-bs.de](mailto:j.stahlmann@tu-bs.de)

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

[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)  
Tel.: 0531 391-2730



**Ausbau des Mittellandkanals an der Brücke Sandkamp in Wolfsburg  
- Messtechnische Überwachung der Pfeilergründung  
an der Uferspundwand -**

Dr.-Ing. C. Stoewahse (GGU)

Dipl.-Ing. E. Hartwig (VW AG)

Dipl.-Ing. R. Aselmeier (WNA Helmstedt)

Dr.-Ing. G. Tranel (Eriksen und Partner, Oldenburg)

## **1. Einleitung**

Ende der fünfziger Jahre wurde in Wolfsburg über den Mittellandkanal (MLK) die Brücke Sandkamp in Höhe des VW-Werks gebaut. Bereits unmittelbar nach der Herstellung des Brückenüberbaus hatte sich der Mittelpfeiler um mehrere Zentimeter gesetzt. 2004 wurde der MLK im Bereich der Brücke ausgebaut. Das Südufer unmittelbar neben dem Mittelpfeiler wurde mit einer rückverankerten Spundwand ausgebaut. Während des Aushubs der Gewässersohle wurden erneut Setzungen am Mittelpfeiler sowie Verformungen der neuen Spundwand beobachtet. Zur Sicherung des Erdauflagers der Spundwand wurde der Aushub gestoppt. Der MLK war in diesem Bereich nur beschränkt befahrbar. 2009 sollte die volle Befahrbarkeit wieder hergestellt werden.

Der Brückenüberbau durfte hinsichtlich seiner Gebrauchstauglichkeit und auch Tragfähigkeit nur noch geringe Setzungen erfahren. Standsicherheits- und Verformungsrechnungen der Ufereinfassung und des Brückenpfeilers ergaben, dass bei weiterem Aushub des Kanals die Grenzwerte der noch zulässigen Setzungen eingehalten werden können. Die Setzungen der Brücke und die Verformungen der Uferspundwand wurden aushubbegleitend durch Setzungs- und Inklinometermessungen überwacht.

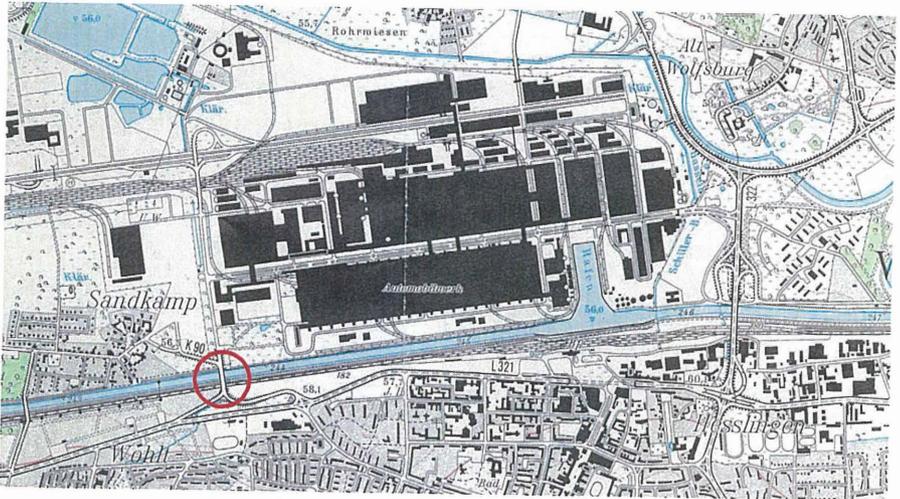


Abbildung 1: Übersichtslageplan

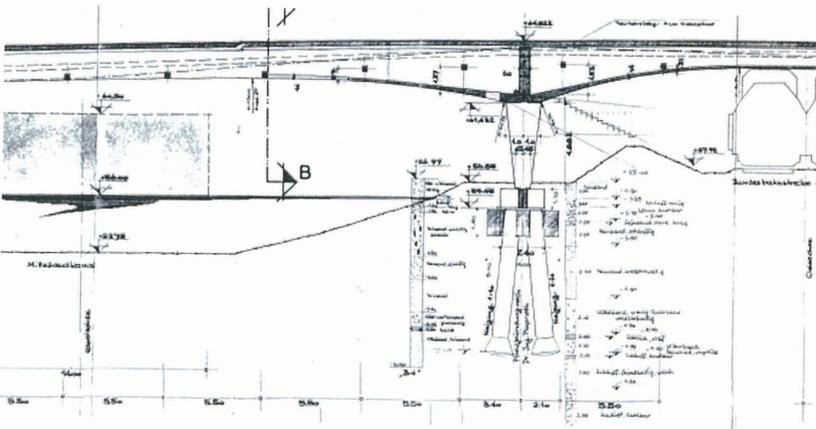


Abbildung 2: Querschnitt MLK und Pfeilergründung 1958

## 2. Baumaßnahme

Die Brücke 438 b „Sandkamp“ dient der Zufahrt zum VW-Werksgelände und quert den Mittellandkanal bei MLK-km 243,790 (Abbildung 1). Sie wurde 1958/59 gebaut.

Der Mittellandkanal war zu diesem Zeitpunkt als Muldenprofil mit Böschungsneigungen von 1:3 bis 1:4 ausgebaut. Der Mittelpfeiler und die Widerlager befinden sich hinter den Betriebswegen in ausreichendem Abstand vom Ufer. Etwa 10 m südlich des Mittelpfeilers verläuft die Bahnstrecke Berlin-Hannover (Abbildung 2).

Nach den Baugrunderkundungen aus dem Jahre 1958 wurden bis 5,6 m unter Gelände organisch durchsetzte, locker gelagerte schluffige Feinsande angetroffen. Darunter folgen bis 10,5 m unter GOK Feinsande, die bei 8 m durch eine dünne Schlickschicht unterbrochen werden.

Ausgehend von diesen Aufschlüssen wurde eine Pfahlgründung empfohlen. Am Mittelpfeiler teilen sich die Lasten auf vier Pfahlböcke auf, mit jeweils zwei Pfählen System Paproth mit Schaftdurchmessern von 95 cm und Fußdurchmessern von rd. 1,5 m. Die Pfahlköpfe sind durch einen Balken miteinander verbunden. Die Pfahlfüße befinden sich rd. 10,5 m unter Gelände auf 46,45 m NN. Je Pfahlbock wirkt eine Vertikallast von  $V = 5610$  kN.

Nach der Herstellung des Brückenüberbaus hatte sich der Mittelpfeiler um mehrere Zentimeter gesetzt. Ursache für diese Setzungen ist eine in den damaligen Baugrunderkundungen nicht erbohrte Schluffschicht von rd. 5 m Dicke, die unmittelbar unter der Pfahlfußebene beginnt und in der die Spitzendrücke nicht abgetragen werden konnten. Die Schluffschicht wurde erst 2005 durch Drucksondierungen festgestellt. Unter dem Schluff folgen dicht gelagerter Sand und in 21 m Tiefe halbfester Ton.

Zur Entlastung der Pfahlfüße wurde 1959 direkt nach dem Auftreten der Setzungen der Kopfbalken mit vier Einzelplatten je 10 m<sup>2</sup> Grundfläche unterfangen. Der Kopfbalken wurde mittels Pressen angehoben und anschließend wurde der Zwischenraum zwischen Kopfbalken und Unterfangungskörper ausbetoniert. Etwa die Hälfte der Lasten sollte in die Flachgründung eingeleitet werden.

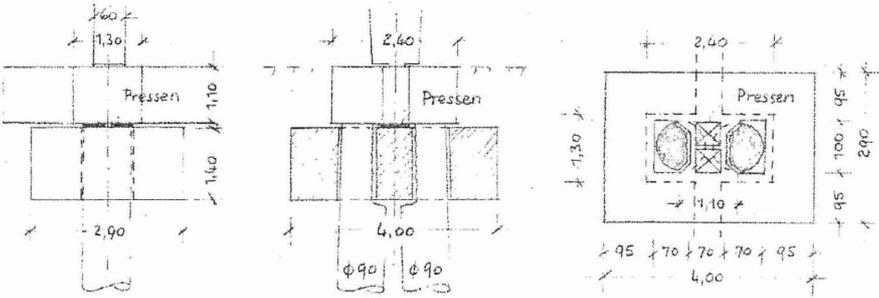


Abbildung 3: Unterfangung des Pfahlkopfbalkens

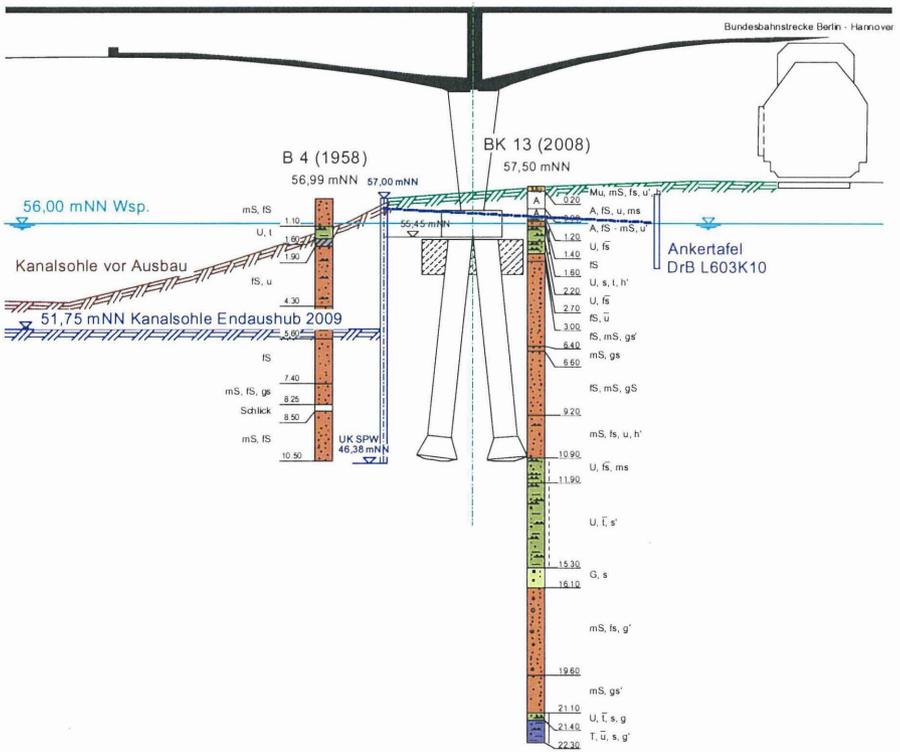


Abbildung 4: Pfeilergründung, Uferbefestigung und Baugrundaufbau

2004 wurde der MLK im Bereich der Brücke vom alten Muldenprofil zum KRT-Profil ausgebaut. Am Nordufer wurde eine 10,5 m lange Spundwand mit dem Profil Hoesch 2500 k eingepresst. Die Wand wurde durch Einstabanker  $\varnothing$  50 mm und Ankerplatten aus Spundbohlen Larssen 603 K rückverankert (Abbildung 4). Bei der Bemessung der Spundwand wurde noch von einer voll tragfähigen Pfahlgründung ausgegangen, so dass keine Lasten aus der Brücke bzw. dem Pfahlkopfbalken auf die Uferneinfassung wirken. Aus einbringtechnischen Gründen wurde jedoch ein stärkeres Spundwandprofil als nach dieser Bemessung erforderlich gewählt.

Während des Aushubs der Gewässersohle wurden erneut Setzungen am Mittelpfeiler sowie Durchbiegungen der Spundwand beobachtet. Zur Sicherung des Erdaufagers der Spundwand wurden die Aushubarbeiten im Kanal eingestellt und der Kanal war nur beschränkt befahrbar. In der nachfolgenden Abbildung ist der Setzungsverlauf der Höhenmessbolzen am Mittelpfeiler dargestellt.

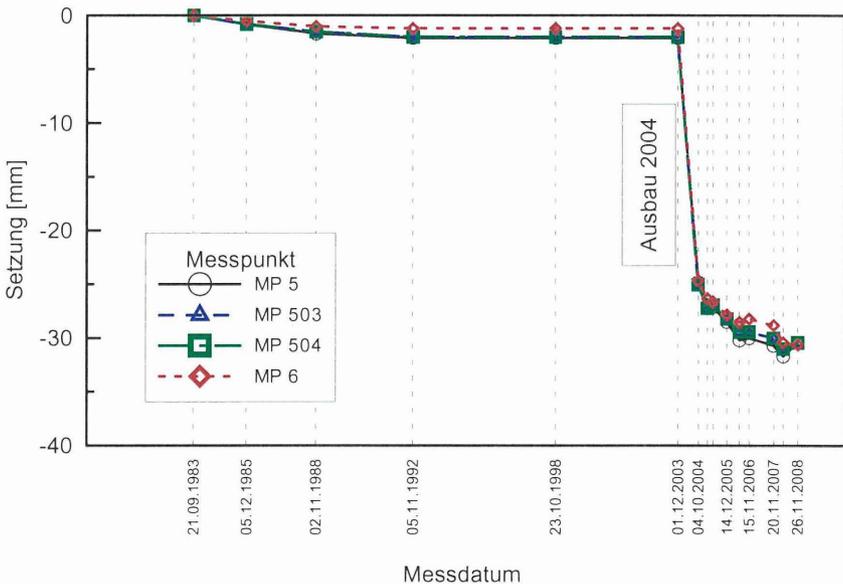


Abbildung 5: Setzungen des Mittelpfeilers

Die Setzungen des Mittelpfeilers wurden seit 1983 durch geodätische Messungen überwacht. Abbildung 5 zeigt den Setzungsverlauf. Bis zum Ausbau des Kanals ist ein deutliches Abklingen der Setzungen aus den Belastungen vor dem Ausbau des MLK zu erkennen. Mit den Aushubarbeiten zeigen sich erneute Setzungen von rd. 3 cm.

### 3. Lückenschluss und Sicherheitsanalyse

#### *Voraussetzungen*

Zur Herstellung der vollen Befahrbarkeit des Mittellandkanals im Bereich der Brücke Sandkamp war für 2009 der Endaushub der Gewässersohle geplant. Hierbei waren zwei Forderungen zu erfüllen:

- Die Standsicherheit der Ufereinfassung muss auch unter Ansatz der Lasten aus dem Pfahlkopfbalken vorhanden sein.
- Die Setzungen des Mittelpfeilers sind zu begrenzen.

Aus den statischen Nachrechnungen der Brücke durch das Ingenieurbüro Eriksen und Partner, Oldenburg, konnte noch eine maximale Zusatzsetzung am Mittelpfeiler von 2,8 cm toleriert werden. Ab einem Setzungsmaß von 1,0 cm war mit ersten Rissen im Brückenträger zu rechnen. Eine Sperrung der Brücke für den Verkehr war für den Betrieb des VW-Werks nicht möglich.

#### *Standsicherheit der Ufereinfassung*

Die Standsicherheit der Ufereinfassung war nach den derzeit gültigen Normen gemäß E 106 der EAU für folgende Lastfälle nachzuweisen.

**Tabelle 1: Lastfälle Ufereinfassung**

	Wasserstand MLK [m NN]	Grundwasserstand [m NN]
LF 1	55,75	56,00
LF 2	54,95	56,00
LF 3.2.a	54,00	56,00
LF 3.2.b	51,75	54,75

Die Kanalsohle liegt bei 51,75 m NN. In den Berechnungen wird ein Kolk vor der Spundwand von 50 cm berücksichtigt, so dass die Sohle auf 51,25 m NN angesetzt wird.

Aus der Brücke wird jede Stütze, bzw. jeder aus zwei Pfählen bestehende Pfahlbock mit einer Gesamtlast von  $V_k = 5610$  kN belastet. Diese teilt sich auf in:

Ständige Last:  $V_{g,k} = 4485$  kN

Veränderliche Last:  $V_{q,k} = 1125$  kN

Ohne Berücksichtigung der erforderlichen Sicherheiten ergibt sich nach DIN 1054:2005-01 für einen Bohrpfahl mit 95 cm Durchmesser und Fußverbreiterung eine Grenzlast von  $R_{1k} = 1504$  kN. Das heißt, dass bei zwei Pfählen ein Anteil der ständigen Lasten von

$$\Delta V_{g,k} = V_{g,k} - 2 \cdot R_{1k} = 4485 \text{ kN} - 2 \cdot 1504 \text{ kN} = 1477 \text{ kN}$$

über den Kopfbalken bzw. die Unterfangungsplatten abgetragen werden muss. Die veränderlichen Lasten aus dem Oberbau  $V_{q,k}$  werden vollständig über die Unterfangungsplatte in den Untergrund geleitet und belasten die Spundwand.

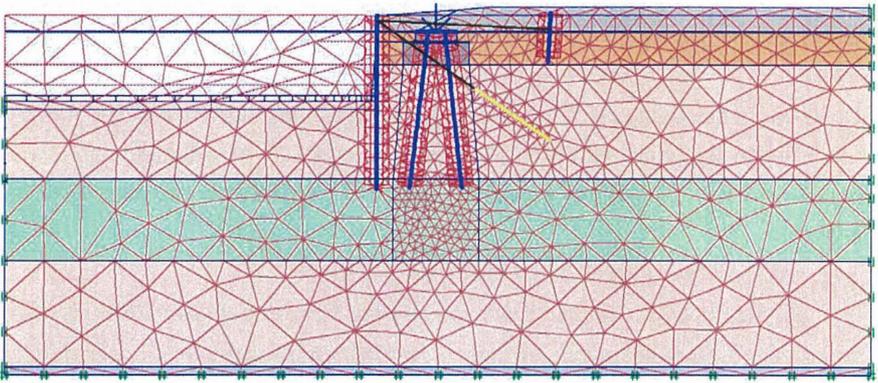
Die Standsicherheit der Spundwand konnte für alle Lastfälle nachgewiesen werden. Die größten Ausnutzungsgrade ergaben sich im Nachweis des Aufbruchs des Verankerungsbodens.

### **Verformungen**

Zur Abschätzung der Verformungen der Ufereinfassung und der Brücke sowie zur Überprüfung der Einhaltung der oben genannten noch zulässigen Setzungen wurde das Gesamtsystem mit seiner Belastungsgeschichte in einem FE-Modell abgebildet. Vereinfachend wurde an einem ebenen Modell gerechnet. Das Netz für den Endaushubzustand ist in Abbildung 6 dargestellt. Folgende Phasen wurden modelliert:

1. Ausgangszustand
2. Aushub MLK
3. Herstellen Pfahlgründung
4. Lastaufbringung 1611 kN/m
5. Unterfangung herstellen

6. Unterfangung aktivieren
7. Unterfangung fixieren
8. Spundwand und Anker setzen
9. Ausbau MLK
10. Sanierungsvarianten:

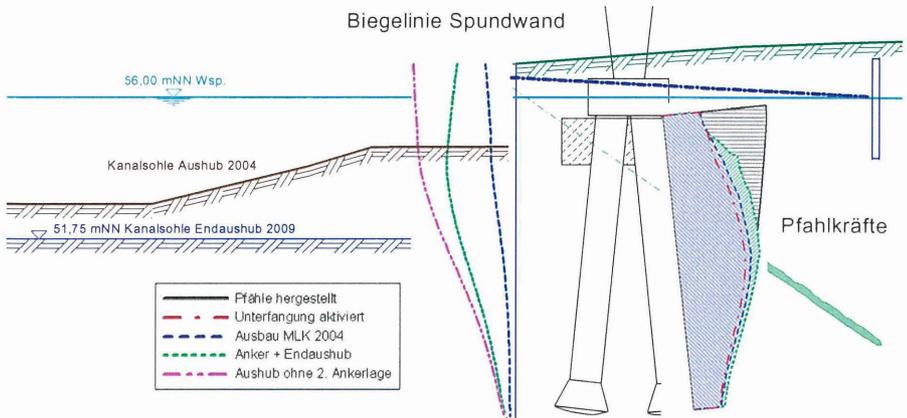


**Abbildung 6: System im Endzustand**

Die Verformungen des Systems konnten mit dem Modell gut abgebildet werden. Nach Lastaufbringung auf die Pfahlgründung ergaben sich rechnerische Setzungen von 12 cm. Bei Aktivierung der Unterfangung kommt es zu einer Lastumlagerung und die Spannungen unterhalb der Unterfangungsplatte erhöhen sich erwartungsgemäß. Die Kräfte an den Pfahlfüßen verringern sich jedoch kaum. Dieses ist auch am Normalkraftverlauf im Pfahl zu erkennen (Abbildung 7). Der Kraftverlauf nach Lastaufbringung ist in der Abbildung durch die durchgehende, schwarze Linie dargestellt. Nach Aktivierung der Unterfangung ergibt sich der durch die strich-punktierete, blaue Linie gekennzeichnete Verlauf.

Mit dem Aushub des Mittellandkanals werden die Lasten wieder verstärkt über die Pfähle abgetragen, da die Spannungsausbreitung unter der Flachgründung durch den Aushub verändert wird (gestrichelte, rote Linie). Es kommt zu neuerlichen Setzungen des Mittelpfeilers von etwa 2 cm. Das entspricht etwa den tatsächlich gemessenen Setzungen (s. Abbildung 5). Die Durchbiegung der Spundwand im Feldbereich ergab sich zu

etwa 10 mm. Dieses stimmt gut mit den Angaben des WNA Helmstedt überein, nach denen die Spundwandverformungen nach Aushub des Kanals 12 mm betragen. In Abbildung 7 sind auch die Biegelinien der Spundwand dargestellt.



**Abbildung 7: Biegelinien der Spundwand und Normalkraftverlauf in den Pfählen**

Nachdem das Systemverhalten bis zu diesem Bauzustand gut nachgebildet werden konnte, wurden zur Verformungsprognose für den Endaushubzustand verschiedene Ertüchtigungsmaßnahmen für die Pfeilergründung untersucht:

- Injektion unter den Pfahlfüßen
- Injektion unter der Unterfangungsplatte
- Anwendung der Beobachtungsmethode
- Einbau einer zweiten Ankerlage

Bei den genannten Injektionsverfahren erwiesen sich die Bauzustände als kritisch, in denen nur eine verminderte Scherfestigkeit in den gerade injizierten Bereichen angesetzt werden konnte. Unter Berücksichtigung dieser Effekte ergaben sich rechnerisch zu große Setzungen, die mit den Vorgaben aus der Statik nicht vereinbar waren.

Ohne konstruktive Maßnahmen wurden die Setzungen des Mittelpfeilers zu 1,7 cm berechnet. Damit wären die statisch zulässigen Verformungen des Überbaus von maximal

2,8 cm noch eingehalten, Risse können aber auftreten. Auf Grundlage dieser Berechnungen und der oben beschriebenen statischen Nachweise der Spundwand wurde daher empfohlen, den Aushub der Gewässersohle durch Verformungsmessungen am Mittelpfeiler und an der Spundwand zu begleiten.

Die Spundwandberechnung ergab die höchsten Ausnutzungsgrade für die Ankerwand. Um ein Versagen dieses Traggliedes vollkommen auszuschließen und höhere Sicherheiten für das Gesamtsystem zu erhalten, wurde der Einbau einer zweiten Ankerlage vorgesehen. Die Verankerung erfolgte mit Dauer-Litzenankern. Die Anker sind unter 35° geneigt und 13,5 m lang. Die Länge des Verpresskörpers beträgt 5 m. Aus der Berechnung der Ufereinfassung ergab sich für die vorhandene Verankerung im LF 1 eine Ankerkraft von rd. 80 kN/lfd. m. Mit einer entsprechenden Kraft wurden die neuen Anker vorgespannt, so dass die alte Ankerlage weitgehend entlastet wurde. Die Ankerarbeiten wurden von der Fa. Stump Spezialtiefbau GmbH ausgeführt.

Durch die neue Ankerlage werden die Kopfverformungen der Spundwand beschränkt und auch die Verkippungen und Setzungen der Pfahlkopfplatte reduziert. Das prognostizierte Setzungsmaß betrug noch 11 mm.

#### **4. Messprogramm**

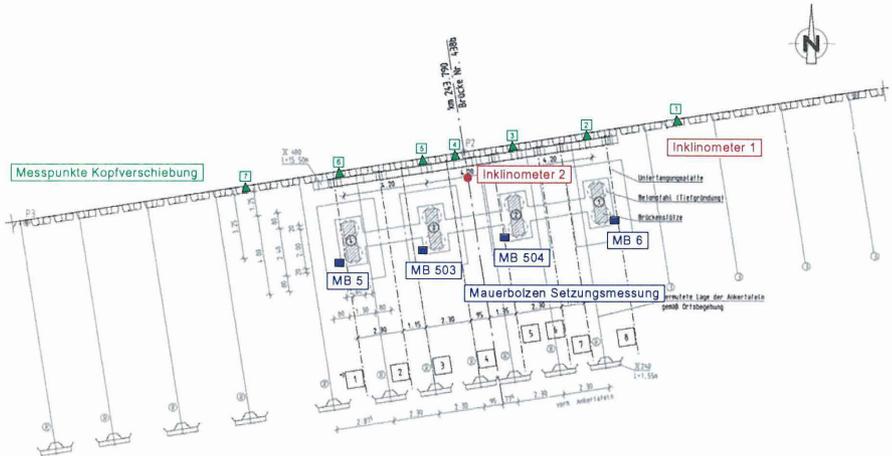
Die Baggerarbeiten für den Lückenschluss an der Brücke Sandkamp wurden im Juni/Juli 2009 ausgeführt. Baubegleitend und nachlaufend wurden

- die Setzungen des Mittelpfeilers an den vorhandenen Höhenbolzen,
- die Kopfverschiebungen der Spundwand,
- die zusätzlichen Durchbiegungen der Spundwand.

überwacht.

Die Setzungen des Mittelpfeilers und die Verschiebungen des Spundwandkopfes wurden durch das laufende geodätische Messprogramm erfasst.

Die Horizontalverformungen wurden durch zwei Inklinometer überwacht, die östlich der Brücke außerhalb des nachverankerten Bereichs und in der Mittelachse der Brücke installiert wurden. Die Teufen der Inklinometerbohrungen betrugen 20,0 und 14,5 m.



**Abbildung 8: Lage der Messpunkte und der Inklinometerbohrungen**

Für den Mittelpfeiler der Brücke kann nach Berechnungen des Ingenieurbüros Eriksen und Partner, Oldenburg, eine maximale Zusatzsetzung von ca. 2,8 cm toleriert werden. Ab einem Setzungsmaß von 1,0 cm ist mit ersten Rissen im Brückenträger zu rechnen.

Für die Überwachung der Aushubarbeiten wurden Melde- und Warnwerte für die Setzungen des Mittelpfeilers und die zugehörigen Kopfverschiebungen der Spundwand festgelegt. Beim Erreichen des Meldewertes war ein Baustopp vorgesehen, um zunächst die Brücke auf Risse bzw. den Verankerungsbereich auf Verformungen zu kontrollieren. Erst beim Erreichen der Warnwerte würden Maßnahmen wie die Sperrung der Brücke für den Schwerlastverkehr erforderlich.

**Tabelle 2: Melde- und Warnwerte**

	Setzung Mittelpfeiler [mm]	Kopfverschiebung Spundwand [mm]
Meldewert	10	20
Warnwert	25	30

## 5. Ergebnisse

Die Anker wurden am 19.06.2009 vorgespannt und am 23.06.2009 begannen die Aushubarbeiten. Vor und nach den Ankerarbeiten wurden die geodätischen Messungen und die Inklinometermessungen durchgeführt.

Während des Aushubs wurden die Setzungen und Verschiebungen mindestens täglich gemessen. Die geodätischen Vermessungen der Setzungsbolzen am Mittelpfeiler und des Spundwandkopfes erfolgten durch das Vermessungsbüro Wolfsburg Joachim Stein - Ewald Stroot. Von der GGU Braunschweig wurden die Inklinometermessungen durchgeführt.

Die Setzungen der vier Messbolzen am Mittelpfeiler sind in Abbildung 9 bezogen auf die Messung vom 18.06.2009 vor Beginn der Aushubarbeiten aufgetragen. Die Werte liegen im Bereich der Messunsicherheit. Es ergaben sich keine Verformungen, die Maßnahmen erforderten.

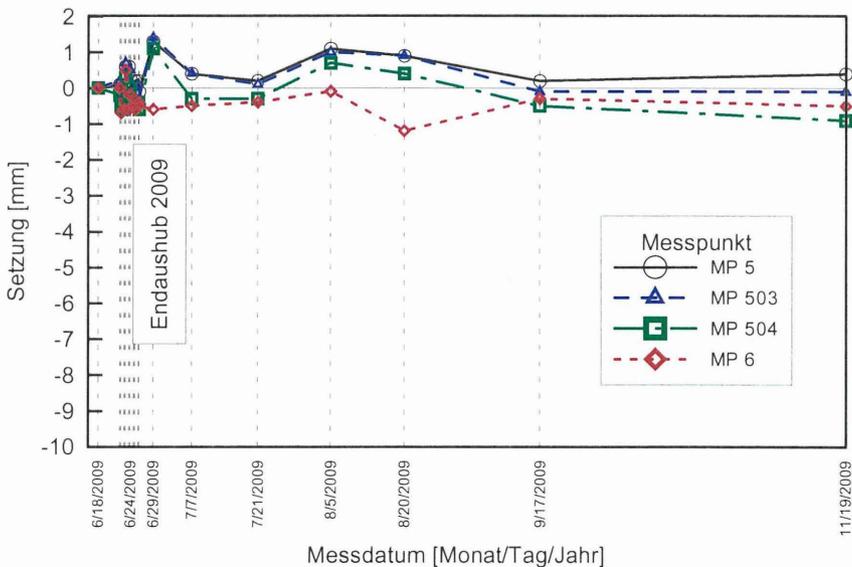
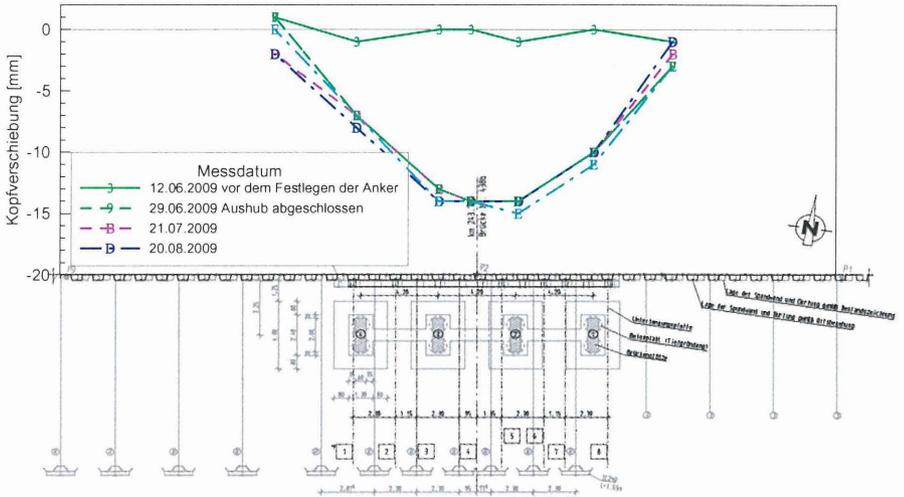


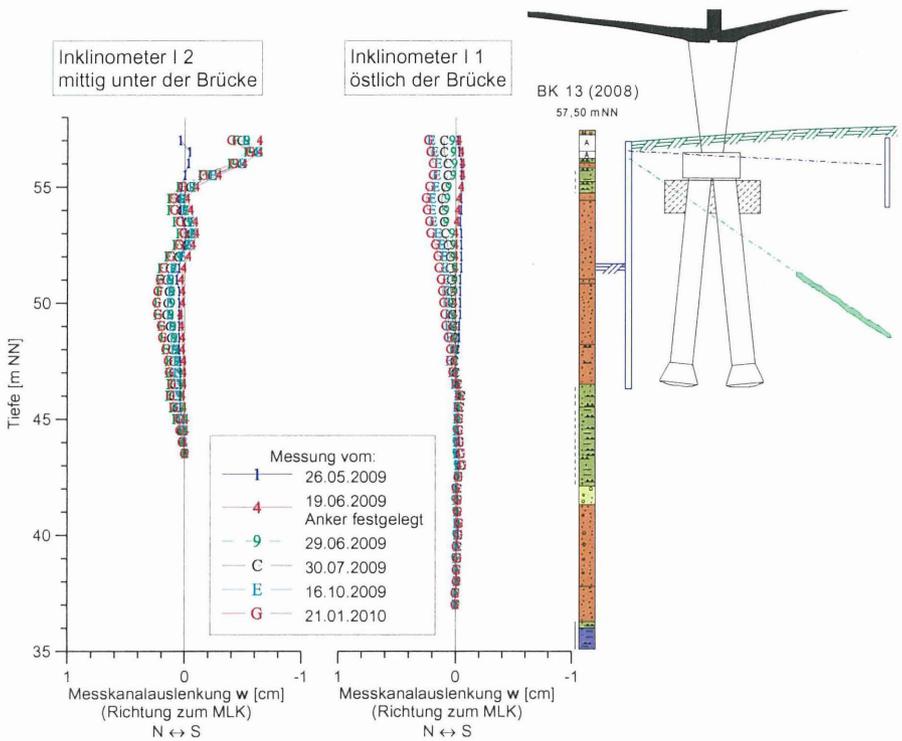
Abbildung 9: Setzungen des Mittelpfeilers relativ zur Messung vom 18.06.2009



**Abbildung 10: Kopfverschiebungen der Spundwand**

Durch das Festlegen der Anker ergaben sich Kopfverschiebungen der Spundwand in Richtung Land von bis zu 1,5 cm. In Abbildung 10 sind diese im Lageplan dargestellt.

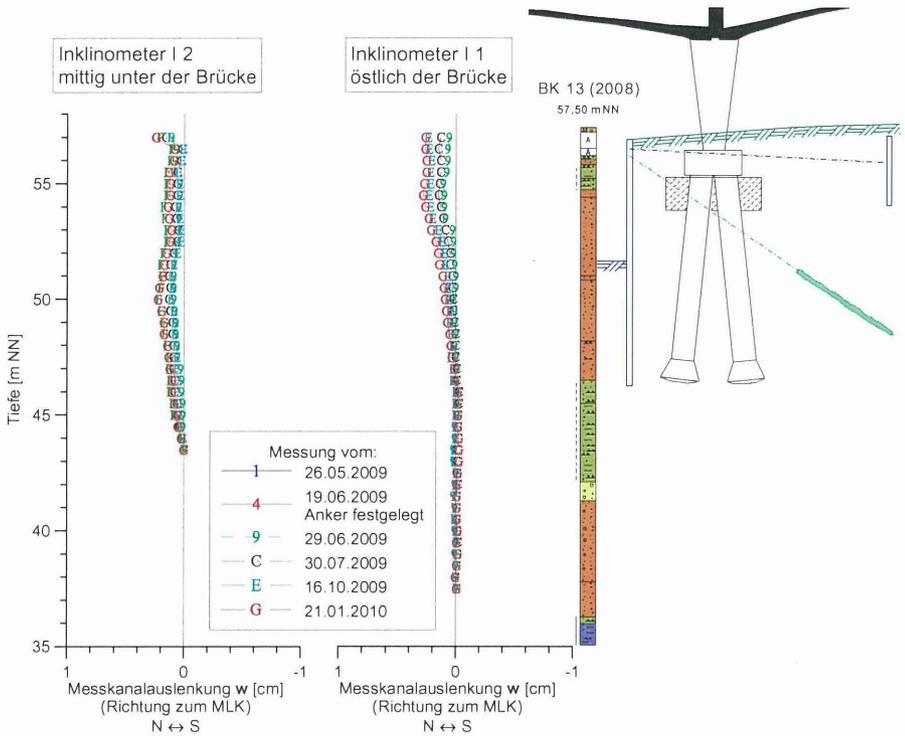
In den Inklinometermessungen ergab sich ein vergleichbares Bild. Im Bereich der Verankerung konnten im Inklinometer I 2 nach dem Festlegen der Anker Kopfverschiebungen in Richtung Land festgestellt werden (Abbildung 11). Dargestellt sind die Verschiebungen in Richtung MLK bezogen auf die Nullmessung. In Abbildung 12 sind die Horizontalverschiebungen seit dem Festlegen der Anker aufgetragen.



**Abbildung 11: Ergebnisse der Inklinometermessungen**  
**Messdaten bezogen auf die Nullmessung vom 26.05.2009**

Die relativ großen Kopfverschiebungen der Spundwand nach dem Festlegen der Anker sind vor allem auf die locker gelagerte Hinterfüllung des Spundwandkopfes zurückzuführen.

Die Verformungen der Spundwand traten im Wesentlichen während des Aushubs auf. Im weiteren Verlauf kam zu noch geringeren Verschiebungen, die jetzt weitgehend abgeklungen sind. Die horizontalen Verformungsgeschwindigkeiten der Spundwand sind vernachlässigbar klein. Kritische Zustände, bei denen die Melde- oder Warnwerte erreicht werden, sind nicht zu erwarten.



**Abbildung 12: Ergebnisse der Inklinometermessungen**

**Messdaten bezogen auf die Messung vom 19.06.2009 (Anker festgelegt)**

Auch wenn die Horizontalverformungen insgesamt gering sind, ist aus den Inklinometermessungen das Tragverhalten der Uferbefestigung während des Aushubs abzulesen. Im Inclinometer I 1, das außerhalb der Nachverankerung liegt, sind vor allem Verschiebungen des Spundwandkopfes zu beobachten. Die „schlaffe“ Verankerung durch die Ankertafeln muss hier erst aktiviert werden. Im Inclinometer I 2 hingegen ist der Spundwandkopf durch die Verpressanker festgelegt. Hier treten die Durchbiegungen vor allem im Feldbereich auf und das Erdauflager wird belastet.

## **6. Zusammenfassung**

Ende der fünfziger Jahre wurde in Wolfsburg über den Mittellandkanal die Brücke Sandkamp in Höhe des VW-Werks gebaut. Der Mittelpfeiler der Brücke hatte sich nach Herstellung des Brückenüberbaus und beim Ausbau der Mittellandkanals erheblich gesetzt. Das Südufer des MLK unmittelbar neben dem Mittelpfeiler wurde mit einer rückverankerten Spundwand ausgebaut. Wegen der Setzungen der Brücke konnte der Kanal nicht auf Endtiefe ausgehoben werden.

2009 sollte die volle Befahrbarkeit wieder hergestellt werden. Für den Mittelpfeiler waren nur noch geringe zusätzliche Setzungen zulässig, um die Gebrauchstauglichkeit und auch Tragfähigkeit des Brückenüberbaus nicht zu gefährden.

Standsicherheits- und Verformungsberechnungen der Ufereinfassung und des Brückenpfeilers ergaben, dass bei weiterem Aushub des Kanals die Grenzwerte der noch zulässigen Setzungen eingehalten werden können. Zur Entlastung der vorhandenen hoch ausgelasteten Verankerung der Uferspundwand wurde eine zweite Ankerlage eingebaut.

Die Setzungen der Brücke und die Verformungen der Uferspundwand wurden aushubbegleitend durch Setzungs- und Inklinometermessungen überwacht. Die Verschiebungen waren insgesamt gering. Bauzeitlich traten keine kritischen Zustände ein. Erst in den Monaten nach den Aushubarbeiten ergaben sich geringe Verformungen der Spundwand.

Mit der Anwendung der Beobachtungsmethode konnten somit umfangreiche, zeit- und kostenintensive konstruktive Lösungen vermieden werden und der Lückenschluss des Mittellandkanals erfolgreich ausgeführt werden.

## 7. Unterlagen

Bestandspläne, Querprofile, WSA Uelzen, WNA Helmstedt 2001

Pfahlplan, Unterlagen zur Entlastung der Bohrpfähle, Bestandszeichnung, Lenz-Bau, Hannover, 1959

Brücke Sandkamp VW-Werk - Beurteilung der Gründung, Prof. Streck, TH Hannover, 1958

Wolfsburg, MLK Brücke 438 b „Sandkamp“, Geotechnische Untersuchungen, Standsicherheitsberechnungen, Messkonzept, GGU, Braunschweig, 2008, 2009

Statische Berechnung, Verankerung Uferwand, grbv, Hannover, 2009

Setzungsmessung VW-Werk Wolfsburg, Brücke Sandkamp, Vermessungsbüro Wolfsburg, 2009

Dr.-Ing. Carl Stoewahse

GGU Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik

Am Hafen 22

38112 Braunschweig

Dipl.-Ing. Edgar Hartwig

Volkswagen AG

38436 Wolfsburg

Dipl.-Ing. Reinhold Aselmeier

WNA Helmstedt

Walbecker Straße 23b

38350 Helmstedt

Dr.-Ing. Günter Tranel

Eriksen und Partner GmbH

Gottorpstraße 14

26122 Oldenburg



## Neubau der Südschleuse Sülfeld – Schlussfolgerungen aus den geotechnischen Messungen und den baubegleitenden FE-Berechnungen

O. Stelzer, R. Schwab, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe  
S. Neumann, Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals, Hannover

### 1. Einleitung

Die Schleuse Sülfeld liegt ca. 6 km westlich von Wolfsburg und überwindet einen Höhenunterschied von 9 m zwischen der Scheitelhaltung und der Osthaltung des Mittellandkanals (MLK). Die 1938 in Betrieb gegangene Anlage besteht aus einer Doppelsparschleuse mit jeweils 6 fächerförmig angelegten Sparbecken (Abb. 1).

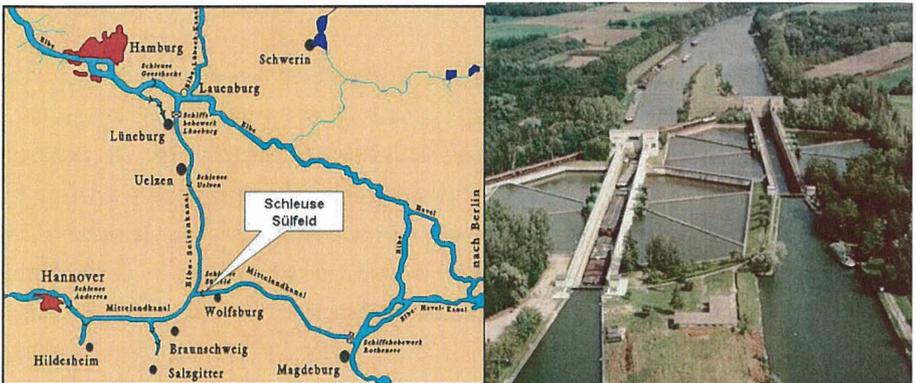


Abb. 1: Geografische Lage und Luftbild der Schleuse Sülfeld vor dem Neubau

Im Rahmen des Ausbaus des Mittellandkanals wurde die Schleuse Sülfeld an die Anforderungen der modernen Güterschifffahrt angepasst. Dazu wurde die südliche Schleusenammer, die gegenüber der Nordschleuse eine schlechtere bauliche Substanz aufwies, einschließlich der zugehörigen Sparbecken abgebrochen und durch eine neue Schleuse ersetzt. Diese ist seit Ende November 2008 in Betrieb.

### 2. Beschreibung der neuen Schleuse

Die neue Südschleuse wurde als Einkammersparschleuse mit zwei offenen terrassenförmig angeordneten Sparbecken ausgebildet (s. Abb. 2). Sie hat eine Nutzlänge von 225 m, eine Breite von 12,50 m und eine Drempeltiefe von 4 m.

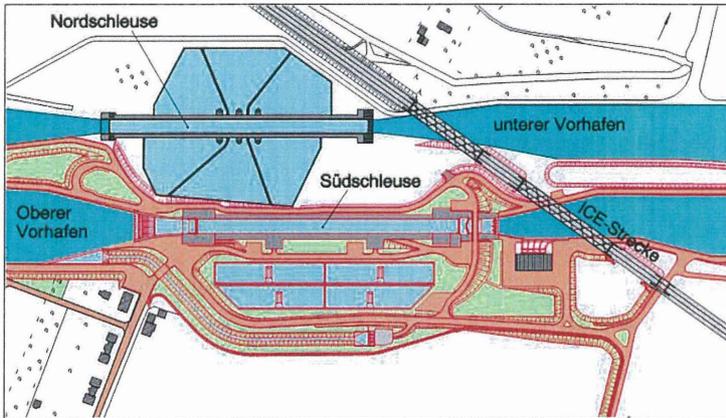


Abb. 2: Lageplan der neuen Südschleuse

Die als offener U-Rahmen in Massivbauweise ausgeführte Schleusenammer ist auf ca. NN + 46 m, d.h. im Oberhauptbereich ca. 20 m unterhalb des natürlichen Geländes, flach gegründet. Die Gründungsebene liegt im Wesentlichen im Geschiebemergel. Die Sohlplatte wurde monolithisch ausgeführt und die aufgehenden Kammerwände sind in einzelne bis zu 45 m lange Blöcke unterteilt. Die monolithische Bauweise der Sohle hat gegenüber der fugenbehafteten Bauweise den Vorteil, dass unterschiedliche Setzungen benachbarter Blöcke reduziert werden. Die Sohle der Schleuse ist insgesamt 5 m dick. Innerhalb dieser Sohle befindet sich der 2 m hohe und 9,50 m breite Grundlauf. Die Kammerwandstärke beträgt durchgehend 2,50 m.

### 3. Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Umfangreiche Baugrunduntersuchungen im Schleusenbereich ergaben folgende Schichtung des Baugrunds (siehe auch Abb. 3):

- Obere Sande/Auffüllung, Mächtigkeit bis 10 m,
- Geschiebemergel (tw. mit Sandlinsen bis 5 m), Mächtigkeit bis 20 m,
- Untere Sande,
- Beckenschluff, Mächtigkeit bis 10 m,
- Fels (Mergel- und Tonstein).

Der Geschiebemergel und die darunter liegenden Schichten sind eiszeitlich vorbelastet. Durch das Festgestein verläuft eine SE-NW-streichende Störungszone, die den tiefen Baugrund in Mergelstein (bzw. Kalkstein) und Tonstein unterteilt.

Es existieren drei grundwasserführende Schichten mit jeweils dazwischen liegenden Grundwasserstauern. Der Porengrundwasserleiter der Oberen Sande mit freier Grundwasseroberfläche ist vom gespannten Porengrundwasserleiter der Unteren Sande durch die geringdurchlässige, mächtige Geschiebemergelschicht getrennt. Die größtenteils vorhandene Trennschicht zwischen den Unteren Sanden und dem Kluftgrundwasserleiter des Festgesteins besteht aus geringdurchlässigem Beckenschluff.

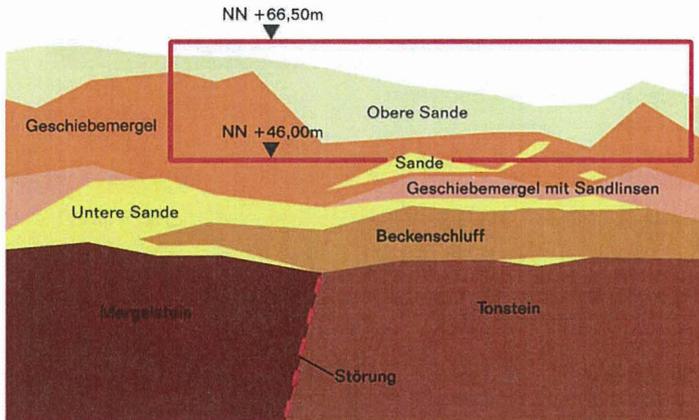


Abb. 3: Baugrundaufbau im Längsschnitt, Lage der Schleuse rot markiert

#### 4. Baugrube

Für die Herstellung der neuen Schleuse war ein Baugrubenkonzept (siehe auch [1]) zu entwickeln, das unter den gegebenen geotechnischen und geologischen Randbedingungen eine sichere und wirtschaftliche Ausführung gewährleistet. Des Weiteren musste der Einfluss der Schleusenbaumaßnahme auf die bestehenden benachbarten baulichen Anlagen (Sparbecken der Nordschleuse, Pumpenhaus und Eisenbahnbrückenwiderlager der ICE-Schnellbahntrasse Hannover - Berlin) untersucht werden (s. Abb. 4). Für den Entwurf der Baugrubenkonzeption waren daher zwei wesentliche Forderungen entscheidend:

- Keine weiträumige Grundwasserabsenkung im oberen GW-Leiter aus ökologischen Gründen und aus Gründen möglicher unverträglicher Setzungen für die Nordschleuse mit den Sparbecken und
- eine möglichst verformungsarme Konstruktion in Bereichen benachbarter Bauwerke.

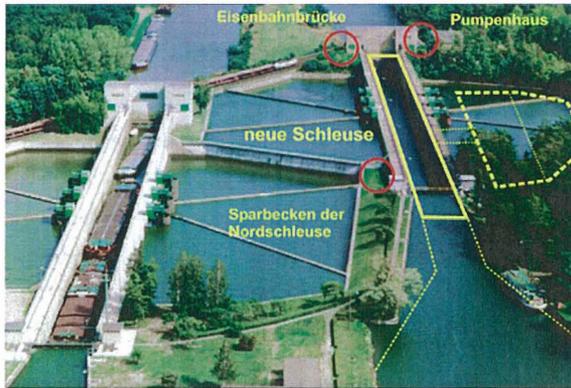


Abb. 4: Lage der benachbarten Bauwerke

Unter Berücksichtigung der oben genannten Punkte wurde die in Abb. 5 in grün dargestellte Baugrubenumschließung gewählt. Als Konstruktionselemente kamen dabei folgende Verbauarten zum Einsatz: In Bereichen setzungsempfindlicher Nachbarbauten, wurde eine mit bis zu neun Lagen verankerte, im Bereich der Eisenbahnbrücke eine ausgesteifte Schlitzwand vorgesehen. In den restlichen Bereichen kam eine Dichtwand, in die je nach statischen Erfordernissen eine verankerte Stahlspundwand gestellt wurde, zur Ausführung.

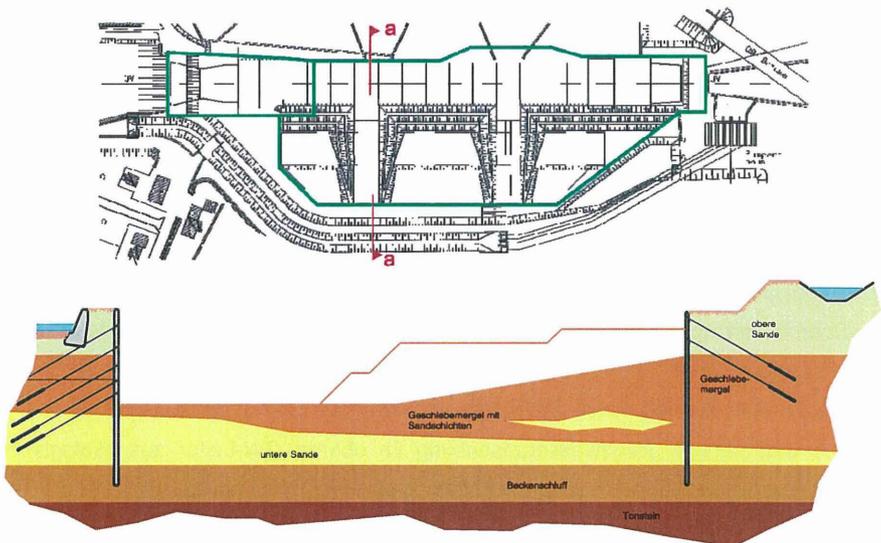


Abb. 5: Baugrubenumschließung im Lageplan und Querschnitt a-a

Innerhalb der Baugrubenumschließung ist zur Auftriebssicherung der Baugrubensohle eine Grundwasserentspannung durch das Setzen von Entlastungsbrunnen in den Unteren Sanden und im Festgestein durchgeführt worden. Auf eine Abdichtung der Baugrubensohle konnte verzichtet werden, da die Dichtwände bis in den Fels bzw. bis in die geringdurchlässige Beckenschluffschicht geführt wurden. Ein seitlicher Grundwasserzustrom war damit unterbunden.

## 5. Messkonzept

Bei der Aufstellung des geotechnischen Messkonzepts wurden folgende Ziele verfolgt:

- Beweissicherung für die Verformungen der angrenzenden Bauwerke,
- Überwachung der Verformungen der Baugrubenwände und des Sohlbereichs,
- Schaffung einer Datengrundlage zur baubegleitenden Kalibrierung der FE-Berechnungen,
- Untersuchung des Verhaltens des fertigen Bauwerks (Erddruck, Setzungen, Verformungen der Kammerwand).

Die Messungen wurden in insgesamt sieben Querschnitten (Hauptquerschnitte HQ 1-3, Nebenquerschnitte NQ 1-4) durchgeführt (s. Abb. 6).

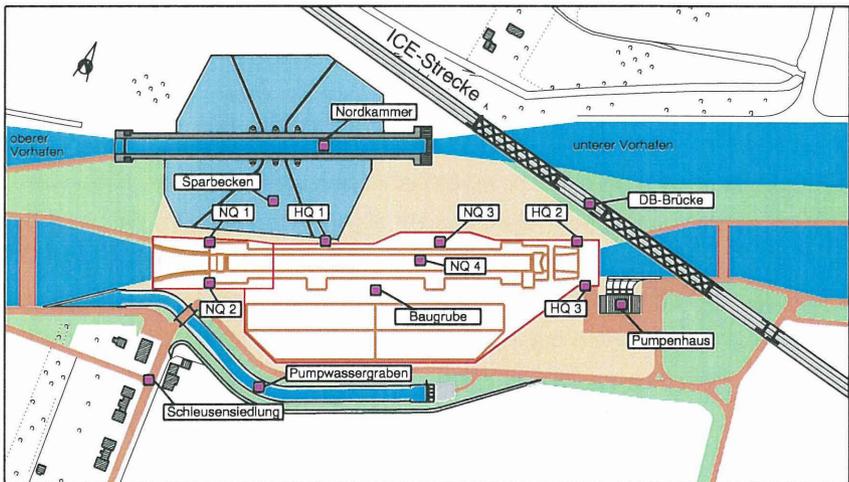


Abb. 6: Lageplan der einzelnen Messquerschnitte

Die im Zuge der Beweissicherung zu überwachenden Objekte und die durchgeführten geodätischen und geotechnischen Messungen sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Zusätzlich wurden geodätische Messungen und Messungen des Grundwasserstandes im weiteren Umfeld der Baumaßnahme vorgenommen.

Tabelle 1: Übersicht der überwachten Objekte und Messungen

	Objekt	Zielgrößen/kritische Effekte	Messsystem
Beweissicherung	Pumpenhaus	Neigung Setzungen	Schlauchwaagensystem Extensometer, Geodäsie
	Widerlager Eisenbahnbrücke	horizontale Verformungen Setzungen	Schwimmlot Extensometer, Geodäsie
	Sparbecken der Nordschleuse	horizontale Verformungen	Geodäsie
	Baugrund zwischen Sparbecken und Baugrube	Verformungen	Inklinometer Porenwasserdruckgeber Extensometer
Baugrube	Schlitzwand	horizontale Verformungen	Inklinometer, Geodäsie (HQ 1-3, NQ 1-3)
	Anker	Ankerkräfte	Kraftmessdosen (HQ 1, NQ 1-3)
	StEIFen	StEIFenkräfte	Kraftmessdosen (HQ 2-3)
	Baugrubensohle	Hebungen GW-Spiegel	Extensometer (NQ 4) GW-Messstellen
Schleuse	Sohle	Setzungen	Extensometer (NQ 4), Geodäsie
	Kammerwand	Erd- und Wasserdruck horizontale Verformungen	Erddruck- und Porenwasserdruckgeber (NQ 3) Geodäsie

Die Messwerte der einzelnen Geber wurden in vorgegebenen Messintervallen von 0,5 bis 6 Stunden automatisch von den Datenloggern abgegriffen und über LWL-Verbindungen, GSM-Funk oder Richtfunk zu mehreren lokal vernetzten PC in die Bauüberwachung des Bauherrn Neubauamt Hannover übertragen, in einer zentralen Datenbank gesammelt und den am Projekt verantwortlich beteiligten Personen online zur Verfügung gestellt (Abb. 7). Genauere Informationen zur Datenerfassung und Bereitstellung sind in [2] zu finden.

Im Sinne der Beweissicherung wurde eine vollständige Verfahrensdokumentation geführt. Neben den objektbezogenen Auswertebereichten aller Messungen, umfasste die Dokumentation ein monatlich geführtes Berichtswerk über alle Objekt- und Bauzustände.

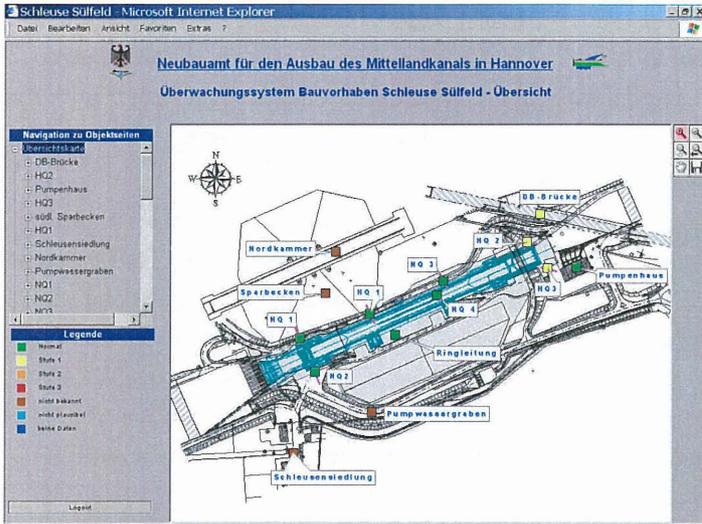


Abb. 7: Übersichtsseite der Homepage zur Visualisierung der Messergebnisse

Für das Projekt wurde ein dreistufiges Reaktionskonzept gewählt. Den maßgebenden Messgrößen wurden drei Reaktionswerte zugeordnet, nach denen die Annäherung oder Überschreitung der FE-Prognose (1. Stufe), die Ankündigung eines abnormalen Verhaltens (2. Stufe) und der Havariefall (3. Stufe) automatisch überprüft und gemeldet wurden. Während aus den Meldungen der 1. Stufe nach diesem Konzept nur eine erhöhte Aufmerksamkeit resultierte, mussten Meldungen der 2. Stufe sofort individuell bewertet und aufgeklärt werden. Für Meldungen der 3. Stufe existierte ein Alarmierungsplan. Im Notfall hätte z.B. eine Sperrung der ICE-Trasse jederzeit veranlasst werden können.

## 6. Finite-Elemente-Berechnungen

Bereits in der Entwurfsphase hat die Bundesanstalt für Wasserbau die mögliche Beeinflussung der Nachbarbebauung unter Anwendung umfangreicher numerischer Berechnungsmethoden (ebene und räumliche Finite-Elemente-Berechnungen) analysiert. Zur Abschätzung der Bauwerk-Boden-Wechselwirkungen wurden die DB-Brücken, das Pumpwerk und die Sparbecken der Nordschleuse in ein FE-Modell integriert. Für das letztlich gewählte Baugrubenkonzept stand im Vergleich der Verformungsprognosen zu den Grenzwerten für alle Nachbarbauwerke eine ausreichende Sicherheit zur Verfügung.

In der Bauphase wurden die tatsächlichen Bewegungen beobachtet. Mit der Kalibrierung der FE-Modelle konnten die Verformungsprognosen mit steigender Präzision verifiziert oder neu berechnet werden. Zudem musste ein mögliches Annähern an die Verformungsgrenzwerte so frühzeitig erkannt werden, dass bautechnische Maßnahmen rechtzeitig hätten ergriffen werden können.

Die Messungen werden auch nach der Fertigstellung des Bauwerks weiter ausgewertet, um Schlussfolgerungen zu den eingesetzten Messverfahren und auch zur Modellierung mit Finiten Elementen abzuleiten. Der Schwerpunkt in diesem Beitrag liegt dabei auf der Auswertung und Nachberechnung der Messquerschnitte NQ3 und NQ4 (Abb. 8), deren Ergebnis in Kapitel 7 dargestellt ist. Hierbei hat sich gezeigt, dass die an den Messergebnissen in der Ausführungsphase kalibrierten Bodenparameter bei der Nachberechnung sehr gute Ergebnisse liefern und nicht weiter modifiziert werden mussten.

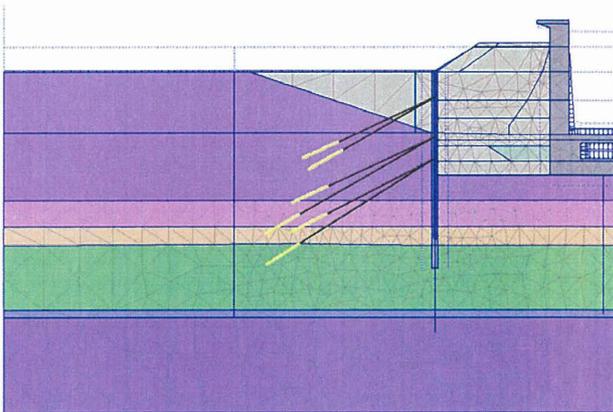


Abb. 8: FEM-Modell im Bereich NQ3 und NQ 4

## 7. Ausgewählte Messergebnisse und Vergleich mit FEM-Berechnungen

Nachfolgend werden ausgewählte Messergebnisse für die Brückenwiderlager, verschiedene Bereiche der Baugrube und die fertige Schleuse dargestellt und diskutiert.

### 7.1 Brückenwiderlager

Die horizontalen Verformungen des baugrubennächsten Brückenwiderlagers wurden mit einem am Widerlager befestigten Schwimmlot gemessen, die vertikalen Verformungen mit einem Extensometerpaar. Die horizontalen Verformungen des Brückenwiderlagers nach Aushub der Baugrube, des unteren Vorhafens und Rückbau der Steifen betragen 8-9 mm

(resultierend) in Richtung Baugrube (Abb. 9), die Setzungen ca. 5 mm. Ergänzende geodätische Messungen zeigten keine Verkipfung des Widerlagers.

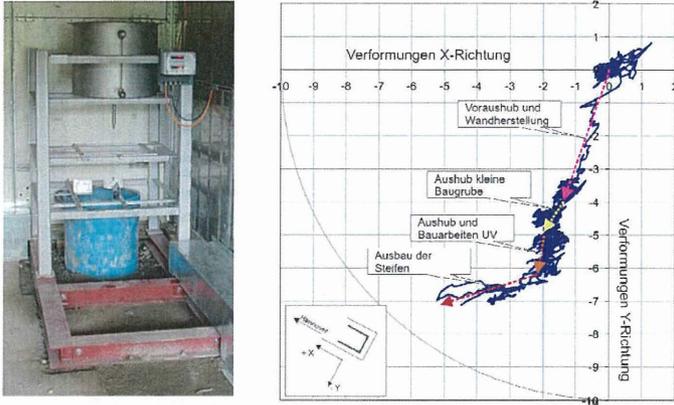


Abb. 9: Schwimmlot und Messergebnisse als Spurdiagramm, Verformungen in [mm]

Über die Verformungen des Brückenwiderlagers und deren Nachberechnung mit einem 3D-FEM Modell wurde bereits an anderer Stelle [3,4] ausführlich berichtet. Dabei wurde auch der Einfluss verschiedener Stoffgesetze auf die Rechenergebnisse im Vergleich zu den Messungen untersucht. Ergebnis war, dass die beste Annäherung an die Messergebnisse mit dem Hardening-Soil Modell (HS) mit small-strain Erweiterung (HSsmall) erzielt werden. In Abbildung 10 ist exemplarisch ein Vergleich für die horizontalen Verschiebungen der Brückenwiderlager (nach Aushub der Baugrube) dargestellt.

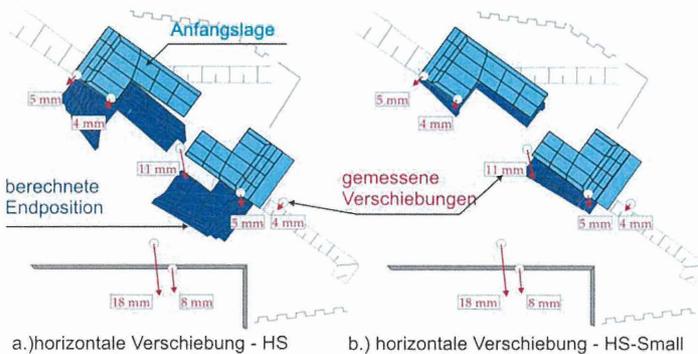


Abb. 10: gemessene und berechnete horizontale Verschiebungen der Brückenwiderlager

Zur Minimierung der Verformung der Widerlager infolge des Aushubs wurde die Baugrube in diesem Bereich ausgesteift. Die Messung der Steifenkräfte ergab den in Abb. 11 dargestellten Zeitverlauf für die Steifen S2, S3 und S6. Insbesondere für die längste Steife S6 ist der große Einfluss der täglichen und saisonalen Temperaturänderungen zur erkennen. Durch eine Isolierung dieser Steife konnten die täglichen Steifenkraftänderungen nahezu eliminiert werden.

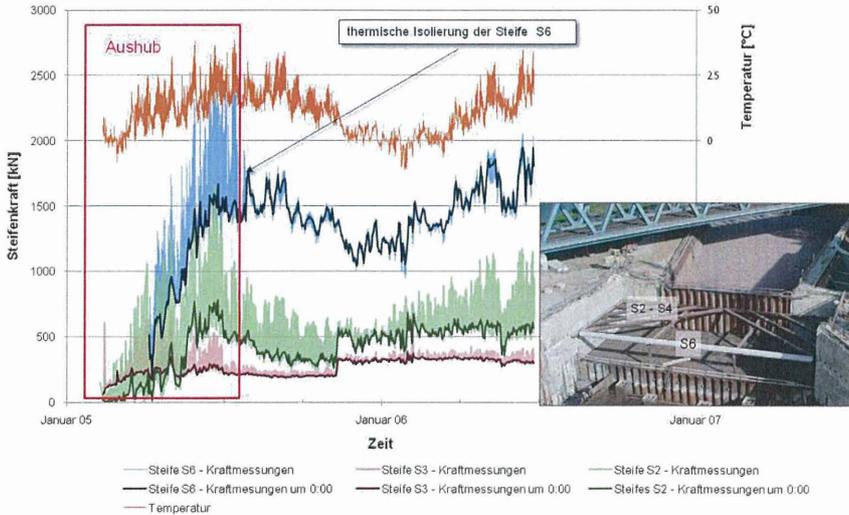


Abb. 11: Gemessene Steifenkräfte im Bereich HQ2/3

## 7.2 Baugrube

Nachfolgend werden schwerpunktmäßig die Messergebnisse für NQ3 und NQ4 behandelt. Die horizontalen Verformungen der Verbauwand (Dichtwand mit eingestellter Spundwand) im NQ 3 wurden mit Hilfe eines in der Wand eingebauten Inklinometerrohres gemessen. Abbildung 12 zeigt die gemessenen Verformungen für den Endaushubzustand der Baugrube. Die maximalen Verformungen von ca. 2,5 cm ergeben sich in Höhe der Ankerlage C. Leider wurde hier die „Nullmessung“ erst durchgeführt, als schon Verformungen infolge Aushub und Ankervorspannung eingetreten waren, was zu schwer interpretierbaren Messergebnissen infolge der unvollständigen Verformungsgeschichte der Wand führte. Für den Vergleich mit den Ergebnissen der FE-Berechnung sind daher verschiedene Varianten dargestellt, für die der Zeitpunkt der Inklinometernullmessung einmal vor und einmal nach der Vorspannung der Ankerlage A angenommen wurde. Diese unterscheiden sich nur oberhalb NN+51 m. Tatsächlich wurde die Nullmessung irgendwann während der Vor-

spannung der Ankerlage A durchgeführt, so dass der Mittelwert der beiden Varianten (im Bild als durchgezogene rote Linie) zu einer guten Übereinstimmung mit der Messung führt. Ergänzend ist die berechnete Gesamtverformung bezogen auf den Zustand vor Beginn der Baumaßnahme mit maximaler Verformung am Wandkopf von ca. 5 cm aufgetragen.

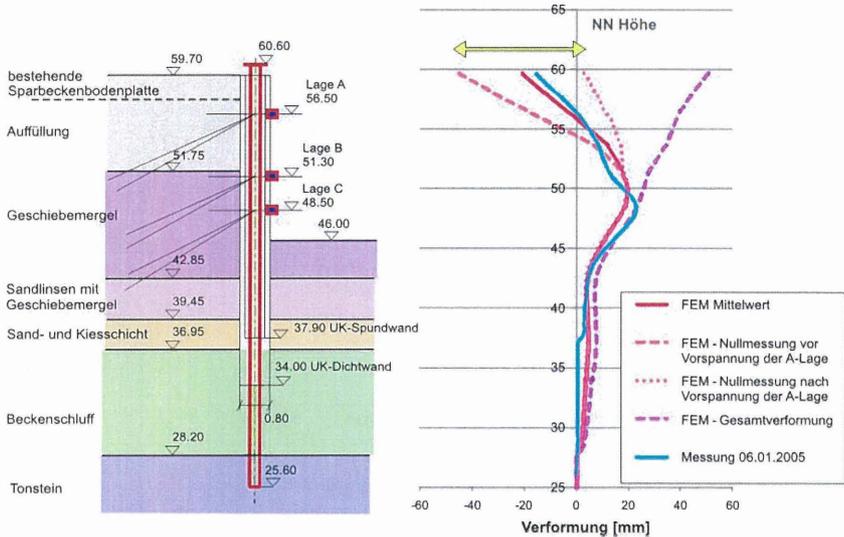


Abb. 12: Bodenverhältnisse, Verankerung und Inklinometermessungen im NQ 3

Die vertikalen Verformungen der Baugrubensohle werden im NQ 4 mit 2 Mehrfachextensometern gemessen. Die Messergebnisse für die tiefsten Verankerungspunkte ca. 18 m unter Baugrubensohle sind in Abb. 13 dargestellt. Da die Extensometer schon von der ursprünglichen Geländeoberkante aus eingebaut wurden, konnten sowohl die Hebungen der Sohle während des Aushubs der Baugrube (maximal ca. 2 cm Mitte 2005) als auch die anschließenden Setzungen infolge des Baus der Schleusenkammer und der Hinterfüllung der Kammerwände (ebenso ca. 2 cm bis Anfang 2008) gemessen werden. Danach erfolgt eine Hebung um ca. 5 mm infolge der Abschaltung der GW-Haltung in der Baugrube und des damit einhergehenden geringeren Gewichts der Schleuse durch den Auftrieb. Im Herbst 2008 wurde eine erste Probeflutung der Schleusenkammer durchgeführt. Der Betrieb der Schleuse mit ständig schwankendem Wasserstand in der Kammer führte zu zyklischen vertikalen Verformungen und zusätzlichen Setzungen von bisher etwa 3-4 mm.

Der in rot dargestellte, berechnete Verformungsverlauf gibt das reale Verhalten gut wieder. Um dies zu Erreichen, war eine Konsolidationsanalyse unter Berücksichtigung des genauen Bauablaufs und der Dauer der einzelnen Bauphasen erforderlich.

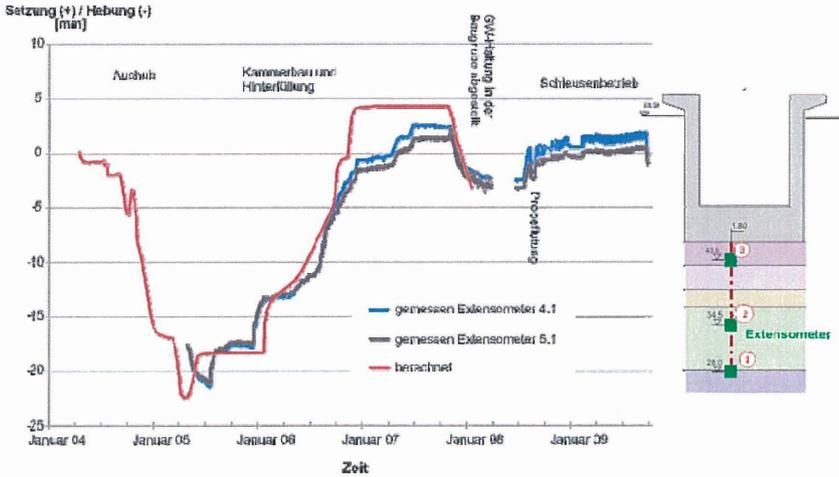


Abb. 13: vertikale Verschiebungen der Baugrubensohle im NQ4

In den Messquerschnitten HQ1 bis HQ3 wurden geodätische Messungen parallel zu den Extensometermessungen im Boden hinter der Verbauwand durchgeführt. Die ermittelten Setzungen stimmen tendenziell gut überein (Beispiele dafür sind in Abb. 14 dargestellt).

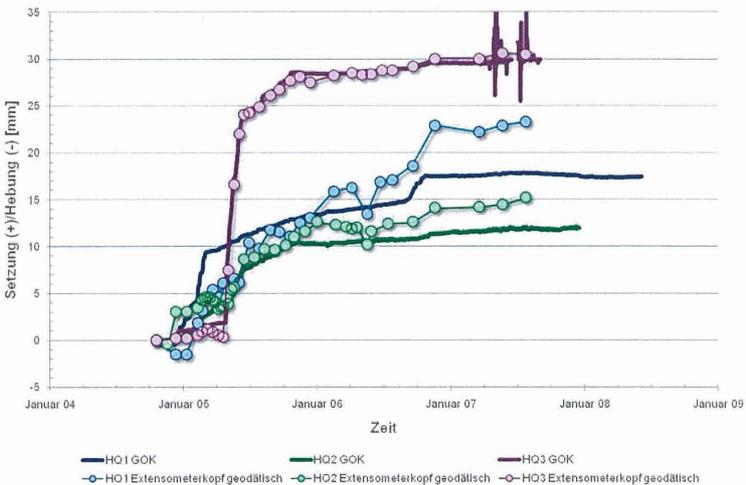


Abb. 14: Vergleich der Setzungsmessungen im HQ1-3 (Extensometer und geodätisch)

### 7.3 Neue Schleuse

Im Bereich des NQ4 sind an der Außenseite der Schleusenkamerwand Erddruckgeber in drei Messebenen in unterschiedlichen Höhen installiert worden (s. Abb. 15). Je Messebene sind drei Erddruckgeber und ein Porenwasserdruckgeber eingebaut worden. So können die effektiven Erddruckspannungen ermittelt werden. Abb. 15 zeigt die Entwicklung des Erddruckes in den Messebenen 1 und 2 für das Jahr 2007. In diesem Zeitraum war die Hinterfüllung der Kammerwand mit Sand im Einflussbereich der Erddruckmessungen bereits abgeschlossen und die Schleuse war noch nicht in Betrieb. Die dargestellten Erddruckänderungen resultieren aus temperaturbedingten Verformungen der Kammerwand. Im Sommer erwärmt sich die Kammerwand wasserseitig mehr als auf der Erdseite. Dies verursacht eine Bewegung der Kammerwand in Richtung Boden und somit eine Erhöhung des Erddruckes. Im Winter verhält es sich umgekehrt. Eine Wandbewegung vom Boden weg findet statt, der Erddruck nimmt wieder ab. Der Einfluss der Temperatur auf den Erddruck erreicht vor allem in der Messebene 1 mit über 60 % bezogen auf den Jahresmittelwert eine nicht zu vernachlässigende Größenordnung. Die Erddruckmessungen werden fortgeführt und eine detaillierte Auswertung zu gegebener Zeit veröffentlicht.

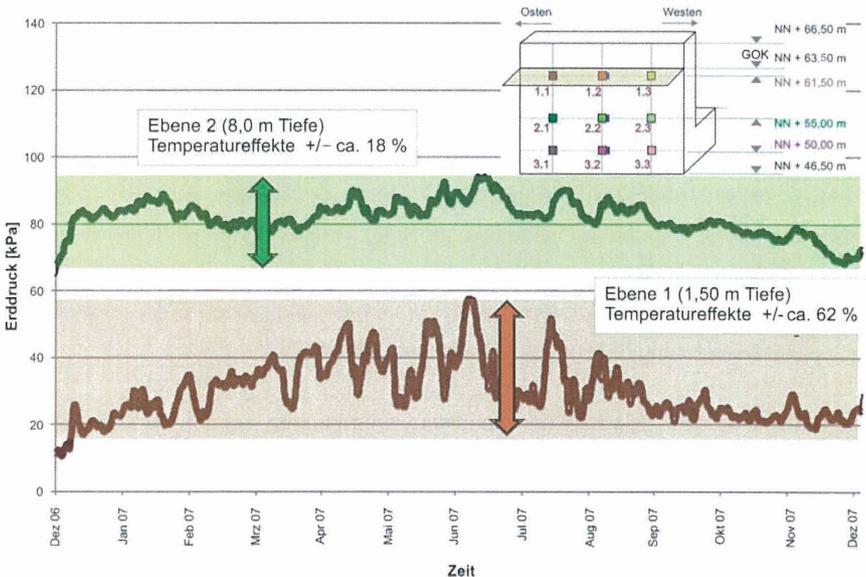


Abb. 15: Gemessene Erddrücke in den Messebenen (Mittelwerte) in 2007

## 8. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Beim Bau der neuen Südschleuse Sülfeld wurde aufgrund der schwierigen geotechnischen Randbedingungen und verformungsempfindlicher angrenzender Bauwerke ein umfangreiches geotechnisches und geodätisches Messkonzept erarbeitet und umgesetzt. Dieses umfasste Verformungs-, Anker- und Steifenkraftmessungen und Messungen des Grundwasserpotentials. Aus den gesammelten Erfahrungen bei der Auswertung der Messungen können Schlussfolgerungen gezogen werden. Diese betreffen einerseits Hinweise zur Durchführung der unterschiedlichen Messungen und andererseits die in diesem Projekt eingesetzte Modellierung der kritischen Bereiche mit finiten Elementen:

- Am Beispiel der Inklinometermessungen im NQ3 wurde gezeigt, dass eine rechtzeitige Durchführung von Nullmessungen sehr wichtig ist. Nur so wird die gesamte Verformung des zu überwachenden Objektes erfasst. Wenn dies baubetrieblich nicht möglich ist, sollte zumindest eine genaue Dokumentation des baulichen Zustandes zum Zeitpunkt der Nullmessung erfolgen. Auch insgesamt ist auf eine lückenlose Dokumentation des Einbaus und ggf. Umbaus der Messsysteme und regelmäßige Baufortschrittsberichte gezielt im Bereich der Messquerschnitte zu achten. Eine ergänzende Fotodokumentation ist bei der Interpretation sehr hilfreich.
- Temperaturinduzierte Verformungen und daraus resultierender Zwang spielt sowohl bei den gemessenen Kräften in der Baugrubenaussteifung im Bereich der Brückenwiderlager, als auch bei den Erddruckmessungen an der fertigen Schleuse eine große Rolle. Bei Steifen können (zumindest kurzfristige) Temperatureffekte konstruktiv durch eine thermische Isolierung deutlich vermindert werden. Bei der Bemessung von Schleusenkamerwänden werden sie in Form eines zusätzlichen Erddruckanteils, der mittels FE-Berechnungen abgeschätzt wird, berücksichtigt.
- Zur Ermittlung der Prognose der Bauwerksverformungen wurden umfangreiche FE-Berechnungen in der Planung und baubegleitende Modelle während der Ausführung verwendet. Die Vorteile dieser Vorgehensweise liegen in der Möglichkeit der kontinuierlichen Kalibrierung des Modells an den Messergebnissen und damit einer Verbesserung der Prognose für die nachfolgenden Bauphasen. Außerdem können Änderungen in der Ausführung und unvorhergesehene Ereignisse durch eine Modellanpassung berücksichtigt und die Auswirkungen quantitativ abgeschätzt werden.

- Die gemessenen Verformungen des Brückenwiderlagers wurden mit den Berechnungsergebnissen unter Verwendung verschiedener Stoffgesetze verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass das Hardening-Soil-Modell mit einer Erweiterung für den Bereich kleiner Dehnungen (HSsmall) die besten Ergebnisse liefert.
- An der Auswertung der Extensometermessungen im NQ4 konnte gezeigt werden, dass ein realistischer Zeitverlauf der Verformungen rechnerisch nur ermittelt werden kann, wenn Konsolidationseffekte berücksichtigt werden. Ebenso ist die Simulation der geologischen Vorbelastung notwendig.

## 9. Literatur

- [1] Saathoff, J., Schwab, R.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) beim Entwurf der neuen Schleuse Sülfeld Süd, Baugrundtagung in Leipzig, 2004
- [2] Neumann, S.: Messtechnische Überwachung beim Bau der neuen Schleuse Sülfeld Süd, Kolloquium Ingenieurvermessung im Bauwesen der WSV, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, 2009
- [3] Benz, T.: Small-strain stiffness and its numerical consequences. Institut für Geotechnik Universität Stuttgart, Heft 55, 2006
- [4] Schwab R., Benz T., Vermeer P.: An accompanying small-strain model for a large excavation, Proc. XIV European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engn., Madrid 2007

### **Anschriften der Autoren**

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer / Dr.-Ing. Radu Schwab

Bundesanstalt für Wasserbau, Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe

E-mail: [oliver.stelzer@baw.de](mailto:oliver.stelzer@baw.de)

Dipl.-Ing. Sven Neumann

Neubauamt für den Ausbau des Mittellandkanals, Nikolaistr. 14/16, 30159 Hannover



## Messtechnische Überwachung eines 380.000 m<sup>2</sup> großen Erz- und Kohlelagers auf breiig-weichen Sedimentböden in der Bucht von Sepetiba, Brasilien

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Dr.-Ing. Andreas Glockner

Dipl.-Ing. Holger Jud

Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser

### 1 Einleitung

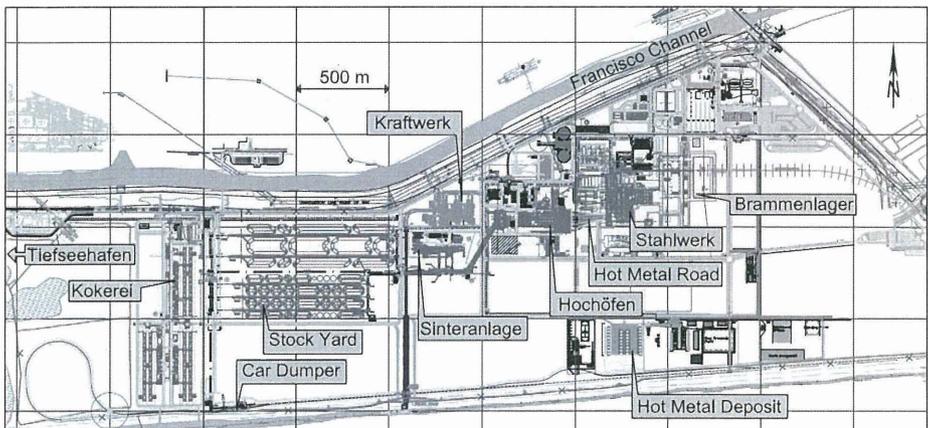
Auf einem rund 8 km<sup>2</sup> großen Baufeld, einem Schwemmland in der Bucht von Sepetiba, 60 km südlich von Rio de Janeiro errichtet die ThyssenKrupp AG derzeit mit einem Investitionsvolumen von rund 4,5 Mrd. € ein neues, großes Stahlwerk mit zwei Hochöfen. Die tiefreichenden bindigen Sedimentböden breiiger bis weicher Konsistenz und ein in Höhe der



**Bild 1** Erzlager mit Stacker/Reclaimer (Europoort Rotterdam)

Geländeoberfläche liegender Grundwasserspiegel sind für Anforderungen der Schwerindustrie denkbar ungünstig. Für das 'Stock Yard' genannte Rohstofflager, ausgedehnte Lagerflächen für Kohle und Erz, bei denen hohe Flächenlasten von bis zu  $340 \text{ kN/m}^2$  direkt neben verformungssensiblen Kranbahnen auftreten (Bild 1), wurden daher umfangreiche Baugrundverbesserungsmaßnahmen mittels Vertikaldräns, Rüttelstopfverdichtung und geotextilummantelten Sand- und Schottersäulen konzipiert und durch gekoppelte numerische Berechnungen optimiert, die durch instrumentierte Testfelder verifiziert und fortgeschrieben wurden.

Integraler Bestandteil des Bemessungskonzeptes aber auch des Betriebskonzeptes dieses Rohstofflagers ist die Anwendung der Beobachtungsmethode, also die messtechnische Überwachung der Verformungen und der Spannungen in den breiig-weichen Tonböden unter den raschen und variablen Auf- und Abhaltungsvorgängen. Das Lagerhaltungskonzept wird in Abhängigkeit von den gemessenen Spannungs- und Verformungsgrößen gesteuert werden, da bei der technisch-wirtschaftlich optimierten Bemessung der Baugrundverbesserungen Konsolidierungsvorgänge und der zeitvariante Zuwachs der Scherfestigkeiten infolge von Konsolidierungsprozessen berücksichtigt wurden. Unter schwierigsten Randbedingungen wurde daher ein Messkonzept entwickelt und implementiert, das das vollumfängliche online-Monitoring des Rohstofflagers erlaubt. Der rund 2,5 Mio. € teure Einbau der Messinstrumente, des Aufbaus des Datalogging inklusive funkgesteuerter Datenübertragung und internetbasierter Visualisierungsplattform ist zwischenzeitlich zu etwa 65 % abgeschlossen.



**Bild 2** Layout (Ausschnitt) des neuen Hüttenwerks TK CSA Siderúrgica do Atlântico

## 2 TK CSA Siderúrgica do Atlântico - ein Jahrhundertprojekt

Als Schlüsselprojekt beim Ausbau ihrer Kapazitäten zur Stahlproduktion errichtet die ThyssenKrupp AG derzeit im Bundesstaat Rio de Janeiro, Brasilien, ein neues integriertes Hüttenwerk mit einer Jahresproduktion von 5 Mio. t Rohstahlbrammen. Das Baufeld liegt 50 km westlich der Millionenmetropole Rio de Janeiro auf einem rund 2.000 m mal 4.500 m großen Bau Feld an der Bucht von Sepetiba (Bild 3). Das Hüttenwerk gliedert sich bezüglich seiner Hauptkomponenten in eine Kokerei, eine Sinteranlage, zwei Hochöfen, das Stahlwerk, ein Kraftwerk, große Rohstofflagerflächen sowie umfangreiche Infrastrukturmaßnahmen, zu denen u.a. ein eigener Tiefseehafen und eine Eisenbahnstrecke für Eisenerzzüge zählen (Bild 2). Für ThyssenKrupp ist das neue Hüttenwerk ein Jahrhundertprojekt, dessen Realisierung maßgeblich durch die besonders schwierigen geotechnischen Randbedingungen beeinflusst wird (Glockner et a. 2008).

Das von zwei Flussläufen begrenzte, nur 0-2 m über dem Meeresspiegel liegende Bau Feld war im Ausgangszustand ein Sumpf- und Grasland, dessen Baugrundverhältnisse, tiefreichende bindige fluviale Sedimente und ein in Höhe der Geländeoberfläche liegender



**Bild 3** Bau Feld des neuen Hüttenwerks TK CSA Siderúrgica do Atlântico (11/2009)

Grundwasserspiegel, äußerst ungünstig sind und die daher hohe Anforderungen an die geotechnischen Konzepte für Gründungen, Baugruben und die Vorbereitung von Lager- und Verkehrsflächen stellen.

### **3 Baugrundsituation**

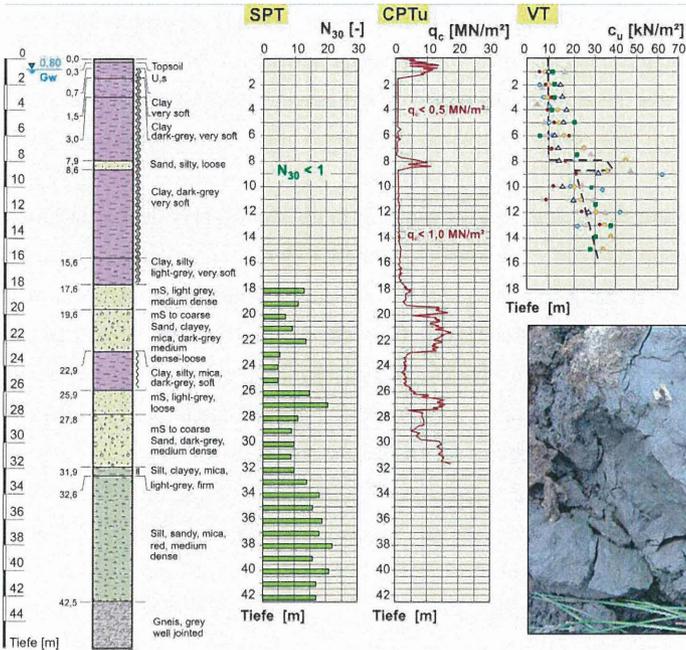
Die Baugrundsituation in der Bucht von Sepetiba ist geprägt durch mächtige fluviatile und fluvio-marine quartäre Sedimente, die als unregelmäßige Wechselfolge von Sanden, Schluffen und Tonen, fluviatilen Kiesen und jüngeren Mangroven-Sedimenten abgelagert wurden. Sie werden in 30 m bis 50 m Tiefe unterlagert vom präkambrischen Festgestein, das sich im Wesentlichen aus Plutoniten (Granit), Metamorphiten (Gneis) und vulkanischen Intrusionen (Trachyte und Basalte) zusammensetzt und das je nach Ausgangsgestein auf den oberen 1 m bis 5 m verwittert ist (Machado et al. 2000).

Am Standort des neuen Hüttenwerks lassen sich die quartären Sedimente (Bild 4) weitgehend gliedern in einen 12 m bis 15 m, lokal auch über 17 m mächtigen Oberen Ton vorwiegend breiiger und weicher Konsistenz, der meist erhöhte organische Anteile besitzt. In den Oberen Ton ist verbreitet zwischen 6 m und 9 m unter Gelände eine geringmächtige, schluffige Sandlage eingelagert. Unterlagert wird der Obere Ton von einer ersten, meist 4 m bis 10 m mächtigen, eng gestuften Mittel- bis Grobsandlage mitteldichter bis dichter Lagerung, auf die in der Regel wieder eine bindige Zwischenschicht, der Untere Ton, mit einer meist steifen Konsistenz in einer Schichtdicke von 2 m bis 8 m folgt. Zur Tiefe hin überwiegen dann bis zur Festgesteinsoberfläche zunehmend dicht gelagerte, feinkornarme, teils kiesige Sande mit eingeschalteten Schlufflagen.

Das Grundwasser steht überwiegend in Höhe der ursprünglichen Geländeoberfläche an, wobei es im Baugrund überwiegend in den Sanden mit einer entsprechenden, auch durch Tidevorgänge beeinflussten Druckhöhe zirkuliert. Bei heftigen Regenfällen und hohen Grundwasserständen wird das Gelände bereichsweise überflutet.

Die Baugrunderkundung basierte auf einer großen Zahl von handgetriebenen SPT-Aufschlüssen, CPTu-Versuchen und Flügelsondierungen im Feld, sowie Klassifizierungsversuchen und einigen Oedometer- und Triaxial-Versuchen im Labor.

Im Ausgangszustand war das Baufeld bedingt durch die breiig-weichen Oberen Tone und den hohen Grundwasserstand nicht befahrbar und nur eingeschränkt begehbar. Es



**Bild 4** Typische Baugrundaufschlüsse im Bereich des Stock Yards (Rohstofflager).

Oberer Ton:	Bereich bis ca.	-8 m	-15 m
Klassifizierung		CE,CH,MH,OH	
natürlicher Wassergehalt [%]	$w_n$	95	
Fließgrenze [%]	$w_L$	112	
Glühverlust [%]	$V_{gl}$	5-15	
Porengehalt [-]	$e_0$	1,5-3,5	1,2-3,0
totale Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	$\rho$	1,4	1,5
Kompressionsbeiwert [-]	$C_c$	0,4 -1,8	0,3-1,5
Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s,E}$	0,2-0,5	1,0-2,5
Kriechbeiwert [-]	$C_{\alpha}$	0,03-0,07	0,02-0,06
Zähigkeitsindex [-]	$I_v = C_{\alpha}/C_c$	0,04-0,06	
Konsolid.beiwert, vertikal [m <sup>2</sup> /s]	$c_v$	$2 \cdot 10^{-8} + 4 \cdot 10^{-8}$	
undrainierte Scherfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_u$	5-15	20-60
innerer Reibungswinkel [°]	$\varphi'$	25	25
effektive Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	$c'$	0-5	5-10

**Tab. 1:** Bodenkennwerte Oberer Ton (Mittelwerte) im Bereich Stock Yard.

wurden daher rund 3,5 Mio. m<sup>3</sup> Sand, der im Rahmen von Nassbaggerarbeiten für den Bau des neuen Tiefseehafens in der Bucht von Sepetiba gewonnen wurde, flächig in einer Mächtigkeit von 1,5 m bis 2,0 m aufgespült. Nach Abfluss des Meerwassers stand eine weitestgehend mitteldicht gelagerte Sandschicht als Bau- und Arbeitsebene zur Verfügung.

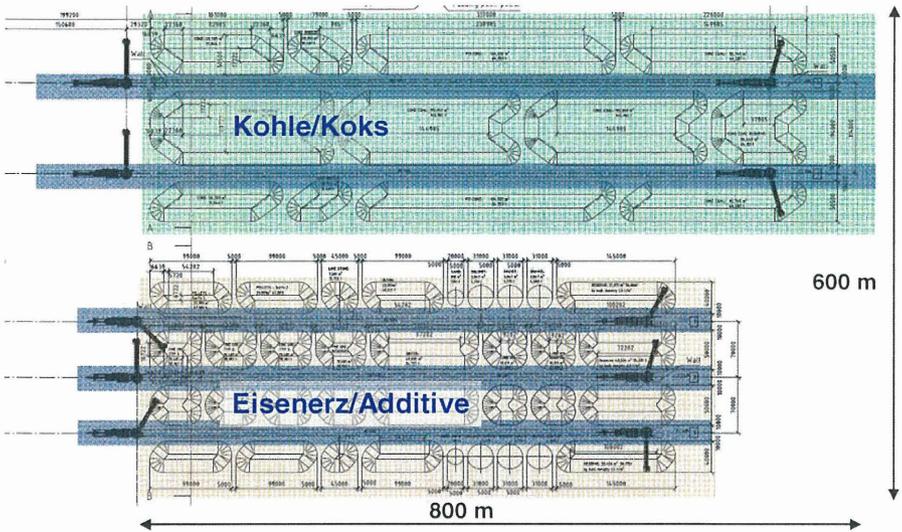
Da der ausgeprägt plastische Obere Ton für alle baulichen Maßnahmen von maßgebender Bedeutung ist, sollen dessen bodenmechanischen Eigenschaften näher betrachtet werden. Tabelle 1 fasst die abgeleiteten Kennwerte für die Rohstofflagerflächen ('Stock Yard'), aufgeteilt in einen oberen Bereich (oberhalb der eingeschalteten Sandlage, d.h. 0 m bis 6-9 m Tiefe) und einen unteren Bereich, zusammen. Aufbauend auf den Ergebnissen der Oedometer- und CPTu-Versuche ist der Obere Ton weitgehend normalkonsolidiert; der Steifemodul für Erstbelastung kann spannungsabhängig mit dem Ansatz  $E_{s,E} = (1+e_0) \cdot 2,3 / C_c \cdot \sigma'_v$  abgeschätzt werden zu  $E_{s,E} [\text{MN/m}^2] = 0,1 + 0,06 \cdot t$  mit  $t$ : Tiefe in [m]. Die undrained Scherfestigkeit im oberen, kritischen Bereich des Oberen Tons war mit  $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$  und  $15 \text{ kN/m}^2$  sehr gering.

## 4 Stock Yard: Erz- und Kohlelager

### 4.1 Aufgabe und Anforderungen

Besondere Anforderungen ergaben sich im Bereich des 'Stock Yards', des 380.000 m<sup>2</sup> großen Rohstofflagers von Kohle/Koks, Eisenerz und Additiven, das im Folgenden näher betrachtet werden soll (Bild 5).

Das Rohstofflager dient zentral der Materiallagerung und -bewirtschaftung: das mit Zügen aus dem Landesinneren von Brasilien angelieferte Eisenerz wird hier ebenso gelagert wie die aus China bzw. Australien mit Schiffen importierte Kohle, der in der Kokerei erstellte Koks und die zahlreichen Additive, die für die Stahlherstellung benötigt werden. Die Materialien werden in bis zu 100 m breiten und 800 m langen Halden gelagert. Die Halden erreichen dabei Höhen von bis zu 13 m (Bilder 5 und 6). Daraus ergeben sich Flächenlasten zwischen 100 kN/m<sup>2</sup> im Bereich der Lagerfläche für Kohle/Koks und 340 kN/m<sup>2</sup> in der Lagerfläche für das Eisenerz. Ohne besondere Maßnahmen zur Baugründertüchtigung waren unter diesen Randbedingungen rechnerische Setzungen von bis zu 4 m zu erwarten.



**Bild 5** Layout des Stock Yard (Grundriss)

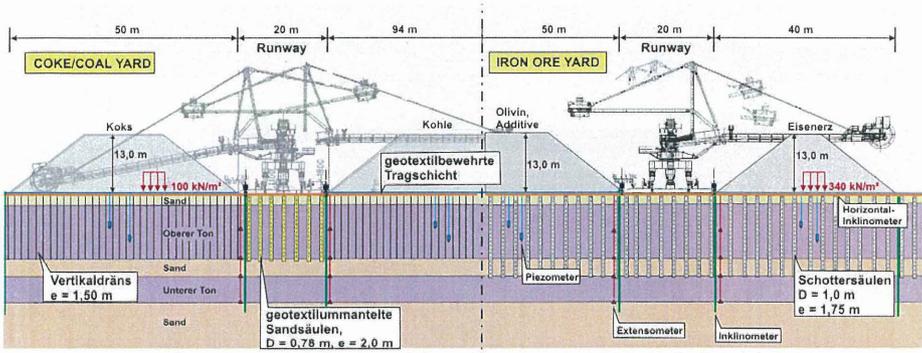
Erschwerend ist zu berücksichtigen, dass die Aufhaldungs- und Abbauvorgänge der Halden sehr rasch vor sich gehen können, so dass im Oberen Ton erhebliche relative Porenwasserüber- und -unterdrücke entstehen. Die Form und Ausdehnung der Halden ist dabei unregelmäßig und ergibt sich aus den Anforderungen der Lagerbewirtschaftung.

Die Aufhaldungs- und Abbauvorgänge werden von sogenannten Stacker/Reclaimern (SR) wahrgenommen. Dabei handelt es sich um 750 t schwere, gewaltige Bagger mit 50 m langen Auslegern (Bilder 1 und 6), die aus dem Braunkohle-Tagebau bekannten Großbaggern ähneln. Allerdings sind die Bagger hier schienengebunden (Spurweite: 8 m) und operieren auf Fahrgassen zwischen den Kohle- und Erz-Halden. Auf Grund des Gewichts und der weiten Ausladung der Stacker/Reclaimer ergeben sich höchste Anforderungen an die Lagegenauigkeit der Schienenwege (Runways) und ihre Verfügbarkeit.

#### 4.2 Gründungskonzept

Als Ergebnis eines Optimierungsprozesses, der die technischen, ökonomischen und insbesondere die bautechnischen Möglichkeiten in Brasilien berücksichtigte, wurde das Kon-

zept einer Baugrundverbesserung in Verbindung mit einem im Schotterbett verlegten und damit justierbaren, schwelengestützten Schienensystem für die SR verfolgt (Bild 6). Eine Pfahlgründung der Runways war hinsichtlich des aus den Setzungen der Halden resultierenden horizontalen Seitendrucks nicht realisierbar.



**Bild 6** Gründungskonzept für den Stock Yard; links: Kohle/Koks mit geotextilummantelten Sandsäulen in Runways und Vertikaldräns in Lagerflächen; rechts: großflächig Schottersäulen (Rüttelstopfverfahren).

Im Bereich Kohle/ Koks erfolgt in den Runways eine Baugrundertüchtigung mit geotextilummantelten Sandsäulen (Bild 7). Die Säulen mit einem Durchmesser von  $D = 0,78$  m wurden in einem Raster von  $2,0$  m x  $2,0$  m angeordnet und die Säulenlänge auf rund  $10$  m begrenzt. Insgesamt wurden rund  $100$  km geotextilummantelte Sandsäulen hergestellt. Die Lagerflächen im Bereich Kohle/ Koks wurden durch insgesamt  $400$  km laufende Vertikaldräns ( $1,5$  m x  $1,5$  m) vorbereitet. Die geplante Vorlast für die geplante Vorkonsolidierung konnte in Form von minderwertigem Eisenerz bzw. Schlacke nur für kleine Teilflächen zur Verfügung gestellt werden, so dass die Erstbelastung mit allen begleitenden Beanspruchungszuständen nunmehr im Zuge der Inbetriebnahme der Anlage erfolgen muss.

Im Bereich Eisenerz/ Additive erfolgt die Baugrundverbesserung der hoch belasteten Lagerflächen und der Runways mit Rüttelstopfsäulen (Säulendurchmesser:  $D = 1,0$  m), die mit dem S-Alpha-System der Firma Keller Grundbau hergestellt wurden. Das Raster der  $10$  m bis  $17$  m, im Mittel  $12$  m langen Säulen liegt bei  $1,75$  m x  $1,75$  m, bei geringeren Haldenlasten bei  $2,2$  m x  $2,2$  m. Im Mehrschichtbetrieb wurden für den Iron Ore Yard insgesamt rund  $400$  km Schottersäulen hergestellt (Wegner et al. 2009). Der Schotter-Bedarf



**Bild 7** Herstellung der geotextilmantelnten Sandsäulen (links), der Vertikaldräns (Mitte) und der Rüttelstopfsäulen (rechts)

überstieg die Kapazitäten des Marktes im Staate Rio de Janeiro erheblich, während der Sand für die Sandsäulen bei der Herstellung des Hafens gewonnen werden konnte.

Über den Sand- und Schottersäulen wird ebenso wie im Bereich der Vorkonsolidierung eine geotextilbewehrte Tragschicht mit einer Dicke von rund 65 cm eingebaut. Als Bewehrung kommen zweilagig bidirektional verlegte, hochzugfeste Geogitter und -gewebe der Firma Huesker mit einaxialen Zugfestigkeiten bis 1.600 kN/m zum Einsatz (Alexiew et al. 2009).

Für die Runways der Stacker/Reclaimer wurde im Hinblick auf die sich aus den zu erwartenden Setzungen einerseits und den Anforderungen an die Reduktion von Setzungsdifferenzen ergebenden Anforderungen an die Justierbarkeit, aber auch Biegesteifigkeit des Systems ein in einem Schotterbett verlegtes, optimiertes Schiene-Schwelle-System entwickelt, das mit einem zusätzlichen Stahlbeton-Längsbalken ausgestattet ist. Trotz seiner Biegesteifigkeit und seines hohen Eigengewichtes ermöglicht dieses System die Justierung durch Nachschottern (Stopfen) (Bild 8). Im Hinblick auf die Setzungsraten, die in der Anfangsphase bei 2 cm bis 5 cm pro Woche lagen, werden gegenwärtig Maintenance-Strukturen mit automatisierten geodätischen Messsystemen und halbautomatischen Stopfeinheiten aufgebaut, die in der Lage sein werden, 700 m Runways je Woche zu justieren.



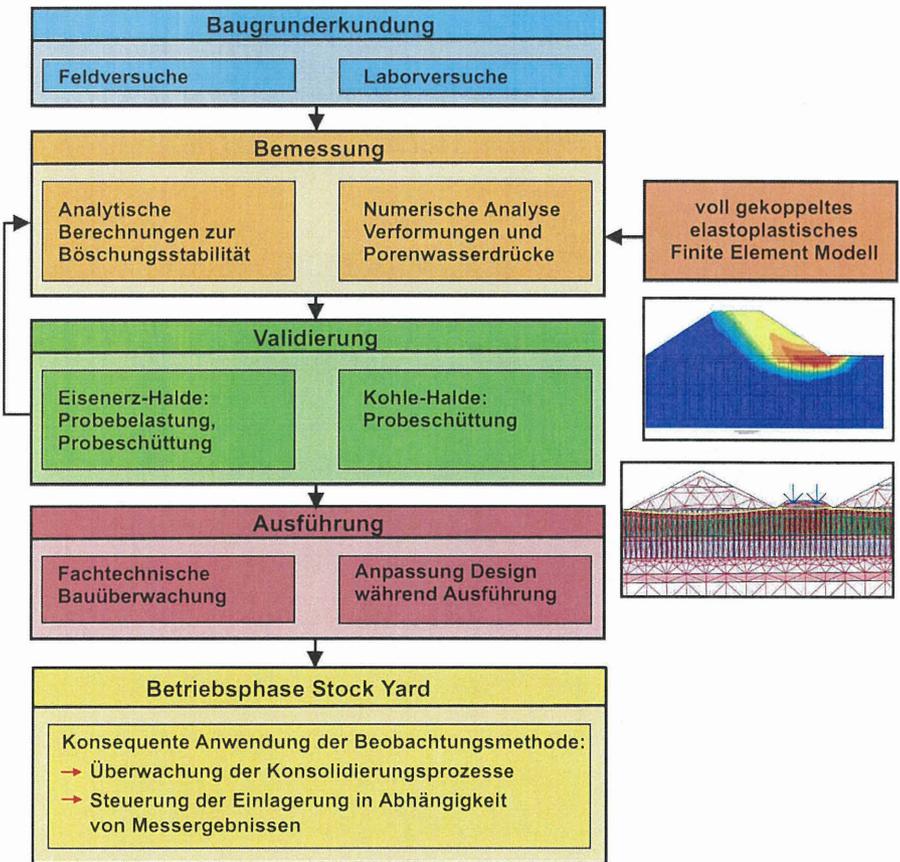
**Bild 8** *Aufbau der Stacker/Reclaimer und erste Nachstopfarbeiten am optimierten Schiene-Schwelle-System*

### 4.3 Bemessungskonzept

Im Ergebnis der diametralen Anforderungen an eine Optimierung des Umfangs der Baugrundverbesserungsmaßnahmen einerseits und der Anforderungen an die Instandsetzungsarbeiten während der Betriebsphase andererseits wurden unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und der Standsicherheit von Halden und Stacker/Reclaimern als Zielvorgabe für die Bemessung zulässige Setzungen von 1,5 m im Bereich der Halden und von 0,5 m (vertikal und horizontal) für die Runways definiert.

Bei der Bemessung der Baugrundverbesserungen für den Stock Yard wurden umfangreiche analytische Stabilitätsbetrachtungen (Alexiew & Moormann 2009) kombiniert mit umfangreichen Finite-Element Berechnungen, die unter Einsatz eines gekoppelten, elastoplastischen Stoffmodells die realistische Abbildung der zeitvarianten Konsolidierungsvorgänge und die Prognose der Auswirkungen der raschen Auf- und Abhdungsprozesse

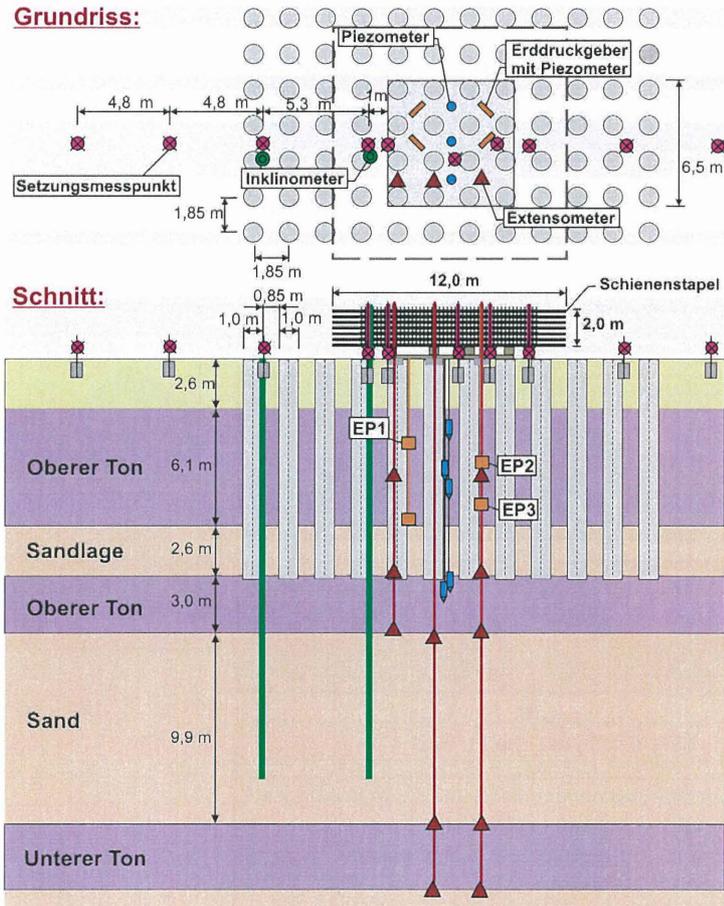
auf die Stabilität der Halden und die Verformungen im Bereich der Runways ermöglichen (Bild 9). Die stoffliche Modellierung erfolgt mit einem 'Soft Soil Creep Modell', mit dem auch die Kriechvorgänge des ausgeprägt plastischen Oberen Tons prognostiziert werden können. Die numerischen Berechnungen bildeten dabei nicht nur für die Prognose der Verformungen und damit dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Lagerflächen und Runways unter Berücksichtigung der Konsolidierungs- und Kriechvorgänge, sondern auch dem Nachweis der Standsicherheit der Haldenböschungen und der Dimensionierung der



**Bild 9** Bemessungskonzept der Baugrundverbesserung für den Stock Yard

Geotextilbewehrung der Tragschicht.

Die numerischen Modellierungen bildeten dabei das zentrale Werkzeug für eine unter dem Druck der Rohstoff- und Bauzeitknappheit erforderlich gewordene, weitere Optimierung der Baugrundverbesserungsverfahren. So konnte durch die rechnerische Berücksichtigung der zeitvarianten Erhöhung der Scherfestigkeiten beim stufenweisen Aufhalten der Umfang der Baugrundverbesserungsmaßnahmen nachhaltig optimiert werden.



**Bild 10** Probelastung an einer Gruppe von 4x4 Schottersäulen in der Eisenerz-Lagerfläche

Die numerischen Werkzeuge wurden schließlich auch genutzt, um Konzepte für den Einlagerungsprozess von Kohle/Koks und Eisenerz/Additiven zu entwickeln, indem auf der Basis der Simulation von unterschiedlichen Ein-/Auslagerungsszenarien erforderliche Liegezeiten von Lagergut und - zeitabhängig - zulässige Haldenhöhen ermittelt wurden.

Die Berechnungen wurden validiert durch instrumentierte Feldversuche im 1:1-Maßstab: Bild 10 zeigt den Test für die Rüttelstopfsäulen (Eisenerz-Fläche), bei dem eine Gruppe mit 4x4 Säulen durch eine Totlast stufenweise belastet und die Spannungen und Verformungen im Baugrund gemessen werden. Für die Kohle/Koks-Lagerfläche wurden in instrumentierten Testquerschnitten die zeitvarianten Porenwasserdrücke und Verformungen unter der Vorschüttung beobachtet und die Auswirkungen auf die Fahrgassen gemessen.

#### **4.4 Beobachtungsmethode als zentrales Element beim Betrieb des Stock Yards**

Die konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode im Sinne der DIN 1054:2005 ist ein zentrales Element des Bemessungs- und Nachweiskonzeptes (Bild 9). Dabei kommen umfangreiche messtechnische Instrumentierungen nicht nur für die Feldversuche/Probelastungen zur Validierung der numerischen Modelle zum Einsatz. Vielmehr müssen in den ersten Jahren der Betriebsphase alle Auf- und Abholdungsprozesse im gesamten Stock Yard begleitet und gesteuert werden durch ein geodätisches und geotechnisches Messprogramm. Bedingt durch das gewählte duktile Gesamtsystem und die im Zuge des Planungs- und Bemessungsprozesses vorgenommenen erheblichen Optimierungen bei der Bemessung der Baugrundverbesserungen konnten signifikante Einsparpotentiale bezüglich Bauzeit und –kosten generiert werden. Auf der anderen Seite bedingt die Ausschöpfung dieser Einsparpotentiale, dass nicht alle Lagerflächen von Beginn an uneingeschränkt bis zur finalen, geplanten Haldenhöhe zur Verfügung stehen. Vielmehr gilt es, die Aufholdungsprozesse so zu steuern, dass die im Oberen Ton induzierten Konsolidierungsvorgänge und die zeitvariante Scherfestigkeitserhöhung genutzt werden können, ohne dass die durch die Einlagerung erzeugten Porenwasserüberdrücke die Standsicherheit von Haldenböschungen und Runways gefährden.

Diese Anforderungen setzen - bedingt durch die kleinräumigen Auf- und Abholdungsvorgänge - eine flächendeckende und zeitnahe Kenntnis über die Verformungen und die

Porenwasserdrücke im Oberen Ton voraus. Es wurde daher ein umfangreiches Messprogramm entwickelt, das nachfolgend vorgestellt wird.

## **5 Geotechnisches und Geodätisches Messprogramm**

### **5.1 Anforderungen**

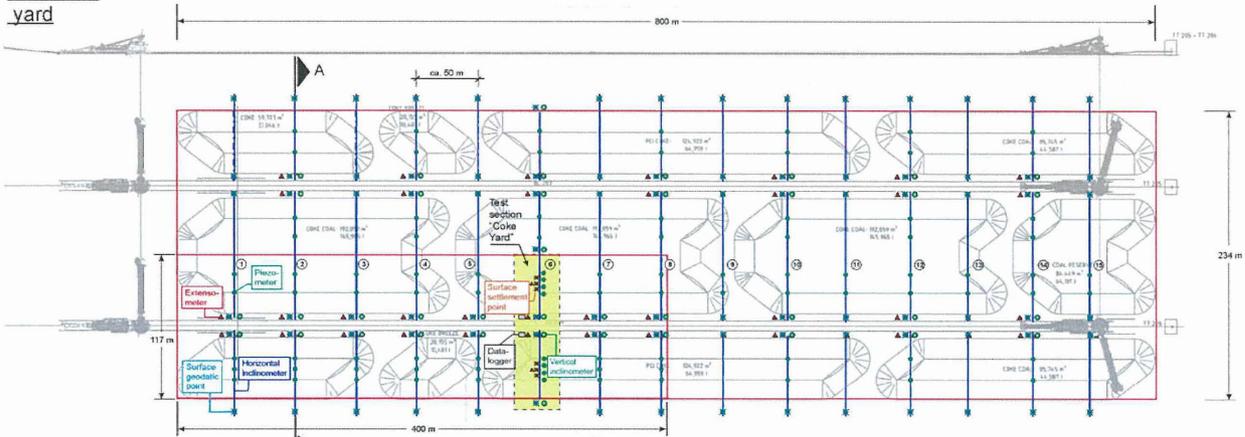
Das Gesamtkonzept der messtechnischen Instrumentierung musste darauf ausgelegt werden, eine Echtzeit-Beobachtung aller Verformungen und Porenwasserdrücke in der gesamten Lagerfläche zu ermöglichen und dabei einen möglichst einfachen und übersichtlichen Zugang zu allen relevanten Daten zu gewährleisten, um die Personalkosten in der Betriebsphase möglichst gering zu halten, aber dennoch nicht planmäßige Zustände zu erkennen und die Bewirtschaftung der Lagerfläche aus geotechnischer Sicht steuern zu können. Es wurde daher soweit als möglich automatisch operierenden Systemen, die über Datenlogger erfasst werden können, der Vorzug gegeben vor händischen Messverfahren. Dabei war zu berücksichtigen, dass zunächst weder eine Strom- noch eine Telekommunikationsversorgung zur Verfügung stehen würde. Zugleich waren an die Datensammlung und –visualisierung erhöhte Anforderungen zu stellen. Hinsichtlich der Messgeberwahl und der Instrumentierungen im Feld mussten die äußerst ungünstigen Randbedingungen berücksichtigt werden: neben tropischen Niederschlagsereignissen und extrem hohen Lufttemperaturen ergeben sich aus der Lagerhaltung durch Kohle- und Erzstäube sowie durch Beregnungsanlagen extreme Umwelteinwirkungen. Die Messeinrichtungen mussten auf die großen Verformungen von bis zu 1,5 m ausgelegt werden. Und letztlich mussten alle Maßnahmen in einem engen Zeitrahmen unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen des brasilianischen Marktes realisiert werden.

### **5.2 Konzept**

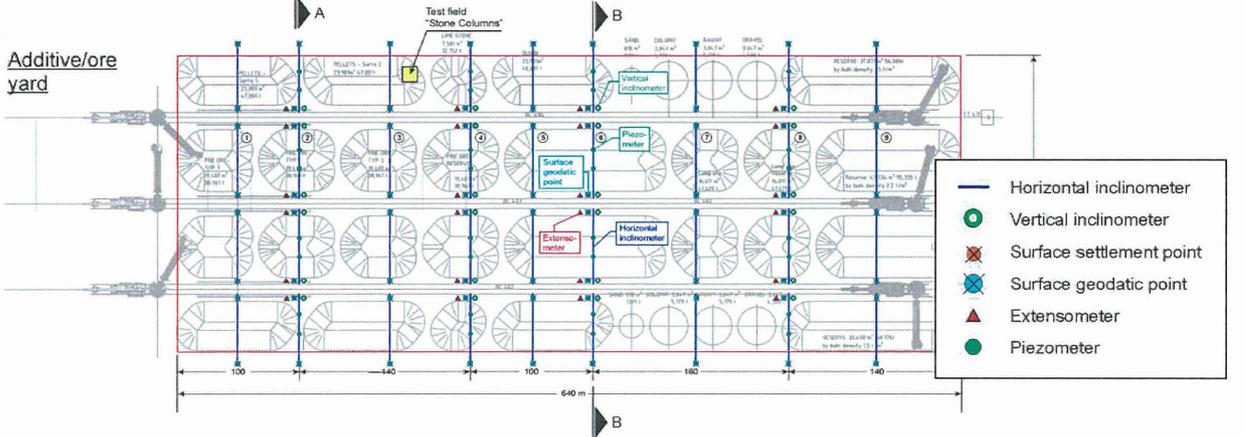
Das unter Berücksichtigung dieser ungewöhnlichen Anforderungen entwickelte und realisierte Konzept ist in den Bildern 11 und 12 visualisiert. Danach wurden entlang der Run-

Bild 11 Messprogramm Stock Yard im Grundriss

Coke/coal yard

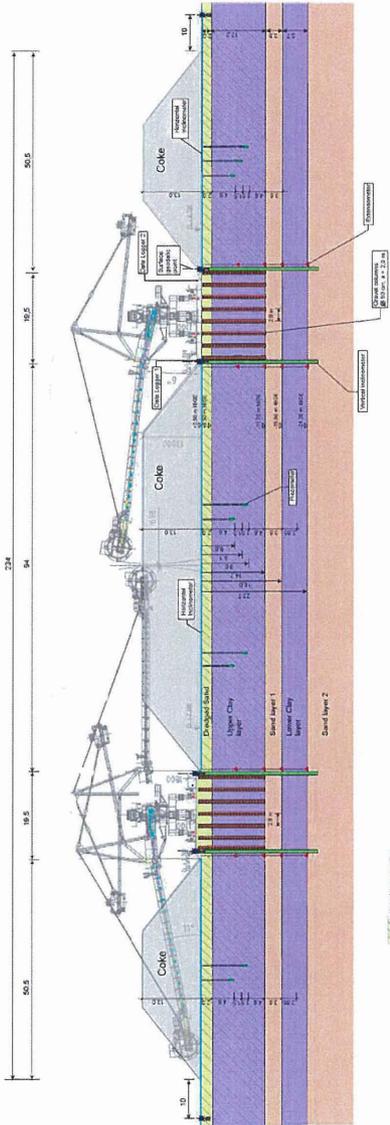


Additive/ore yard



- Horizontal inclinometer
- Vertical inclinometer
- ⊗ Surface settlement point
- ⊗ Surface geodatic point
- ▲ Extensometer
- Piezometer

### Section A - A



### Section B - B

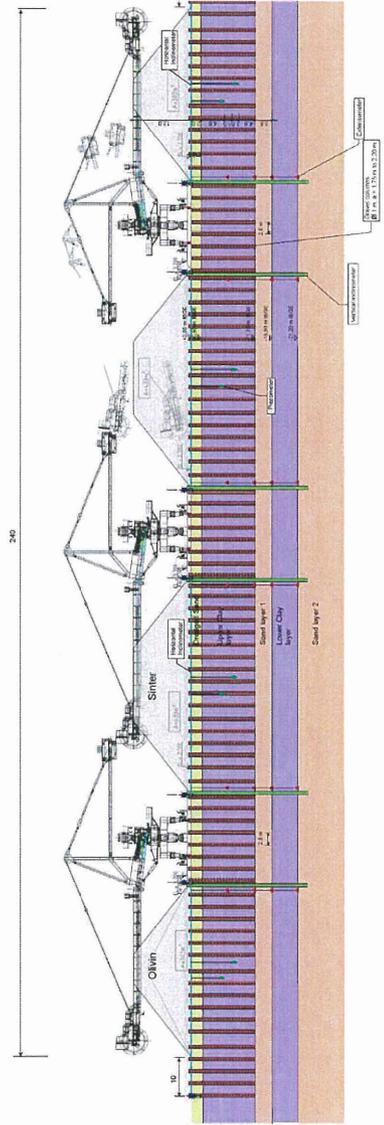


Bild 12 Messprogramm Stock Yard in Querschnitten

ways etwa alle 50 m instrumentierte Messquerschnitte angelegt, die durch die Halde bis zum benachbarten Runway geführt werden. Jeder Messquerschnitt besteht mindestens aus folgender Instrumentierung:

- sogenannten 'Settlement Profilern', einem händischen, hydraulischem Messverfahren, mit dem die Setzungsmulde unter den Halden im Profil von Runway zu Runway gemessen werden kann und
- geodätischen Messpunkten am Anfangs- und Endpunkt der Settlement Profiler am Rand der Runways.

Mindestens in jedem zweiten Messquerschnitt, d.h. alle 100 m, wird diese Instrumentierung ergänzt durch:

- Porenwasserdruckgeber, mit denen die Entwicklung der relativen Porenwasserüberdrücke im Oberen Ton, die in den vorlaufenden Probelastungen als Leitparameter für die geotechnische Steuerung identifiziert wurden, automatisiert überwacht werden kann,
- Inklinometer auf beiden Seiten der Runways, oft ausgestattet mit Inklinometermessketten, die eine automatisierte Messung der für die Gebrauchstauglichkeit der Runways maßgebenden horizontalen Verschiebungen im Baugrund ermöglichen,
- Extensometern am Rande der Runways, mit denen die Entwicklung der Setzungen bis in 25 m Tiefe unter Arbeitsebene ermittelt werden kann sowie
- automatischen Setzungsmesszellen, i.e. nach dem hydraulischen Verfahren arbeitende Geber, die über eine Druckmessung die hochpräzise, punktuelle Ermittlung der Geländesetzungen in den Haldenaufstandsflächen ermöglichen.

Insgesamt werden

- 154 Porenwasserdruckgeber,
- 44 Settlement Profiler,
- 120 hydraulische Setzungsmesszellen,
- 58 Inklinometer, davon 46 Messstellen ausgestattet mit 11-fach Inklinometermessketten, und
- 26 Extensometer

installiert.

Für die automatisierte Erfassung der Porenwasserdruckgeber, der hydraulischen Setzungsmessstellen und der Inklinometermessketten wurde ein dezentralisiertes Datenerfassungssystem mit solargetriebenen, akkugedufferten Datenloggern installiert. Die Daten-

logger wurden über eine funkbasierte Datenübertragung an einen auf der Baustelle installierten Server angeschlossen. Über eine internetbasierte Plattform werden die Messdaten graphisch aufbereitet den Anwendern zur Verfügung gestellt.

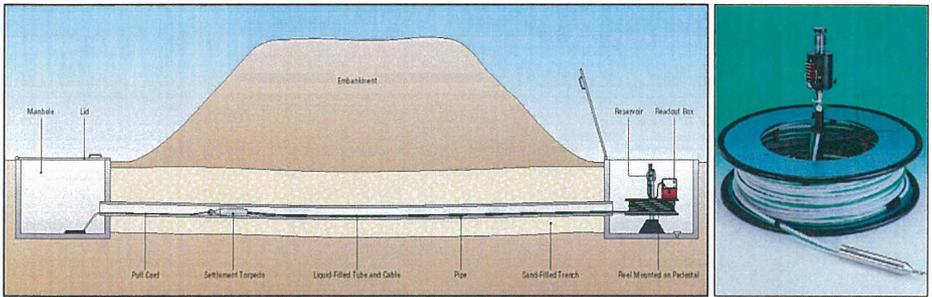
Die geotechnischen Messungen werden ergänzt durch ein automatisch operierendes geodätisches Messverfahren, im Wesentlichen einen mit Neigungssensoren und GPS ausgestatteten Messschlitten, mit dem die Höhenlage des Schienensystems der Stacker/Reclaimer regelmäßig messtechnisch überprüft wird.

### 5.3 Messgeber und -verfahren

#### **Automatische Setzungszellen und 'Settlement Profiler'**

Um einerseits eine automatische Erfassung der unter den Halden eintretenden Setzungen zu ermöglichen und andererseits die Setzungsmulden im gesamten Profil erfassen zu können, wurden in regelmäßigen Abständen manuell abzulesende 'Settlement Profiler', ein mit einer Druckmesszelle zu befahrendes Rohr, zur Erfassung der Setzungen im Querschnitt und einzelne, automatische Setzungsmesspunkte installiert.

Der Settlement Profiler besteht aus einem in einem 'Torpedo' installierten Piezometer, der über einen entsprechend langen, wassergefüllten Schlauch mit einem Reservoir am Anfang der Messstrecke, d.h. am Rande der Runways verbunden ist (Bild 13). Der Torpedo wird in Messschritten von hier 1 m durch ein in der Tragschicht unter den Halden verlegtes PVC-Rohr gezogen und misst die Potentialdifferenz zwischen seiner Position im Rohr und dem bekannten Ausgangspotential im Reservoir. Im Vergleich zu einem Horizontalinklinometer besitzt dieses Messverfahren den Vorteil, dass auch große Setzungen und Setzungsdifferenzen gemessen werden können, da das Rohr nur mit einem relativ kleinen Torpedo, nicht aber mit einer 0,5 m oder 1,0 m langen Inklinometersonde befahren werden muss. Zudem kann die Messschrittlänge von 1 m auf 2 m, 5 m oder größere Intervalle beliebig vergrößert werden. Der Messvorgang stellt geringere Anforderungen an das Personal und zudem können anstelle von speziellen Inklinometerrohren mit Führung Standard-PVC-Rohre zum Einsatz kommen, was erhebliche wirtschaftliche Vorteile birgt.



**Bild 13** Settlement Profiler zur händischen Messung der Setzungsmulden unter den Haldenflächen (System Geokon)

Die händisch zu messenden Settlement Profiler werden ergänzt durch einzelne automatisch messbare Setzungsmesszellen, deren hydraulisches Messverfahren demjenigen der Settlement Profiler ähnelt, bei dem aber der mit einem Reservoir am Rande der Runways verbundene Piezometer stationär an einer ausgewählten Stelle in der Tragschicht unter den Halden installiert wird und die Druckmessung über einen mit einem Datenlogger verbundenen Piezometer erfolgt.

### **Inklinometer und Extensometer**

Zur Erfassung der horizontalen Verformungen und zur Erfassung der Setzungsanteile über die Tiefe wurden entlang der Fahrwege der Stacker/Reclaimer Inklinometer und Extensometer eingebaut.

Das Inklinometersystem besteht konventionell aus einem in einer Bohrung installierten PVC-Rohr mit Führungsnuten und wird händisch mit einer 1 m langen Inklinometersonde befahren. In 46 Inklinometerrohren wurden Inklinometermessketten aus 11 Gliedern installiert, die eine automatische Erfassung der Horizontalverschiebungen ermöglichen.

Im Hinblick auf die großen Setzungsbeträge wurden anstelle konventioneller Stangen-Extensometer im vorliegenden Fall Extensometer mit magnetischen Ankerpunkten gewählt, bei dem in einem Bohrloch magnetische Ankerpunkte mit entsprechenden Federbeinen installiert und zusammen mit einem eingestellten PVC-Rohr in dem Bohrloch verdämmt wurden (Bild 14). Für die Messung wird dann in dem PVC-Rohr eine Sonde abgelassen, die beim Passieren der magnetischen Ankerpunkte durch Schließen eines



**Bild 14** Extensometer mit magnetischen Ankerpunkten zur Messung großer relativer Vertikalverschiebungen

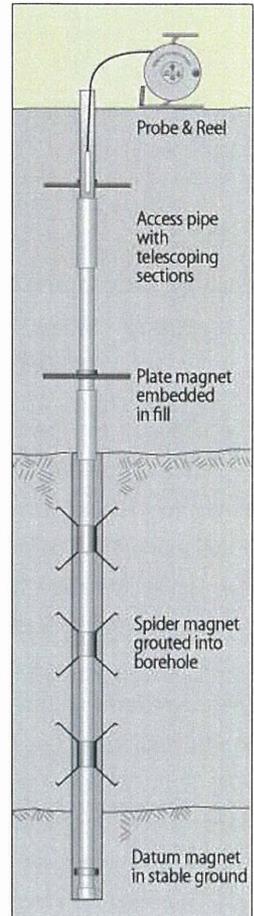
elektromagnetisch induzierten Kontaktes ein Licht- bzw. Tonsignal senden. Abgelesen wird dann die Tiefenlage der Sonde über eine Längenskala am Kopf des PVC-Rohres. Die Messgenauigkeit liegt üblicherweise bei  $\pm 3$  mm.

#### 5.4 Installation und Messvorgang

Die Installation der Messeinrichtungen erfolgte stufenweise in Abhängigkeit vom Fortschritt der Baugrundverbesserungs- und der Erdarbeiten in mehreren Kampagnen. Dabei ergaben sich aus den Randbedingungen im Baufeld und den besondere Anforderungen des brasilianischen Marktes individuell zu optimierende Lösungsansätze.

#### Piezometer

Die Installation der Piezometer erfolgte nach Herstellung der geotextilbewehrten Tragschicht. Die Einbautiefe betrug bezogen auf diese Arbeitsebene meist 4 m bis 16 m. Beim Einbau musste die rund 65 cm starke und zweilagig geotextilbewehrte Tragschicht sowie die rund 1,5 m mächtige Sandschicht, die im Zuge der Wegbarmachung des Schwemmlandes aufgespült worden war, bis zum Erreichen des breiig-weichen Oberen Tons durch-



fahren werden. Der Einbau der sogenannten 'Push-in' Piezometer, erfolgte anfänglich mit einem CPT-, also einem Drucksondier-Gerät. Um die Druckmembran der Piezometer beim Durchfahren der Tragschicht und des aufgespülten Sandes vor unzulässigen Beanspruchungen zu schützen, wurde vorab eine Drucksondierung bis etwa 1 m über Endteufe niedergebracht, um dann in einem zweiten Arbeitsschritt den Piezometer von diesem Bohrloch aus mit geringem Widerstand den verbleibenden Meter in den Ton einzudrücken. Wegen der großen Festigkeiten in der Tragschicht, vor allem im Bereich von Planumsverbesserungen, meist mit Kies, konnten die Bohrlöcher mit dem Drucksondiergestänge nicht ohne zusätzliche Auflockerungsbohrungen abgeteufelt werden. Deshalb wurde ab der zweiten Installationsphase auf den Einsatz eines relativ kostenintensiven Drucksondierungs-Geräts verzichtet. Der Einbau erfolgte nun mit einem einfachen und leichten Bohrgerät, mit dem die Tragschicht und die Sandschicht mit einer Schnecke aufgebohrt und das Bohrloch temporär mit einer Verrohrung stabilisiert wurde. Im Schutze der Verrohrung wurde der breiig-weiche Ton bis 2 m über geplanter Einbautiefe erbohrt und der Piezometer auf den letzten 2 m mit dem Bohrgestänge eingedrückt. Mit dieser Vorgehensweise konnten im Mittel etwa vier Piezometer pro Schicht und Gerät installiert werden. Die erforderliche Verkabelung zum Datenlogger erfolgte in den Gräben der 'Settlement Profiler'. Nach Einbau und Verkabelung wurden nur an einem einzigen Piezometer unbrauchbare Messergebnisse aufgezeichnet, die wohl auf Probleme in der Verkabelung zurückzuführen sind, während alle anderen Porenwasserdruckgeber verlässliche und plausible Messwerte liefern. Die Ausfallrate liegt damit unter 1%. Die Messwerte belegen, dass die aus dem Einbau resultierenden Auswirkungen, überwiegend aus dem Eindrücken resultierenden relativen Porenwasserüberdrücke, bereits kurz nach dem Einbau, meist bereits innerhalb einer Woche, abgebaut waren und die Geber in der Folgezeit stabile Werte liefern.

### **Automatische Setzungsmesszellen und „Settlement Profiler“**

Beide Messsysteme wurden in einem rund 40 cm flachen Graben nach Fertigstellung der Tragschicht in den Lagerflächen eingebaut. An den Enden, jeweils randlich des Fahrweges der Stacker/ Reclaimer wurden Festpunkte in Form von Fertigteileplatten installiert, die sowohl die Rohrenden des 'Settlement Profilers' fixieren, also die Auflager für die manuelle Messung der 'Settlement Profiler' darstellen, als auch der Befestigung für die hydraulische

schen Höhenbezugspunkte der Setzungsmesszellen dienen und zudem als geodätische Messpunkte im jeweiligen Mess-Querschnitt genutzt wurden.

Für die händischen Messungen in den 'Settlement Profilern' ergab sich bei den eingebauten Messlängen von rund 50 m und 90 m ein Zeitbedarf von etwa 30 min bzw. 60 min. Bei den bis dato durchgeführten Messungen in bislang weitgehend unbelasteten Flächen wurden Messgenauigkeiten von etwa  $\pm 5$  cm erreicht. Alle installierten Messquerschnitte funktionieren nach dem Einbau einwandfrei, nur bei einem Messquerschnitt war das Messrohr blockiert und konnte daher nicht über die gesamte Strecke befahren werden. Ob sich die erwarteten großen Setzungsdifferenzen zwischen dem Zentrum der Halden und deren Rändern auf die Messgenauigkeit oder gar die Messdurchführung auswirken, muss im Zuge der Inbetriebnahme der Lagerflächen noch näher beobachtet werden. In den wenigen bereits belasteten Messquerschnitten im Kohlelager (Kapitel 5) konnten maximale Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen von etwa 80 cm vom installierten Messrohr problemlos aufgenommen werden.

Keiner der installierten automatischen Setzungsmessgeber wurde bislang durch Lagergut überschüttet, so dass bislang noch keine Erfahrungen unter Last vorliegen. Durch das zur Atmosphäre offene hydraulische System der Sensoren ergaben sich bei der Auswertung bedingt durch die Abhängigkeit der Messwerte vom Luftdruck zunächst Schwierigkeiten. Alle Messwerte müssen um die täglichen Luftdruckschwankungen bereinigt werden. Hierzu wurde ein gesonderter Sensor für kontinuierliche Luftdruck-Messungen installiert. Trotz der Bereinigung zeigen die Messgeber weiterhin periodisch auftretende Schwankungen, die die Messgenauigkeit des Systems auf etwa  $\pm 5$  cm begrenzen. Einige Messgeber zeigen sogar deutlich größere Schwankungen der Messwerte (bis 20 cm). An der Bereinigung dieser bisher nicht restlos nachvollziehbaren Schwankungen wird derzeit gearbeitet. Hierbei werden z.B. lokale Schwankungen im atmosphärischen Druck und der Einfluss nicht ausreichend entlüfteter Messflüssigkeit untersucht.

### **Inklinometer und Extensometer**

Die Installation beider Messgeberarten erfolgte im Spülbohrverfahren mit Verrohrung. Im Hinblick auf die schwer zu spülenden Tragschichten und die im Vorfeld realisierten Baugrundverbesserungsmaßnahmen, also die Rüttelstopfsäulen und die geotextilmantelten

Sandsäulen, wurden die Bohrungen bis in eine Tiefe von rund 10 m mit einer Hohlbohrschnecke abgeteuft. Extensometer und Inklinometer wurden bis in eine Tiefe von rund 25 m in die anstehenden mitteldicht bis dicht gelagerten Sande geführt.

Zur Realisierung repräsentativer Messergebnisse galt es, für die Inklinometer eine Bohrlochverfüllung zu wählen, deren Steifigkeit auf die Verformungseigenschaften der anstehenden Bodenschichten abgestimmt ist. Die Bohrlochverfüllung erfolgte daher durchgängig mit einer Zement-Bentonit Mischung mit einem Mischungsverhältnis von 25 kg Wasser / 5 kg Zement / 1 kg Bentonit. Mit dieser Mischung wurden an vorab hergestellten Probekörpern mit dem Penetrometer undrionierte Scherfestigkeiten zwischen  $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$  und  $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$  nachgewiesen.

Wegen der zu erwartenden großen Setzungen von bis zu 1,5 m und der im Vorfeld festgestellten Probleme mit Mehrfachstangen-Extensometern (Glasfieberstäbe) wurden zur tiefenabhängigen Erfassungen von Setzungen entsprechend der Schichtung ringförmige Magnete an einem PVC-Rohr eingebaut. Die Verankerung der Magnete erfolgt über einen Spreizmechanismus der die Lage des Messgebers im Bohrloch fixiert. Messungen werden durch Abteufen eines Signalgebers, geführt an einem Maßband mit Millimeterteilung ausgeführt. Damit kann die Tiefe der einzelnen Messgeber bezogen auf die Rohroberkante festgestellt werden. Absolutsetzungen an der Oberfläche, werden über den Bezug auf den am Bohrlochfuß angebrachten Magnet rechnerisch ermittelt.

Anfängliche Schwierigkeiten bei der Durchführung der Messungen führten zu Abweichungen von bis zu 30 mm zwischen in kurzen Zeitabständen durchgeführten Folgemessungen. Dies konnte jedoch durch Schulung des Messpersonals auf eine Maß von etwa 5 mm reduziert werden.

### **Einbaudokumentation**

Für alle Messgeber wurden Einbaudokumentationen mit den maßgeblichen Daten zum Messgeber, den Einbaudaten sowie der zugehörigen Nullmessung erstellt. Für manuell auszulesende Messgeber wird über die Einbaudokumentation gleichzeitig die Reproduzierbarkeit der Nullmessung durch mindestens 2 Messreihen dokumentiert.

Für automatisch auszulesende Messgeber wurden die Messwerte des ersten Messzeitraumes bis zum Erreichen eines stabilen Messwertes und damit vom Einbau unbeeinflusster Messwerte dokumentiert. Beispielhaft sind die Einbaudokumentationen eines Extensometers und eines Piezometers in Bild 15 dargestellt.

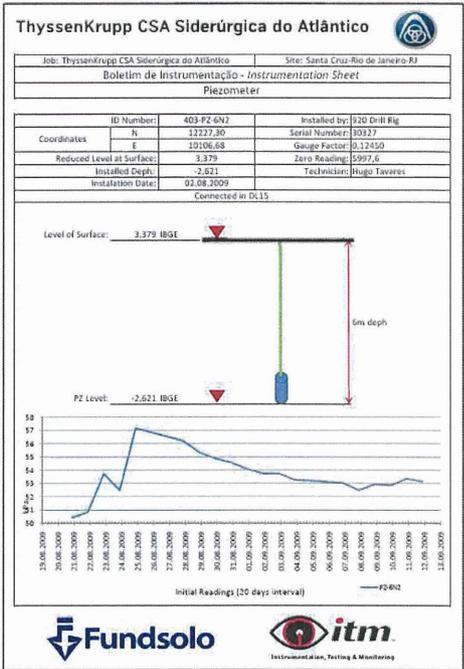
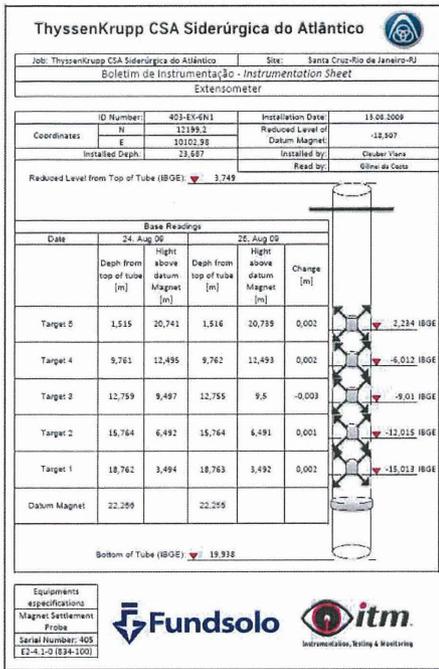


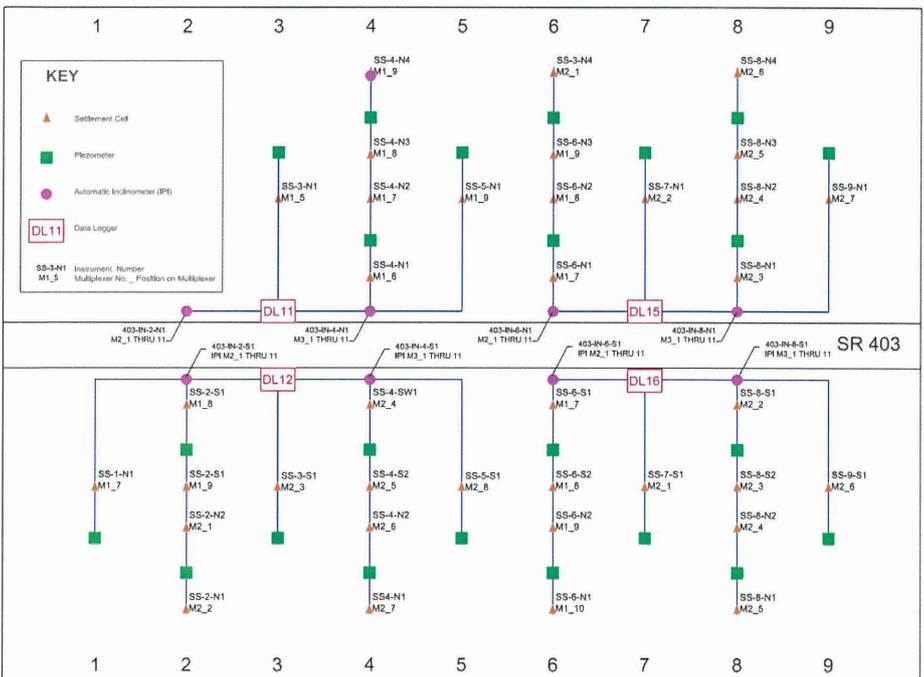
Bild 15 Einbaudokumentation eines Extensometers und eines Piezometers

### Messwerterfassung und Datenaufbereitung

An die Messwerterfassung waren im Hinblick auf den Umstand, dass die Messgeber auf einer Fläche mit einer Ausdehnung von etwa 500 m mal 800 m verteilt sind, die zudem durch fünf Fahrwege der schienengeführten Stacker/Reclaimer zum Ein- und Ausstapeln der zu lagernden Rohstoffe und Förderbandanlagen in Längsrichtung unterteilt wird, besondere Anforderungen gestellt. Unter Berücksichtigung dieser geometrischen Vorgabe wurden zunächst alle Messkabel eines Messquerschnittes in den Gräben der 'Settlement Profiler' bis an den Rand der Fahrwege der Stacker/Reclaimer geführt und dort an dezentral aufgestellten Datenloggern gesammelt (Bild 16). Die Stromversorgung der Datenlogger erfolgt netzunabhängig und völlig autark über Solaranlagen mit Akkupuffer. Im Hinblick auf die extremen Umwelteinflüsse wurden Datenlogger und Akku in aufgeständerten, spritz-

wasser- und staubdichten Stahlgehäusen untergebracht, die am Rand der Fahrwege aufgebaut wurden (Bild 17).

Das Auslesen der Datalogger erfolgt 'wireless' von einem am östlichen Rand der Lagerfläche platzierten Server. Da eine stabile Funkverbindung nur über eine hindernisfreie Strecke von rund 300 m erreicht werden kann, ist ein direktes Auslesen aller Datenlogger vom Standort des zentralen Servers aus nicht möglich und erfolgt deshalb über die Funkstationen dazwischen liegender Datenlogger. Dabei werden die weitgehend barrierefreien Fahrwege der Stacker/Reclaimer genutzt, da die bis zu 13 m hohen Halden einen direkten Funkkontakt unmöglich machen. Dort wo eine direkte Funkverbindung über benachbarte Datenlogger nicht möglich war, wurden gesonderte Funkstationen dazwischengeschaltet.



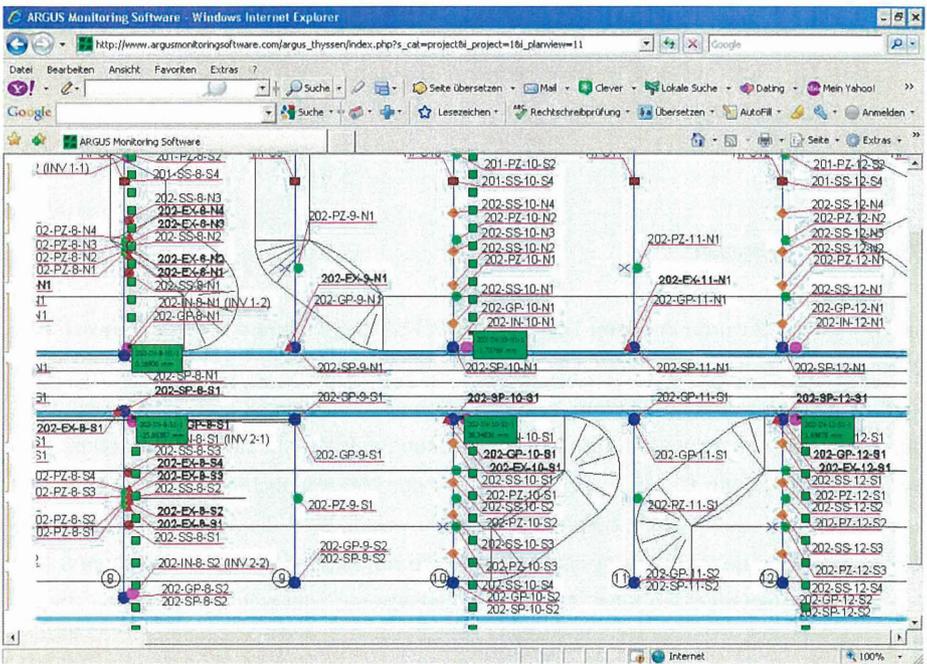
**Bild 16** Verkabelung und Datenerfassung der Messgeber entlang Runway SR 403



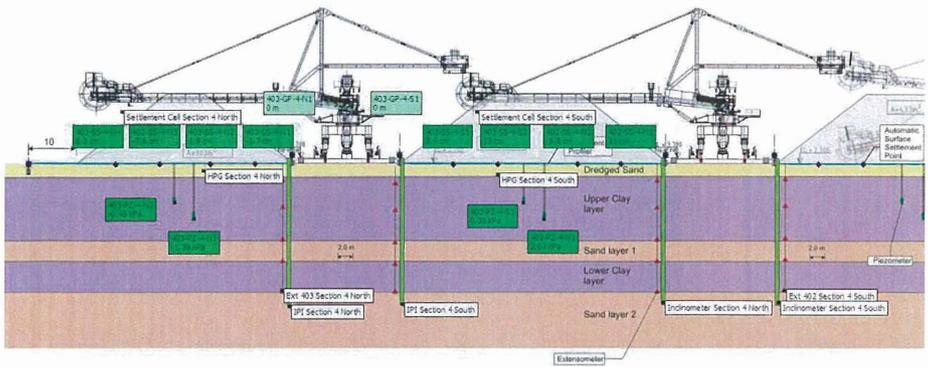
**Bild 17** Settlement-Profilier Endplatte und Festpunkt mit Ausgleichsbehälter für Setzungsmesspunkte (links) sowie Datenlogger mit autarker Stromversorgung über Solarzellen und Funkmodul

Die erfassten Daten aus den Messungen an den manuell zu messenden Inklinometern, Settlement Profilern und Extensometer, werden entweder direkt aus den zur Messung genutzten PDA-Geräten oder über vorgefertigte Datenmasken in den Server aufgespielt und von dort zusammen mit den automatischen Messgebern in die datenverarbeitende Software auf einer Internetplattform übergeben.

Die internetbasierte Visualisierungsplattform ('ARGUS') mit einer projektspezifisch optimierten Struktur und Oberfläche stellt alle erfassten und verarbeiteten Daten entweder in Messquerschnitten, im Grundriss oder als Messkurven dar. Bei der Gestaltung der Messwertdarstellung wurde vor allem darauf geachtet, dass eine ganzheitliche Darstellung eine schnelle Erfassung der relevanten Messwerte ermöglicht, um so schnell auf unvorhergesehene Mechanismen durch Haldenregulierungen oder Maßnahmen am Gleiskörper reagieren zu können. Dabei hilft auch die vom Status abhängige farbliche Markierung der einzelnen Messwerte, die es ermöglicht, das Überschreiten definierter Grenzwerte anzuzeigen (Bild 18 und 19).



**Bild 18** Internetbasierte Messwertvisualisierung: Ausschnitt aus dem Lageplan (Fahrgasse mit anschließenden Halden) mit Messgeber-Nummerierung



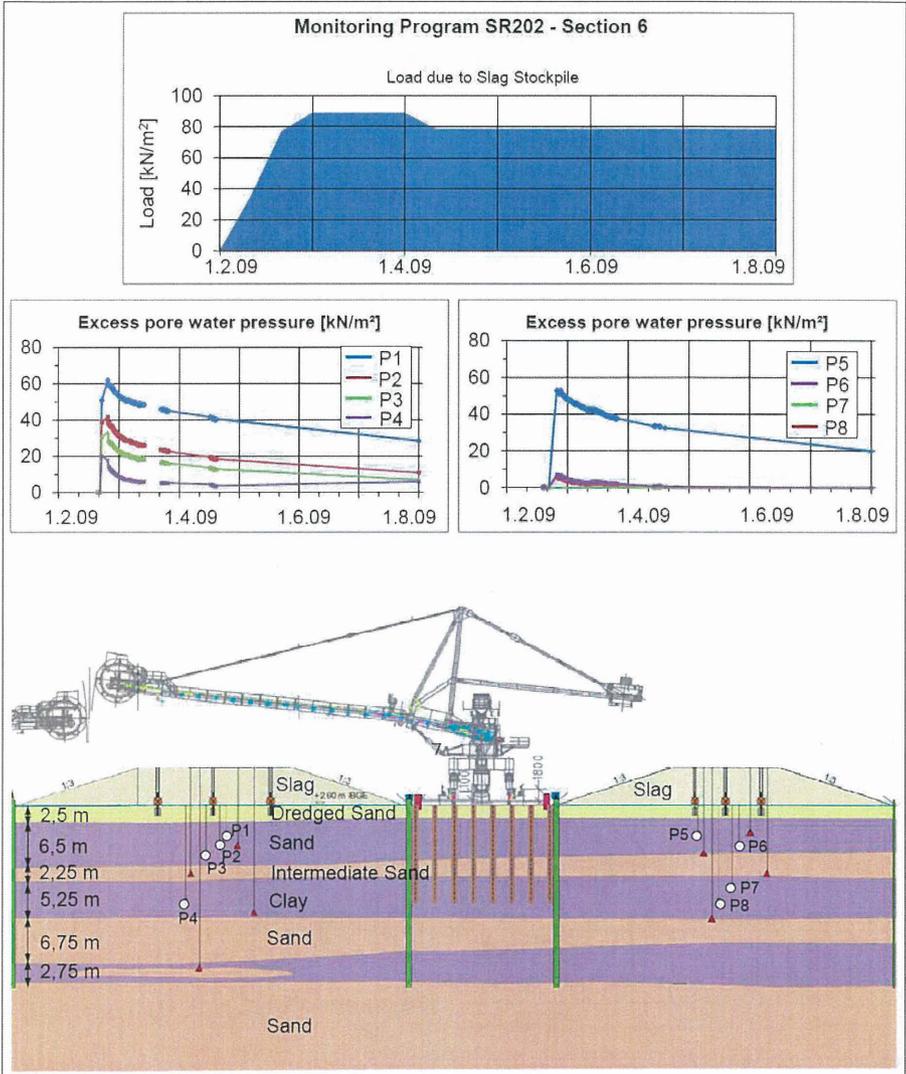
**Bild 19** Internetbasierte Messwertvisualisierung: Exemplarische Darstellung eines Messquerschnitts

## 5.5 Messergebnisse

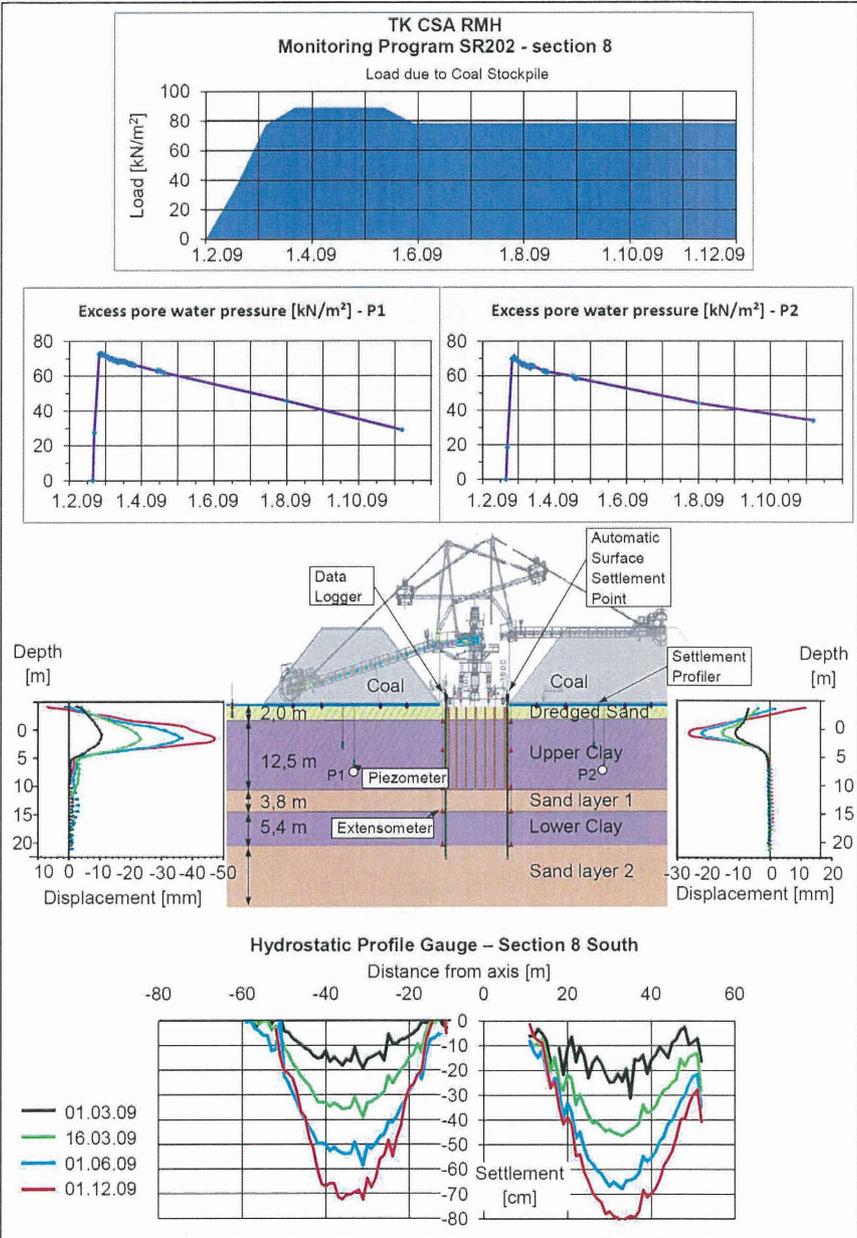
Im Februar 2009 wurde in einem Teilbereich des Kohlelagers beidseitig des Runways 403 in einem Test Kohle eingehaldet. Die resultierende Sohlspannung an der Haldenbasis beträgt rund  $80 \text{ kN/m}^2$ . In den Bildern 20 und 21 sind die über einen Zeitraum von einem halben Jahr nach Einhaltung bei konstanter Einwirkung aufgezeichneten Messergebnisse für die Messquerschnitte 6 und 8 ausgewertet. Da der Messquerschnitt 6 (Bild 20) in einer vorlaufenden Probeschüttung bereits beansprucht wurde, stellt die Aufhaltung im Februar 2009 eine wiederholte Belastung dar, während die Aufhaltung im Messquerschnitt 8 (Bild 21) zu einer Erstbelastung führt. Aus den aufgetragenen zeitvarianten Verläufen der automatischen und händischen Messungen ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Bei der Erstbelastung entstehen im Oberen Ton in einer Tiefe von 6 m bis 10 m unter Lagerfläche trotz der eingebrachten Vertikaldräns relative Porenwasserüberdrücke ( $\Delta u = 70\text{-}75 \text{ kN/m}^2$ ) in einer Größenordnung von rund 90 % der aufgebrachten Oberflächenlast, die sich innerhalb eines Zeitraums von 6 Monaten um rund 50 % auf  $\Delta u = 30\text{-}35 \text{ kN/m}^2$  abbauen (Bild 21).

- Bei einer Wiederbelastung reduzieren sich die induzierten maximalen relativen Porenwasserüberdrücke ( $\Delta u = 55-60 \text{ kN/m}^2$ ) auf rund 75 % der aufgetragenen Oberflächenlast. Die Porenwasserüberdrücke bauen sich innerhalb von 6 Monaten ebenfalls auf die



**Bild 20** Erste Messergebnisse im Kohlelager · Messquerschnitt 6



**Bild 21** Erste Messergebnisse im Kohlelager · Messquerschnitt 8

Hälfte ihres initialen Wertes ab (Bild 20).

- Die Ergebnisse der Messungen mit den Settlement Profilern zeigen, dass sich unter den Halden im sechsmonatigen Beobachtungszeitraum Setzungsmulden mit Setzungsbeträgen von rund 70 cm bis 80 cm in Haldenmitte und rund 10 cm im Haldenfußbereich ausbilden (Bild 21).
- Die am Rand der Runways vor dem Haldenfuß mit den Inklinometern über die Tiefe gemessenen horizontalen Verschiebungen im Baugrund konzentrieren sich ausschließlich auf die ersten Meter im Oberen Ton und erreichen hier Größtwerte von rund 2,5 cm bis 4,5 cm, liegen also in einer für die Gebrauchstauglichkeit der Runways unkritischen Größenordnung (Bild 21).

## **6 Resümee und Ausblick**

Die Realisierung des Rohstofflagers für das neue Hüttenwerk der ThyssenKrupp AG war aus geotechnischer Sicht bedingt durch die extrem ungünstigen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse auf der einen Seite und die hohen Anforderungen, die sich aus dem hohen Gewicht (750 t) der Stacker/Reclaimer und den Ansprüchen an die Lagegenauigkeit der Runways andererseits ergaben, eine große Herausforderung. Das entwickelte Konzept einer duktilen Lösung mit Baugrundverbesserungsmaßnahmen und einem justierbaren Schiene-Schwelle-Schotter-System für die Runways der schienengebundenen Großbagger stellt unter den gegebenen Randbedingungen im Vergleich zu anderen Lösungsansätzen mit Abstand ein technisches und ökonomisches Optimum dar. An das Bemessungskonzept waren im Hinblick auf die numerische Prognose von Verformungen, Beanspruchungen und Standsicherheiten unter Berücksichtigung des durch ausgeprägte Konsolidierungs- und Kriechprozesse bedingten, komplexen Materialverhaltens des Oberen Tons hohe Anforderungen zu stellen.

Die nachhaltigen Optimierungen, die im Zuge des Planungsprozesses bei dem Design von Baugrundverbesserungen und Dimensionierung der Geotextil- und Geogitter-Bewehrung der Tragschichten erzielt werden konnten und die angesichts der Knappheit an Arbeitsmitteln und Werkstoffen erst die fristgerechte Fertigstellung des Stock Yards ermöglichten, bedingen aber auch, dass nicht alle Lagerflächen von Beginn an vollumfänglich bis zur maximalen Haldenhöhe zur Verfügung stehen. Vielmehr werden der zeitvariante Abbau

der relativen Porenwasserüberdrücke und der zeitvariante Zuwachs der effektiven Scherfestigkeit des Oberen Tons rechnerisch in Anspruch genommen.

Die Anwendung der Beobachtungsmethode war daher von Beginn an zentraler Bestandteil des Bemessungs- und Sicherheitskonzeptes. Das entwickelte Messkonzept wird in den ersten ein bis zwei Jahren der Betriebsphase das maßgebende Werkzeug zur Steuerung der Einhaltungs- und Aushaltungsabläufe sein. Damit realisiert sich hier der seltene Fall, dass eine bauliche und betriebliche Einrichtung nicht nur in Abhängigkeit von den messtechnisch aufgezeichneten Reaktionen des Baugrundes errichtet, sondern auch betrieben werden wird.

Das Messkonzept konzentriert sich dabei auf den in den numerischen Prognosen als 'Leitparameter' identifizierten Messgrößen wie Porenwasserdruck und Verformungen des Oberen Tons. Das Konzept entspricht hinsichtlich der Messgeberauswahl und der Kombination von händischen und automatischen Messungen auch durch die internetbasierte Messwertauswertung den Anforderungen an eine zügige Visualisierung der Messergebnisse. Besondere Anforderungen ergaben sich aus den extrem widrigen Umwelteinflüssen und aus der großen räumlichen Ausdehnung des Stock Yards mit durch die Halden variierenden Bezugsachsen.

Die ersten Messergebnisse belegen die Funktionalität des entwickelten Messkonzeptes, aber auch die Übereinstimmung der rechnerischen Prognosen mit den bis dato beobachteten Reaktionen des Oberen Tons.

## Literatur

Alexiew, D., Moormann, Chr., Jud, H. (2009)

*Optimierter Einsatz von Geokunststoffen für die Gründung eines 380.000 m<sup>2</sup> großen Rohstofflagers in Brasilien.* 11. Tagung über Kunststoffe in der Geotechnik, FS-KGEO 2009, Technische Universität München

Alexiew, D., Moormann, Chr. (2009)

*Optimized geosynthetic solutions for a large stock yard on soft soils.* Proc. 2nd International Conference 'Geosynthetics Middle East' - Waterproofing Systems and Reinforced Structures, Dubai / UAE., 10-11 November 2009

- Glockner, A., Igelbüscher, A., Moormann, Chr., Jud, H., Kunzmann, M. (2008)  
*Bau eines neuen Stahlwerks auf weichen Sedimentböden nahe Rio de Janeiro - Geotechnische Herausforderungen in ungewöhnlichen Dimensionen.* Vorträge der 30. Baugrundtagung 2008 in Dortmund, 24.-27.09.2008, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 199-206
- Machado, R., Demange, M., McCreath, I. and Moutte, J. (2000)  
*Crustal Zoning of Neoproterozoic Pre-Collisional Granitoids.* The Paraíba do Sul Belt, Rio de Janeiro, Brazil in Revista Brasileira de Geociências 30 (2000/1): 070-073.
- Wegner, R., Candeias, M., Moormann, Chr., Jud, H., Glockner, A. (2009)  
*Soil improvement by stone columns for the ore storage yard at the Rio de Janeiro steel plant in soft alluvial deposits.* Proc. 17<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE, Alexandria, Egypt, 5-9 October 2009

**Autoren:**

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann**

Smoltczyk & Partner GmbH  
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart  
Tel.: 0711/131 64-0, Fax: 0711/131 64-64

IGS · Institut für Geotechnik  
Universität Stuttgart  
Pfaffenwaldring 35 · 70569 Stuttgart  
Tel.: 0711/685-64237, Fax: 0711/685-62439  
christian.moormann@igs.uni-stuttgart.de

**Dr.-Ing. Andreas Glockner**

ThyssenKrupp AG  
Kaiser-Wilhelm-Straße 100 · 47166 Duisburg  
Tel.: 0203/52-0, Fax: 0203/52-25102  
andreas.glockner@thyssenkrupp.com

**Dipl.-Ing. Holger Jud**

**Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser**

Smoltczyk & Partner GmbH  
Untere Waldplätze 14 · 70569 Stuttgart  
Tel.: 0711/131 64-0, Fax: 0711/131 64-64  
jud@smoltczykpartner.de  
holzhaeuser@smoltczykpartner.de



## **Strukturintegrierter faseroptischer Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung von Betonpfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethode**

Matthias Schallert, Joachim Stahlmann, Wolfgang R. Habel

### **Zusammenfassung**

Faseroptische Sensoren (FOS) finden immer breiteren Einsatz in den verschiedenen Bereichen der Bautechnik, wobei Verformungsmessungen in der Geotechnik mit dieser Sensorik und deren Strukturintegration besondere Bedeutung zukommt. Bei Tiefgründungen z. B. mit Betonpfählen kann es zu Schäden am Pfahl mit der Folge unzu-reichender Tragfähigkeit kommen. Die Bewertung des Tragverhaltens und der Integrität von Pfählen erfolgt durch dynamische und statische Pfahlprüfungen. Die Interpretation der Ergebnisse dieser Prüfmethode kann bei bestimmten Verhältnissen schwierig sein. Es wurden deshalb hochauflösende beton-einbettbare Messwertaufnehmer auf Basis von faseroptischen Sensoren entwickelt, mit denen eine entsprechende Bewertung auch bei schwierigen Verhältnissen ermöglicht werden soll. Um selbst bei hoher mechanischer Beanspruchung zuverlässig Messwerte aus dem Betoninneren zu erhalten, wurden systematisch alle erforderlichen Entwicklungsschritte durchlaufen. Als Ergebnis liegt ein robuster und zugleich hochempfindlicher Aufnehmer vor, der sowohl bei der dynamischen Pfahlintegritätsprüfung als auch bei der dynamischen und statischen Probelastung eingesetzt werden kann. Im Beitrag werden Untersuchungen zur Dehnungsübertragung, zur reproduzierbaren Applikation der Sensoren sowie ausgewählte Ergebnisse an Modellpfählen und Probepfählen in situ vorgestellt.

### **1 Einleitung**

Seit einigen Jahren werden faseroptische Sensoren (FOS) bereits erfolgreich im Bauwesen eingesetzt, wobei die Integration dieser Sensoren in die Struktur von Bauteilen, d. h. deren Einbettung in den Baustoff zum Erreichen eines optimalen Verbunds, in den letzten Jahren besondere Bedeutung erlangt hat. In der Geotechnik einsetzbare faseroptische Sensorsysteme [1] und neue Sensorentwicklungen [2] ermöglichen, Strukturschäden frühzeitig zu erkennen und zu bewerten sowie das Tragverhalten von Bauteilen zu bestimmen. Entscheidende Vorteile von FOS gegenüber konventionellen Sensoren sind dabei, dass diese durch das Fehlen elektrischer Komponenten am Sensor blitzsicher und elektromag-

netisch unbeeinflussbar sind. Sensorelement und Zuleitungen haben zudem geringe Abmessungen und Masse. Dadurch wird eine nahezu rückwirkungsfreie Integration in ein Bauteil ermöglicht. Darüber hinaus stoßen konventionelle Messverfahren, z. B. elektrische Sensoren, bei den extremen Bedingungen in der Geotechnik oft an Grenzen. Bei besonderen Anforderungen können FOS deshalb eine sinnvolle Ergänzung zur konventionellen Messtechnik sein.

Im Bereich der Pfahlprüfung haben sich in den letzten ca. 30 Jahren die dynamischen Verfahren derart weiterentwickelt, dass diese in die Normung aufgenommen, nationale Empfehlungen formuliert wurden und die Verfahren als Stand der Technik zur Bewertung der Integrität und Tragfähigkeit angesehen werden [3, 4, 5]. Dies betrifft die dynamische Integritätsprüfung mit der Low-Strain-Methode und die dynamische Probelastung mit der High-Strain-Methode, die auf der Theorie der eindimensionalen Wellenausbreitung basieren. Am Pfahlkopf erzeugte Wellen pflanzen sich in Pfahlängsrichtung fort, werden am Pfahlfuß, an Impedanzänderungen und durch angreifenden Bodenwiderstand reflektiert. Aus der Strukturantwort, die am Pfahlkopf mit elektrischen Sensoren erfasst wird, werden mit der Integritätsprüfung Rückschlüsse auf die Pfahlstruktur gezogen (Bild 1) und mit der dynamischen Probelastung das Tragverhalten von Einzelpfählen bestimmt.

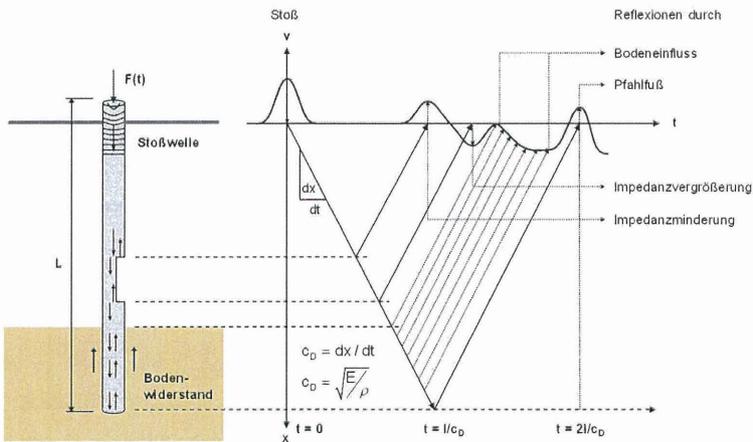


Bild 1: Charakteristische Wellenausbreitung im Pfahl.

Bei bestimmten Randbedingungen können die Aussagemöglichkeiten der Low-Strain-Methode eingeschränkt sein. Das kann z. B. bei Überlagerung von Wellen durch mehrere Abweichungen von der planmäßigen Pfahlstruktur der Fall sein. In Bild 2 sind schematisch mögliche Abweichungen von der planmäßigen Struktur bei Betonpfählen dargestellt.

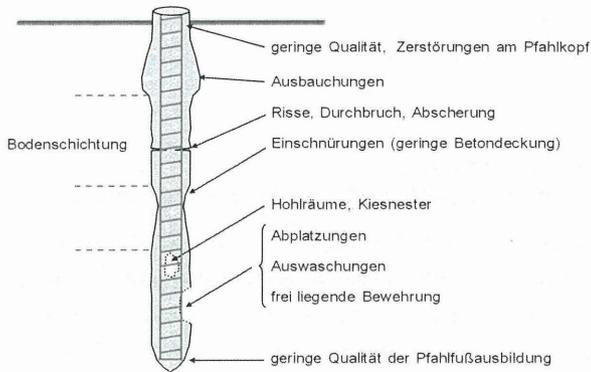


Bild 2: Schematische Darstellung möglicher Strukturabweichungen bei Betonpfählen.

Bei der High-Strain-Methode zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen können die Ergebnisse z. B. bei kriechfähigen, bindigen Böden mit Unsicherheiten behaftet sein, weshalb in DIN 1054 bei derartigen Böden die Kalibrierung an den Ergebnissen statischer Probelastungen gefordert wird.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens, gefördert durch das BMWi, Pfahlhersteller und weitere Industriepartner, wurde deshalb ein Messverfahren auf Basis eines hochauflösenden faseroptischen Mikrodehnungsaufnehmers (extrinsischer Fabry-Perot-Interferometer-Sensor, kurz: EFPI-Sensor) für die zuverlässige Analyse von Betonpfählen entwickelt. Das Ziel dieser Entwicklung war einerseits, die faseroptische Sensorik für die dynamische Pfahlprüfung nutzbar zu machen und somit ein Messsystem zu erhalten, das für dynamische und statische Pfahlprüfverfahren anwendbar ist. Andererseits soll auf der Grundlage der erweiterten Pfahlinstrumentierung mit dieser Sensorik im Vergleich zur heute angewendeten Messtechnik durch die zusätzlich aus dem Pfahlinnern gewonnenen Messergebnisse den bestehenden Unsicherheiten bei der Interpretation von Ergebnissen begegnet werden.

Für diese spezielle geotechnische Anwendung war die Sicherstellung einer zuverlässigen Übertragung der Messinformation, insbesondere bei dynamischer Beanspruchung, über den in Beton einzubettenden Sensorträger auf den applizierten Fasersensor wichtig. Neben umfangreichen Untersuchungen zur Dehnungsübertragung auf oberflächenapplizierte FOS wurde ein Sensorträger für die Einbettung in Beton unter Berücksichtigung der Betoneigenschaften und der Wellenausbreitungsvorgänge der dynamischen Prüfverfahren konstruiert. Zur Validierung fanden Untersuchungen an Betonprobekörpern und Modellpfählen im Labor sowie an realen Fertigpfählen aus Stahlbeton statt. Die Ergebnisse der

faseroptischen Sensoren wurden mit denen von Dehnungsmessstreifen am gleichen Messort und mit denen herkömmlicher Sensorik für dynamische Pfahlprüfungen verglichen.

## 2 Dehnungsübertragung auf extrinsische Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren

Als sensitive Grundelemente der faseroptischen Messaufnehmer wurden extrinsische Fabry-Perot-Interferometer (EFPI-Sensoren) verwendet. Diese beruhen auf dem Prinzip der Mehrfachinterferenz und werden für unterschiedliche Messaufgaben im Bauwesen eingesetzt, z. B. für die Deformationsanalyse zementgebundener Werkstoffe [6]. Im Strahlengang einer optischen Faser sind zwei planparallele und halbdurchlässige Spiegel (gebrochene Stirnflächen zweier sich gegenüberstehender Faserenden) in einer Kapillare angeordnet. Beide Fasern sind an den Enden der Kapillare befestigt. Dadurch ist die Messbasis des Sensors festgelegt, die ca. 3 mm bis 10 mm beträgt. Der Resonatorraum, ein wenige Mikrometer großer Spalt zwischen den Faserstirnflächen, ist im hier verwendeten Fall luftgefüllt. Die in der optischen Faser (Messfaser) am ersten Spiegel (Reflektor) ankommende monochromatische kohärente Strahlung einer Laserdiode wird dort zum Teil reflektiert. Der übrige Teil wird in den luftgefüllten Resonatorraum gebrochen, an der gegenüberliegenden Stirnfläche der Absorptionsfaser (2. Reflektor) erneut reflektiert und trifft zeitverzögert auf den ersten Reflektor zurück. Die reflektierten Teile sind phasenverschoben und interferieren. Der in die zweite Faser eintretende Teil wird an deren Ende absorbiert. In Bild 3 sind Aufbau und Prinzip schematisch dargestellt.

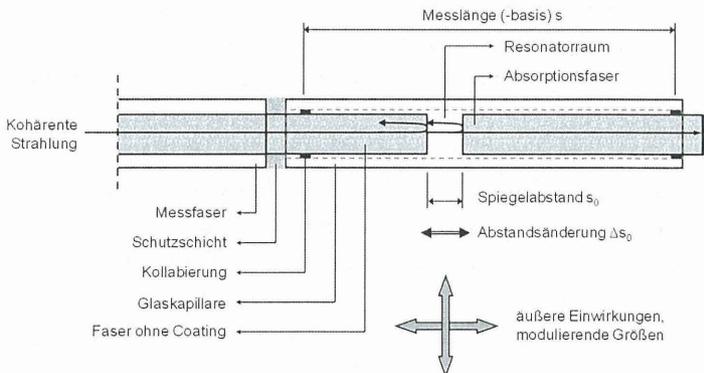


Bild 3: Prinzip und Aufbau des verwendeten EFPI-Sensors.

Durch diesen Aufbau ergibt sich der entscheidende Vorteil des EFPI-Sensors gegenüber alternativen faseroptischen Sensorvarianten. Es besteht nahezu Unempfindlichkeit gegenüber Temperatur und Querbeanspruchung. Leitungseinflüsse auf das Messsignal können weitestgehend kompensiert werden, da durch die Reflexionsmessung äußere Einwirkungen auf die optische Faser, die gleichzeitig Zuleitung und Messfaser ist, die interferierenden Wellen gleichermaßen beeinflussen. Durch das Messprinzip können sehr schnelle Messgrößenänderungen erfasst werden, da die Intensitätsschwankungen des Interferenzsignals ohne zeitaufwendige Umwandlungen direkt am Messgerät registriert werden können. Dies war das wesentliche Motiv für die Auswahl dieses Sensortyps für die Anwendung bei der dynamischen Pfahlprüfung.

Bei Verformungen der Kapillare in dessen Längsrichtung durch ein Messobjekt folgt eine Änderung des Spiegelabstands. Es entstehen sinusförmige Intensitätsschwankungen der interferierenden Wellenanteile, die in ein elektrisches Signal gewandelt werden. Die Intensität des Interferenzsignals wird für den Fall von luftgefülltem Resonatorraum (Brechzahl  $n_{\text{Luft}} \approx 1$ ), gleichen Reflexionsfaktoren an den beiden orthogonal zu einander stehenden Faserstirnflächen geringer Reflektivität durch folgende Gleichung beschrieben:

$$I_R = I_0 \cdot 2R \left[ 1 + \cos \frac{4\pi \cdot s_0}{\lambda} \right]$$

$I_R$  und  $I_0$  sind Ausgangs- und Eingangsintensität,  $R$  ist der Reflexionsfaktor der Spiegel,  $s_0$  deren Abstand und  $\lambda$  die Wellenlänge der eingestrahnten Laserstrahlung. Die Dehnung ergibt sich bezogen auf die Messbasis  $s$  nach Bild 3 zu:

$$\varepsilon = \frac{\Delta s_0}{s}$$

Die Herausforderung bei der Anwendung des EFPI-Sensors für die dynamische Pfahlprüfung bestand darin, eine sichere, möglichst verlustfreie Übertragung der Dehnung vom Pfahlbeton auf den Sensor zu erreichen. Dies erforderte eines auf die spezielle Messaufgabe angepassten konstruktiven Designs für die zuverlässige Ankopplung der Sensoren. Aufgrund der Eigenschaften von Beton und der nur geringen Abmessungen des sensitiven Elements wurde diese Ankopplung durch Klebung auf die Oberfläche von Stahl-Sensorträgern realisiert. Diese werden in Beton eingebettet und übernehmen zugleich wichtige Schutzfunktionen gegen unerwünschte chemische und mechanische Einwirkungen.

Da derzeit noch allgemein gültige Richtlinien und standardisierte Applizierungsmethoden für derartige Strukturankopplungen für diese Sensorik fehlen, wurde zunächst eine Metho-

de zur reproduzierbaren und zuverlässigen Dehnungsübertragung oberflächenapplizierter EFPI-Sensoren entwickelt. Die einzelnen Untersuchungen gliederten sich in

- orientierende analytische Berechnungen zur Dimensionierung von Sensor und Klebung (Ermittlung des Einflusses verschiedener Parameter auf die Dehnungsübertragung und zur Dimensionierung von Sensor und Klebung, Festlegung der Länge der Kapillare auf 15 mm und Länge der Messbasis von ca. 10 mm),
- experimentelle Untersuchungen durch standardisierte Zugversuche (Variation Klebstoffe und Geometrie der Klebung, Ermittlung zuverlässiger Dehnungsübertragungsfaktoren) und
- Übertragung der Ergebnisse auf die Applizierung der EFPI-Sensoren auf in Beton einbettbare Sensorträger (Entwicklung einer speziellen Methode der Sensorinstallation).

Die Ergebnisse der analytischen Berechnung [7] zeigten einen großen Einfluss von Länge, Steifigkeit und Schichtdicke des Klebstoffs auf den Dehnungsverlauf im Sensor und die vom Sensor ermittelte absolute Dehnung bezogen auf die Messlänge. Diese wurden für die Klebstoffauswahl und die Vordimensionierung der geometrischen Randbedingungen der Klebung für die experimentellen Untersuchungen genutzt. Eine möglichst große Haftungslänge und eine hohe Klebstoffsteifigkeit bei gleichzeitig sehr geringen Klebstoffschichtdicken wurden dabei angestrebt.

Bei den experimentellen Untersuchungen wurden zur Validierung der EFPI-Sensoren Faser-Bragg-Gitter-(FBG-) Sensoren und DMS auf standardisierten Zugproben aus nichtrostendem, austenitischem Chrom-Nickel-Stahl (Bezeichnung: 1.4301) verwendet. Die Dehnungsbeanspruchung dieser Proben wurde mit einer Prüfeinrichtung im elastischen Dehnungsbereich bis ca. 1.000  $\mu\text{m}/\text{m}$  aufgebracht. Die Prüflinge wurden quasi-statisch mehreren Be- und Entlastungszyklen je Messreihe im klimatisierten Raum bei konstanter Temperatur unterworfen (Bild 4). Drei Klebstoffe mit unterschiedlichen Eigenschaften wurden in die Untersuchungen einbezogen.

Anhand der Ergebnisse der FBG-Sensoren wurden die zwei Klebstoffe mit den besten Dehnungsübertragungseigenschaften bei guter Reproduzierbarkeit ermittelt und mit diesen die Untersuchungen zur Klebstoffgeometrie bei Verwendung der EFPI-Sensoren durchgeführt. Die Sensoren wurden mit halber Umfangslänge im Klebstoff eingebettet, woraus eine ca. 100  $\mu\text{m}$  dicke Klebstoffschicht folgte. Darüber hinaus wurde das Dehnungsverhalten bei vollständiger Einbettung im Klebstoff untersucht ( $\geq 210 \mu\text{m}$  Schichtdicke).

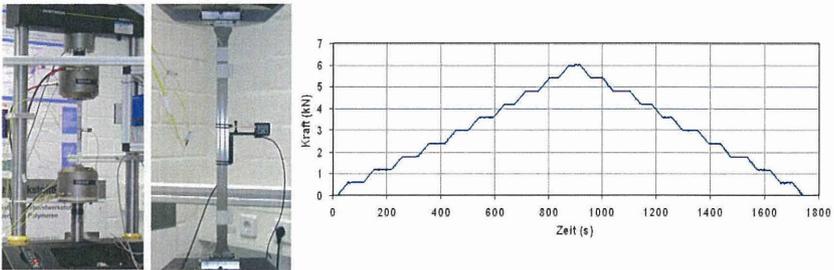


Bild 4: Prüfeinrichtung mit eingebauter Zugprobe (links) und typischer Belastungs-Zeit-Verlauf (rechts). Zur Datenerfassung für die EFPI-Sensoren kam ein speziell von der BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung entwickeltes Mehrkanalmessgerät zum Einsatz. Die Wellenlänge der verwendeten Laserstrahlung beträgt hier 1.310 nm. Die FBG-Sensoren und DMS wurden mit kommerziell erhältlichen Geräten ausgelesen. In Tabelle 1 sind die wesentlichen Ergebnisse der EFPI-Sensoren mit den zwei besten geeigneten Klebstoffen zusammengefasst. Das beste Übertragungsverhalten konnte mit einem mittleren Übertragungsfaktor von 0,978 (2,2 % Dehnungsverlust) erreicht werden.

Tabelle 1: Dehnungsübertragung auf EFPI-Sensoren: Variation Klebstoff und Schichtdicke.

Klebstoff	Einbettung Sensor	max. Sensordehnung $\epsilon_S$ ( $\mu\text{m/m}$ ) *	max. Übertragungsfaktor $\epsilon_S/\epsilon_T$ (-)*	mittlerer Übertragungsfaktor $\epsilon_S/\epsilon_T$ (-)**	Standardabweichung ( $\mu\text{m/m}$ ) **	Variationskoeffizient (%)**
Typ A	halb	1.004,97	0,978	0,967	8,40	0,85
	vollständig	954,50	0,929	0,909	18,83	1,94
Typ C	halb	1.011,57	0,985	0,978	7,96	0,79
	vollständig	974,77	0,949	0,932	30,16	3,15

Ergebnisse Einzelmessungen, \*\* Mittelwerte aller Messungen für alle EFPI-Sensoren

Die Streuungen der Ergebnisse halb eingebetteter EFPI-Sensoren liegt bei < 1 %. Die Messungen bei vollständiger Einbettung der Sensoren zeigten größere Abweichungen und Streuungen.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen waren grundlegende Voraussetzung für die Entwicklung der erforderlichen Applizierungsmethode der EFPI-Sensoren auf die in Beton zu integrierenden Messaufnehmer. Es wurde eine entsprechende Klebstoffauswahl getroffen

und die Geometrie der Klebung festgelegt. Dafür wurden die EFPI-Sensoren im Innern eines zylindrischen Sensorträgers appliziert.

### 3 Dehnungsübertragung vom Beton auf den Sensorträger

Die Entscheidung, einen Sensorträger als Übertragungsglied zwischen Beton und dem sensitiven Element zu verwenden, ist hauptsächlich durch die Inhomogenität des Baustoffs Beton begründet. Ein weiterer entscheidender Grund ist die Kalibrierbarkeit des Aufnehmers unter definierten Bedingungen im Labor. Der Sensorträger wurde in dieser Entwicklungsphase so konstruiert, dass nur Verformungen in Längsrichtung erfasst werden. Die einzelnen Entwicklungen zum Sensorträger und Messaufnehmer umfassten

- die konstruktive Auslegung,
- die Sensorinstallation,
- Untersuchungen an Probekörpern bei statischer und dynamischer Anregung sowie
- Maßnahmen zum Messstellenschutz.

Der Sensorträger ist ein Hohlzylinder, auf dessen innerer Oberfläche mit einer dafür neu entwickelten Methode je zwei EFPI-Sensoren appliziert wurden. Zum Vergleich wurden auf der äußeren Oberfläche DMS angeordnet. Im Innern der Messaufnehmer wurde zusätzlich ein piezoelektrischer Beschleunigungsaufnehmer zur Bestimmung der Schwinggeschwindigkeit installiert, um eine weitere Vergleichsgröße aus dem Betoninnern zur herkömmlichen Sensorik der dynamischen Pfahlprüfverfahren zu erhalten. Über Flansche an den Enden des Zylinders wird die Dehnung vom Beton auf den zylindrischen Teil übertragen.

Die konstruktive Gestaltung des Sensorträgers umfasst im Wesentlichen die Dimensionierung der Messlänge und die Bemessung der Dehnsteifigkeit. Um die mittlere Betondehnung zuverlässig zu erfassen, ist eine genügend große Messlänge, um die dynamischen Dehnungsvorgänge verlustfrei messen zu können, eine ausreichend kleine Messlänge erforderlich. Die minimale Messlänge wurde aus Erfahrungswerten mit dem 5-fachen Durchmesser der größten Zuschlagstoffe des Betons festgelegt. Die maximale Messlänge wird aus der Anforderung abgeleitet, eine definierte Auflösung der kleinsten auftretenden Wellenlänge bei dynamischer Belastung zu erreichen. Entscheidend ist dabei die Grenzwellenlänge der Dehnwelle. Die Dehnsteifigkeit des Sensorträgers wurde in Anlehnung an einen Ansatz von Rohrbach [9] auf die des Betons angepasst.

Mit der speziell entwickelten Applizierungshilfe wurde zunächst die Übertragung der definierten Klebstoffgeometrie von den Verhältnissen der Zugversuche (ebene metallische Oberfläche) auf eine gekrümmte weniger gut zugängliche Oberfläche im Inneren des

Hohlzylinders sichergestellt. Dadurch wird die Klebstoffgeometrie speziell für die geometrischen Randbedingungen des EFPI-Sensors exakt vorgegeben und der Sensor genau mittig im Sensorträger platziert. Das gewählte Material der Applizierungshilfe geht keine feste Verbindung mit dem Klebstoff ein, so dass diese nach Erhärtung leicht entfernt werden konnte.

Der Messbereich, in dem die Sensoren mit ausreichend hoher Empfindlichkeit zuverlässig messen sollen, reicht von wenigen  $\mu\text{m}/\text{m}$  bei Anwendung der Low-Strain-Integritätsprüfung von bis zu sehr hohen Dehnungen bei der dynamischen Probelastung, die durchaus im Bereich der Dehnungen bei maximaler Betondruckspannung liegen können. Die Mindestanforderung wurde mit ca.  $\pm 1.000 \mu\text{m}/\text{m}$  bei linear-elastischem Verhalten angenommen.

Bild 5 zeigt einen instrumentierten Aufnehmer für die weitere Anwendung im Modellpfahl, die Einbettung in Betonprobekörper, sowie den Aufbau eines Belastungsversuchs für statische Beanspruchung, der bis zum Bruch der Probekörper durchgeführt wurde.

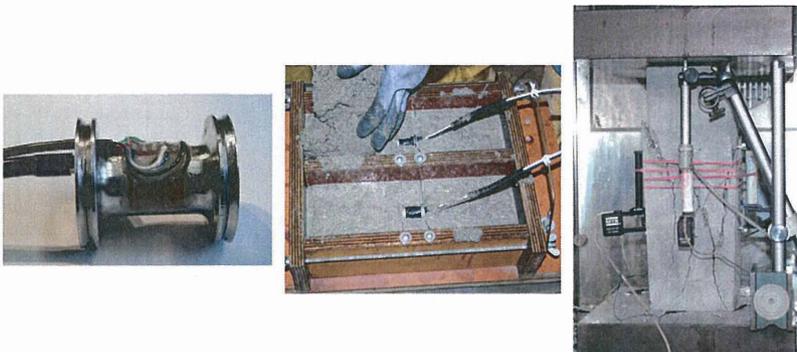


Bild 5: Instrumentierter Messaufnehmer für Modellpfahlmessungen (links), Einbettung in Betonprobekörper (Mitte) und Test in der Prüfeinrichtung (rechts).

Nach der Kalibrierung der Aufnehmer wurden Untersuchungen bei statischer und dynamischer Belastung der Betonprobekörper durchgeführt.

Die Probekörper wurden mehrfach mit einer Prüflast von 135 kN (ca. 1/3 der Bruchlast) belastet und das Dehnungsübertragungsverhalten untersucht. Anschließend wurden die Probekörper bis zum Bruch belastet, um das Verhalten der eingebetteten Aufnehmer bei hohen Verformungen bewerten zu können. An jeder Seitenfläche der Prismen waren dabei zusätzlich elektrische Wegaufnehmer zu Vergleich angeordnet. Dabei wurde eine gute Übereinstimmung zwischen EFPI-Sensoren und DMS am Messaufnehmer mit Abweichungen  $< 1 \%$  festgestellt. Dies verdeutlicht die Notwendigkeit der vorab ermittelten Dehnungsübertragungsfaktoren, die bei der Auswertung berücksichtigt wurden. Die Abwei-

chungen zwischen den im Innern vom eingebetteten Aufnehmer und den an der Oberfläche gemessenen Dehnungen beträgt im Bereich der Prüflast ca. 5 % bis 7 % und werden teilweise auf die Streuung der Eigenschaften der Betonzuschlagstoffe und auf eine gewisse Rückwirkung der Aufnehmer auf die Dehnung im Betonprobekörper zurückgeführt. Bei den Untersuchungen zur Wellenausbreitung in den Beton-Probekörpern wurden die Dehnwellen durch Stoßanregung mit Handhammer (Stahl) und Stahlkugeln erzeugt. Diese Anregung ist mit der bei der Low-Strain Integritätsprüfung auftretenden vergleichbar. Durch die dabei entstehenden Vielfachreflexionen an den Stirnflächen der Prismen wird der Wellendurchgang von den eingebetteten Aufnehmern mehrfach in nur wenigen Mikroskunden erfasst. Die Messwertverläufe wurden deshalb mittels Fast-Fourier-Transformation im Frequenzbereich dargestellt und bewertet. In Bild 6 sind für eine Anregung mit Handhammer repräsentative Frequenzspektren der Dehnungsverläufe von EFPI-Sensoren und DMS gegenübergestellt (links). Das Diagramm auf der rechten Seite zeigt die Spektren der aus den Beschleunigungen bestimmten Geschwindigkeitszeitverläufe für unterschiedliche Anregungen.

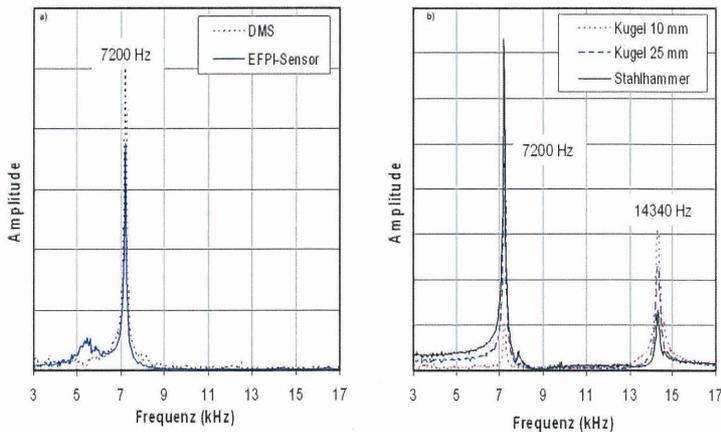


Bild 6: Links: Ergebnisse des EFPI-Sensors und DMS im Frequenzbereich bei Anregung mit Stahlhammer, rechts: Ergebnisse des Beschleunigungssensors im Frequenzbereich bei Anregung mit Stahlhammer und Stahlkugeln.

Anhand dieser Ergebnisse konnte gefolgert werden, dass auch die Wellenausbreitung, die bei der Low-Strain-Integritätsprüfung entsteht, mit den eingebetteten Aufnehmern erfasst werden kann. Weitere Ergebnisse der Untersuchungen zur Dehnungsübertragung an den Probekörpern können [7] entnommen werden.

## 5 Modellpfahl-Messungen

Die Eignung der sensorischen Entwicklungen bei der Anwendung dynamischer Pfahlprüfungen wurde durch Messungen an instrumentierten Modellpfählen in einem Versuchstand des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig untersucht. Dabei stand die Erfassung der Wellenausbreitung mit den faseroptischen Sensoren, insbesondere bei nur sehr geringen Verformungen im Vordergrund. Bild 7 zeigt die Instrumentierung der Modellpfähle, die im Fertigteilpfahlwerk der Firma Centrum Pfähle GmbH mit kontrollierter Betonqualität hergestellt wurden.

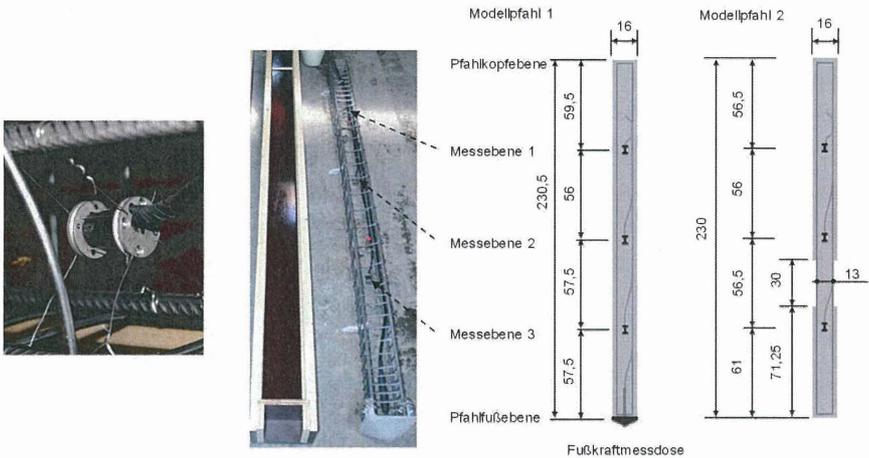


Bild 7: links: an der Bewehrung fixierter Aufnehmer, Mitte: instrumentierter Bewehrungskorb, rechts: Abmessungen und Lage der Aufnehmer in den Pfählen.

Je Pfahl waren drei Aufnehmer in drei Messebenen (ME) und bei Modellpfahl 1 zusätzlich eine Fußkraftmessdose angeordnet. Modellpfahl 2 wurde planmäßig im Querschnitt um 34 % zwischen Messebene ME2 und ME3 axialsymmetrisch geschwächt. Die Dimensionierung der Modellpfähle erfolgte unter Berücksichtigung der zu erwartenden Wellenausbreitungsvorgänge, um die Einflüsse aus der Versuchstandumrandung (Bild 9) zu minimieren.

Je Aufnehmer wurden fünf Dehnungssignale von zwei EFPI-Sensoren und drei DMS aufgezeichnet. Bei der Low-Strain-Integritätsprüfung wurde je Aufnehmer und zusätzlich auf der Pfahlkopfoberfläche ein Beschleunigungssignal erfasst, so dass je Pfahl Signale aus 19 Kanälen aufzuzeichnen und zu verarbeiten waren. Bei der Anwendung des High-Strain-Verfahrens wurde zu Vergleichszwecken das herkömmliche Messsystem mit zwei Dehnungs- und Beschleunigungssensoren verwendet. Für die Untersuchung zum Tragverhal-

ten bei statischer Belastung wurden die 15 Dehnungssignale und zusätzlich die Werte der Fußkraftmessdose vom Messsystem erfasst.

Für diese Untersuchungen wurde an der BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung ein modular aufgebautes Mehrkanalmessgerät entwickelt, das die simultane Erfassung der Signale aller EFPI-Sensoren ermöglicht. Die Strahlung einer Laserquelle (Wellenlänge 1310 nm) wird über einen 1:n-Koppler auf die faseroptischen Kanäle für einen Modellpfahl verteilt, zum Sensor hin und über den gleichen Lichtwellenleiter vom Sensor über einen Y-Koppler zu den Empfangsdioden geführt. Das Gerät enthält auch die Module zur Erfassung der Signale der Vergleichssensoren (DMS, Beschleunigungssensoren, Kraftmessdose). Eine besondere Anforderung an das Messsystem stellte die Datenerfassung für die kontinuierliche Lasteinwirkung bei statischer Belastung und für die kurzzeitige Stoßbelastung (Low-strain, High-strain) dar. Mit einer entsprechend auf die drei Belastungsarten abgestimmten Software konnten die Messungen simultan und synchronisiert durchgeführt und alle erfassten Signalantworten in Echtzeit dargestellt werden. Die maximale Messrate für die dynamischen Versuche war 60 kHz pro Kanal. Bild 8 zeigt die Messtechnik am Versuchsstand.

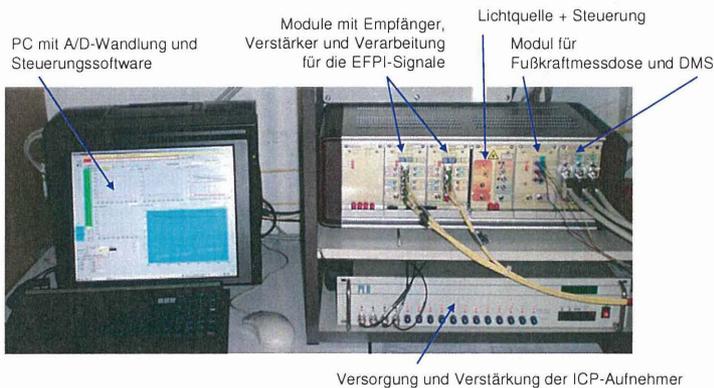


Bild 8: Messsystem mit Mehrkanal-Auslesegerät für die simultane Datenerfassung von faseroptischen und elektrischen Sensoren bei der Betonpfahlprüfung.

Bild 9 zeigt schematisch den Versuchsstand mit Belastungseinrichtungen, der aus zwei zylindrischen Betonschächten (Höhe 3,0 m, Innendurchmesser 1,2 m) besteht. Ein Schacht dient als Versuchsschacht und der zweite als Lager für den Modellboden. Der Transport von Geräten und Modellpfählen erfolgt mit einer Kranbahn. Mit einer Feststoffpumpe wird ein Gemisch aus Sand und Wasser über einen Einlauftrichter von einem Schacht in den anderen gefördert. Als Versuchsboden wurde ein Mittel- und Grobsand



stellt. Bild 10 zeigt die Wellenausbreitung im Modellpfahl 1. Links sind die normierten Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe an den Messebenen ME 1 bis ME 3 und das Signal vom Pfahlkopf dargestellt. Die zugehörigen Signale der EFPI-Sensoren sind, ebenfalls normiert auf deren Maximalwert, rechts dargestellt.

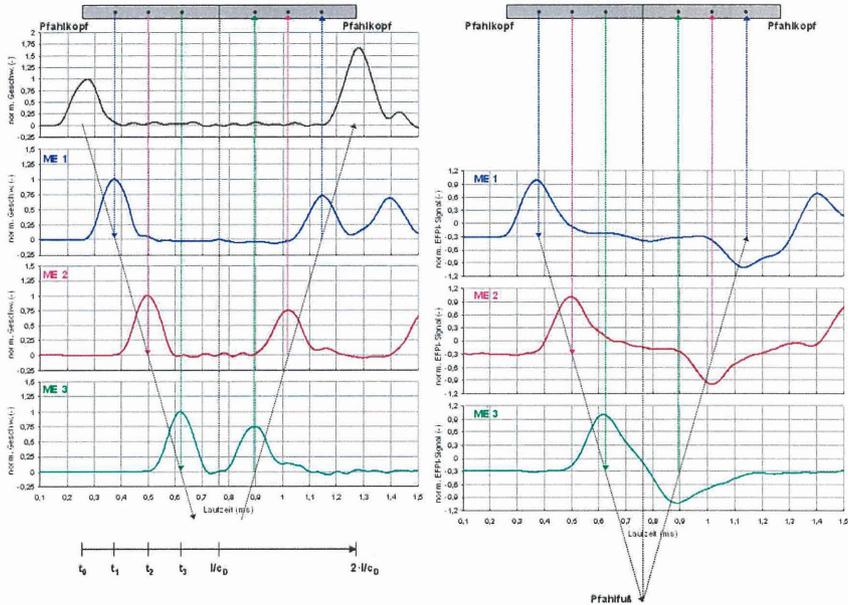


Bild 10: Wellenausbreitung am Modellpfahl 1: Impulseinleitung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  40 mm), links: Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe, rechts: Interferenzsignale der EFPI-Sensoren.

Es wird deutlich, dass die Erfassung der Wellenausbreitung unter den Bedingungen der Integritätsprüfung und den dabei entstehenden geringen Verformungen ( $<2 \cdot 10^{-6}$ ) mit den EFPI-Sensoren, appliziert auf dem entwickelten Sensorträger, möglich ist und das erwartete Verhalten abgebildet wird. Nach der Zeit  $t = l/c$  erfolgt die Reflexion am Pfahlfuß und nach  $t = 2 \cdot l/c$  wird die Welle wieder am Pfahlkopf registriert. Die Signale der EFPI-Sensoren zeigen als Dehnungssensoren im Unterschied zu den Beschleunigungssensoren diesen Ausschlag mit negativem Vorzeichen.

Im Bild 11 ist die Wellenausbreitung am Modellpfahl 2 mit künstlicher Geometriefehlstelle gezeigt. Zusätzlich zu den Reflexionen vom Pfahlfuß sind diese am Beginn und Ende der Querschnittsänderungen deutlich zu erkennen. Anhand der Messungen an ME1 können die Reflexionen vom Beginn und Ende der Fehlstelle zweimal zeitlich vor der Fußreflexion

erkannt werden. Dies ermöglicht auch zweimal die Bestimmung der Fehlstellenlänge. Die Länge der Fehlstelle kann eindeutig bestimmt werden.

Anhand der Ergebnisse von ME2 ist die Fehlstellenlänge nicht bestimmbar. Es treten Überlagerungen der Eingangswelle mit der Reflexion von der Fehlstelle auf. Grund dafür ist der geringe Abstand von der ME2 zur Fehlstelle.

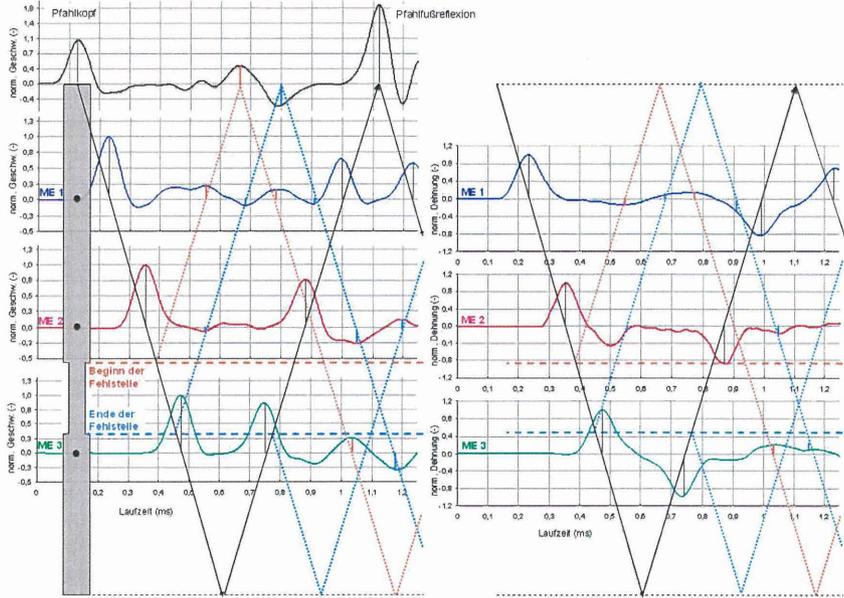


Bild 11: Wellenausbreitung am Modellpfahl 2 mit Querschnittsminderung, Impulseinleitung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  30 mm), links: Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe, rechts: Dehnungs-Zeit-Verläufe der EFPI-Sensoren.

Tabelle 2: Ermittelte Länge der Querschnittsminderung (Fehlstellenbeginn: FS<sub>Beginn</sub>, Fehlstellenende: FS<sub>Ende</sub>) aus Laufzeitmessungen an der jeweiligen Messebene bei Anregung mit Stahlkugel ( $\varnothing$  30 mm) und Ansatz einer mittleren Wellengeschwindigkeit von 4.520 m/s.

Pfahlabschnitt von - bis	Länge der berechneten Fehlstelle (m)
Pfahlkopf - FS <sub>Beginn</sub> - Pfahlkopf	0,280
Pfahlkopf - FS <sub>Ende</sub> - Pfahlkopf	0,301
ME 1 - FS <sub>Beginn</sub> - ME1	-
ME 1 - FS <sub>Ende</sub> - ME1	-
ME 2 - FS <sub>Beginn</sub> - ME2	-
ME 2 - FS <sub>Ende</sub> - ME2	-
Pfahlkopf - FS <sub>Beginn</sub> - Pfahlkopf - ME3	0,316

Anhand der Ergebnisse von ME3 können Eingangswelle und Reflexion am Pfahlfuß und im weiteren Verlauf deutliche Ausschläge vom Beginn und Ende der Fehlstelle eindeutig erkannt werden. Dies ermöglicht die Quantifizierung deren Länge (Tabelle 2).

Die Streuung der bestimmten Fehlstellenlänge wird durch die Schwankungen der Wellengeschwindigkeit verursacht, die abschnittsweise von ME zu ME bestimmt wurde und nicht konstant über die Pfahllänge ist. Fehlstellen in der gewählten Größe können demzufolge mit den eingebetteten Messaufnehmern in deren Länge bestimmt werden, wenn der Abstand der Fehlstelle zur betrachteten Messebene im Vergleich zur Wellenlänge einen Mindestwert nicht unterschreitet. Bei hoher Sensordichte durch die erweiterte Pfahlinstrumentierung werden vorhandene Fehlstellen erkannt und sind quantifizierbar.

Auch die in diesem Beitrag nicht vorgestellten Untersuchungen an Modellpfählen haben ergeben, dass die faseroptischen EFPI-Sensoren, die entwickelte Installationsmethodik dieser Sensoren und die Konstruktion des Messwertaufnehmers für die Anwendung bei allen drei behandelten Verfahren der Pfahlprüfung geeignet sind.

## **6 Messungen an Rammpfählen in großmaßstäblichen Feldversuchen**

Die Übertragbarkeit der Forschungsergebnisse auf reale Baustellenbedingungen wurde anschließend in ersten Feldversuchen untersucht. Instrumentierte Fertigpfähle aus Stahlbeton wurden während deren Rammung mit der neuen Messtechnik überwacht sowie mit dynamischen und statischen Pfahlprüfungen getestet. Die Messtechnik wurde an die in-situ-Bedingungen angepasst und unter realen Verhältnissen eingesetzt. Zunächst wurden die maßgeblichen Anpassungen der Konstruktion des Messwertaufnehmers an die reale Betonstruktur im Vergleich zum Modellpfahlmaßstab vorgenommen. Diese betreffen hauptsächlich die Messlänge im Beton, abhängig von der Größe der Zuschlagstoffe und der Wellenlänge bei der Integritätsprüfung.

Wie bei dem beschriebenen Aufnehmer für den Maßstab der Modellpfähle wurden zwei EFPI-Sensoren und drei DMS mittig auf der inneren und äußeren Oberfläche des Sensorträgers appliziert. Bild 12 zeigt einen Messwertaufnehmer (links) und die Anbringung am Bewehrungskorb der 19 m langen Rammpfähle der Fa. Centrum Pfähle GmbH Hamburg. Im Bild 13 ist das Versuchsfeld mit der Lage der Test- und Reaktionspfähle sowie der Baugrunderkundungsmaßnahmen abgebildet.

Es wurden jeweils acht Messaufnehmer, die in fünf Ebenen fixiert wurden, in jeweils 2 Pfähle eingebettet. Die Messebenen wurden abhängig vom Baugrundaufbau festgelegt. Das Messgerät zur Steuerung der EFPI-Sensoren wurde derart erweitert, dass alle 16 faseroptischen Kanäle zeitgleich erfasst werden konnten. Mit einer Vielstellenmessanlage

(DEWE5000) wurden dann die 16 faseroptischen Kanäle, 24 DMS und zusätzliche Beschleunigungssensoren mit einer Abtastrate von  $\geq 100$  kHz je Kanal für die dynamischen Messungen erfasst.

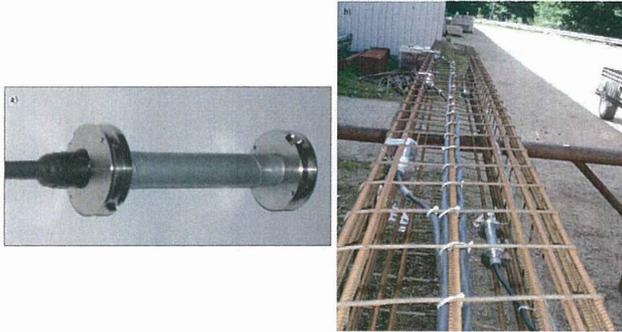


Bild 12: Links: Beton-integrierbarer Messaufnehmer für Rempfpfähle, rechts: Instrumentierung des Bewehrungskorbs eines Fertigpfahls.

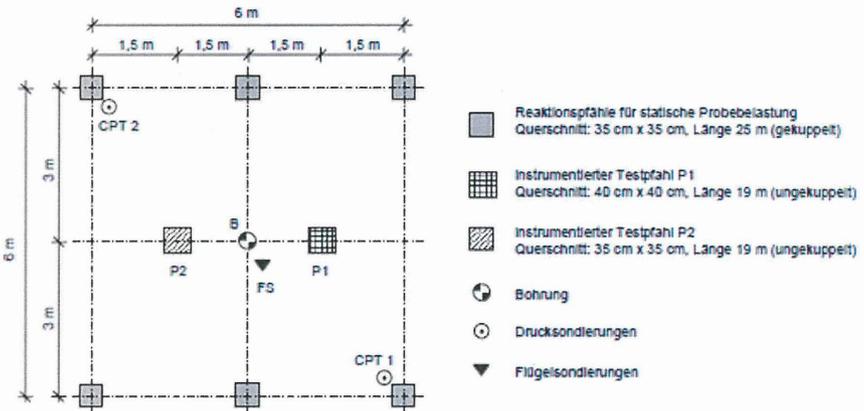


Bild 13: Anordnung der Pfähle für die Feldversuche und Lage der Baugrunderkundungsmaßnahmen.

Der Baugrund am Teststandort besteht aus einer Auffüllung (obere 3 m) gefolgt von einer ca. 11 m mächtigen Kleischicht weicher bis steifer Konsistenz. Darunter stehen tragfähige Fein- und Mittelsande an. Die Drucksondierung ergab Spitzendruckwerte von  $q_c < 1$  MN/m<sup>2</sup> im Klei und zwischen 7 MN/m<sup>2</sup> und 20 MN/m<sup>2</sup> im Sand. Im Bereich der Pfahleinbindung liegt eine mitteldichte Lagerung der Sande vor.

Die Pfähle wurden mit einem Rammbaren (Fallgewicht 70 kN) ca. 18 m in den Baugrund gerammt (Bild 14a). Die Kabel außerhalb des Pfahls wurden dabei durch Abfangung des Eigengewichts gegen Beschädigung beim Rammen geschützt. Der gesamte Rammvorgang wurde mit den eingebetteten Aufnehmern, und der letzte Teil der Rammung auch mit Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer des herkömmlichen Messsystems zur dynamischen Probelastung aufgezeichnet. Die gleichzeitige Visualisierung der Messwerte aller Sensoren ermöglichte die Funktionsprüfung. Sensorverluste durch Kabelbrüche oder andere Ursachen sind dabei nicht aufgetreten. Anschließend folgten dynamische Probelastungen nach 20 Stunden Standzeit der Pfähle im Boden, statische Probelastungen nach 40 Tagen (Bild 14b) und erneut dynamische Probelastungen nach 251 Tagen.

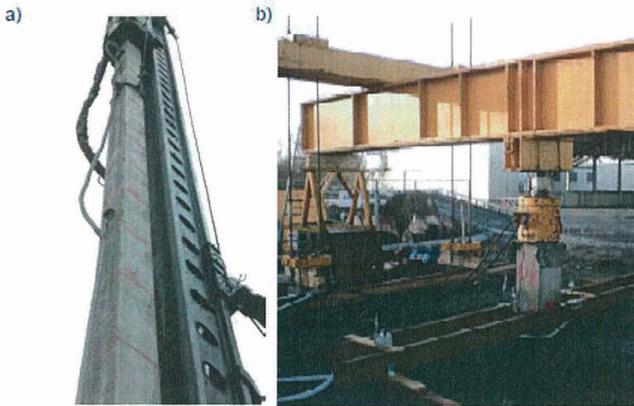


Bild 14: a) Rammung und b) statische Probelastung der instrumentierten Testpfähle.

Die Sensoren widerstanden den hohen Beanspruchungen während der Rammung und aus dem Signalverhalten konnte eindeutig die Wellenausbreitung im Pfahl nachvollzogen werden. Beim Rammvorgang ist jeder Schlag eine dynamische Probelastung. Exemplarisch für den Nachweis der Eignung der EFPI-Sensoren zeigt Bild 15 Messergebnisse der eingebetteten Dehnungssensoren für einen Schlag der dynamischen Probelastung vom Tag nach der Rammung. Weitere Details zur Versuchsdurchführung und wesentliche Ergebnisse aus den Feldversuchen sind in [7] ausführlich beschrieben. Für alle Messebenen sind die Dehnungen der zum Vergleich verwendeten DMS in  $\mu\text{m}/\text{m}$  einem EFPI-Signal als Rohsignal in elektrischer Spannung gegenübergestellt. Durch diese Art der Darstellung kann das Verhalten der erstmals im Feldversuch zu diesem Zweck eingesetzten EFPI-Sensoren gezeigt, diskutiert und bewertet werden.

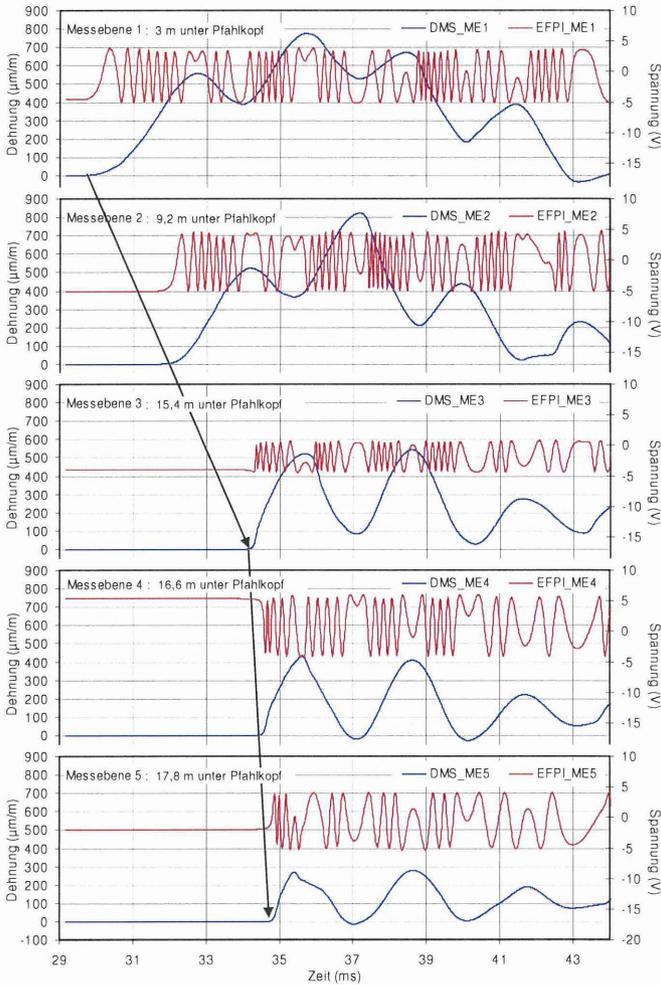


Bild 15: Vergleich der Messsignale der EFPI-Sensoren mit denen von DMS an der gleichen Messstelle in 5 Messebenen, eingebettet im Betonpfahl bei dynamischer Probelastung.

Die Abstände zwischen den Messebenen sind im Bild enthalten. Der Wellendurchlauf von Messebene 1 bis 5 ist in der zeitlich richtigen Folge sehr gut zu erkennen. Die DMS liefern Signale proportional zur Belastung. Die EFPI-Sensoren weisen einen sinusförmigen Signalverlauf auf, der während kontinuierlich steigender oder sinkender Belastung die entsprechenden Interferenzwechsel zeigt. Wechselt die Richtung der Belastung - und somit der Dehnung - im Pfahl, kommt es zu Umkehrpunkten in den Interferenzsignalen der

EFPI-Sensoren. Diese sind zeitlich korrekt enthalten. Die Zahl der Interferenzwechsel mit variierender Dehnungsgröße und das zeitliche Verhalten während schneller und langsamer Dehnungsänderung sind ebenfalls gut nachvollziehbar. Die EFPI-Signale werden anschließend in Dehnung umgerechnet und mit den Werten der DMS verglichen. Für die fünf Messebenen ergab sich eine mittlere Abweichung von 5,6 % zwischen der mit DMS und EFPI-Sensoren ermittelten Dehnung. Ähnliche Ergebnisse lieferten bereits die Modellpfahlversuche (mittlere Abweichung von 5 %).

Die erreichten Ergebnisse zeigen die Eignung der EFPI-Sensoren sowie der Technik zu deren Oberflächenapplizierung im Innern eines metallischen Sensorträgers für die Anwendung des High-Strain-Verfahrens auch im Feldversuch.

## **10 Schlussfolgerungen und Ausblick**

Es wurde ein beton-integrierbarer Messwertaufnehmer auf Basis faseroptischer Fabry-Perot-Interferometer-Sensoren für die hochauflösende Aufzeichnung von Wellenausbreitungsvorgängen bei Betonpfahlprüfungen entwickelt. Um zuverlässige Messwerte bei hoher mechanischer und chemischer Beanspruchung zu erhalten, wurden systematisch alle erforderlichen Entwicklungsschritte durchlaufen. Diese umfassten vor allem Untersuchungen zur Dehnungsübertragung oberflächenapplizierter EFPI-Sensoren für hohe Dehnungsübertragungsraten, reproduzierbare Applikation der sensitiven Elemente, optimale Kabelführung und Messstellenschutz, umfangreiche Tests mit eingebetteten Messaufnehmern an Modellpfählen unter statischer und dynamischer Beanspruchung sowie die iterative Verbesserung des zugehörigen Mehrkanalmessgeräts.

Die Eignung der Messaufnehmer und des gesamten Messsystems konnte während realer Bedingungen bei Pfahlrammung im Feldversuch mit Fertigpfählen und nachfolgenden Pfahltests erprobt werden. Die ortsverteilt eingebetteten Sensoren ermöglichen eine detaillierte Charakterisierung der Wellenausbreitungsvorgänge bei den dynamischen Pfahlprüfmethoden. Daraus wird auf die Integrität der Pfähle geschlossen und deren Tragverhalten kann untersucht werden. Die erweiterte Pfahlinstrumentierung mit Hilfe dieser neu entwickelten faseroptischen Aufnehmer kann zukünftig die Optimierung der Qualitätsbewertung von Betonpfählen gestatten.

Die Entwicklungsarbeiten werden derzeit auf der Grundlage dieser hier beschriebenen Forschungsergebnisse unter Mitwirkung von Pfahlherstellern und Messtechnik-Firmen fortgeführt. Ziel ist die Bereitstellung dieses neuen Messverfahrens für eine zeitnahe kommerzielle Nutzung in der Baupraxis.

## Danksagung

Die Arbeit wurde durch das BMWi, Forschungseinrichtungen und Industriepartner gefördert. Die Autoren danken dafür an dieser Stelle folgenden beteiligten Kooperationspartnern im Konsortium für die außerordentlich gute Unterstützung und sehr hilfreichen Diskussionen: BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung Berlin (AG „Faseroptische Sensorik“), Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) Hannover (Frau Dr.-Ing. habil. I. Göbel), Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig sowie Centrum Pfähle GmbH Hamburg, Bilfinger Berger AG Mannheim, GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH Mannheim, Glözl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH Rheinstetten und Astro- und Feinwerktechnik Adlershof GmbH Berlin.

## Literatur

- [1] Schallert, M., Krebber, K., Hofmann, D., Habel, W. R., Stahlmann, J. (2004). „Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik“, Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des IGB-TUBS der TU Braunschweig, Heft 77, S. 309-328.
- [2] Habel, W. R., Dantan, N., Hofmann, D., Krebber, K., Schallert, M. (2007): „Ausgewählte Anwendungsbeispiele faseroptischer Sensoren im Ingenieurbau und in der Geotechnik“, 15<sup>th</sup> International Course on Engineering Surveying, Ingenieurvermessung '07, 17.-20. April 2007, Technische Universität Graz.
- [3] DIN 1054:2005-01: „Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“.
- [4] EA-Pfähle (2007): „Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle“ (EA-Pfähle) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT).
- [5] Kirsch, F., Klingmüller, O. (2003): „Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss Dynamische Pfahlprüfung des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.“, Bautechnik 80, Heft 9.
- [6] Habel, W. R. (2000): „Eingebettete faseroptische Sensoren für hochaufgelöste Verformungsmessungen in der Zementsteinmatrix“, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen und Angewandte Geowissenschaften der TU Berlin.
- [7] Schallert, M.: „Adaption faseroptischer Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen und der Pfahl-Boden-Interaktion“, Dissertation, Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der TU Braunschweig, (Veröffentlichung in 2010).
- [8] Abschlussbericht des BAM-Forschungsvorhabens Vh 9123: „Faseroptisches Mikrodilatometer für die zuverlässige statische und dynamische Beanspruchungsanalyse von Pfahlgründungen“. Interner Bericht der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin 2007.

- [9] Ch. Rohrbach (1960): „Dynamische Dehnungsmessungen an Beton mit Dehnungsmess-Streifen, insbesondere zur Ermittlung seiner mechanischen Eigenschaften bei schlagartiger Belastung“, Schriftenreihe über zivilen Luftschutz, Verlag ziviler Luftschutz. Dr. Ebeling K.G. Koblenz, Heft 13.

## **Autoren**

Dipl.-Ing. Matthias Schallert

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH (GSP)  
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim, e-mail: ms@gsp-mannheim.de

Prof.-Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig,  
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig, e-mail: j.stahlmann@tu-bs.de

Dr.-Ing. Wolfgang R. Habel

BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Fachgruppe VIII.1,  
Unter den Eichen 87, 12205 Berlin, e-mail: wolfgang.habel@bam.de

## **Entwicklung eines faseroptischen Deformationsmesssystems**

T. Gebhardt, J. Glötzl, M. Kuhne, M.-B. Schaller, W. Schwarz

### **1 Einleitung**

Zur Bewertung der Standsicherheit von geotechnischen Bauwerken, wie Böschungen, Dämme und Deiche, Stützkonstruktionen, Anschüttungen und Deponien, werden im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 u. a. Verformungen im Untergrund kontinuierlich gemessen. Dazu werden, je nach Fragestellung, Bohrlöcher eingebracht, die mit Sensoren bestückt bzw. mit unterschiedlichen Messsystemen beobachtet werden. Verwendet werden z. B. Extensometer, Inklinometer und Deflektometer, mit denen Lageveränderungen der Bohrlöcher festgestellt werden können. Mit diesen Verfahren kann der absolute, dreidimensionale Verlauf von beliebig zur Lotrichtung ausgerichteten Bohrungen zum Teil nur bedingt vermessen werden. Zudem sind die bisherigen Messsysteme nicht unabhängig von Umwelteinflüssen, elektromagnetischen Störfeldern oder Blitz- und Explosionsgefahren.

Daher wurde die Konzeption eines faseroptischen Bohrlochdeflektometers (SCHWARZ 2006) aufgegriffen und im Rahmen eines Forschungsprojektes umgesetzt. Es wurde ein faseroptisches Deformationsmesssystem entwickelt, untersucht und für den praktischen Einsatz vorbereitet, mit dem man z. B. den räumlichen Verlauf eines beliebig orientierten Bohrlochs ermitteln kann. Der Kerngedanke dieses neuartigen Messsystems ist die Ermittlung von Längenänderungen (Dehnungen) zwischen diskreten Punkten eines stabförmigen Elementes (Bohrsonde) unter Verwendung von faseroptischen Sensoren. Die diskreten Punkte liegen auf kreisrunden Querschnittsflächen, an denen die Endpunkte der Fasern befestigt sind. Die relative räumliche Lage der benachbarten Flächen wird aus den gemessenen Dehnungen abgeleitet und damit der dreidimensionale Verlauf der Bohrsonde errechnet.

Der Beitrag soll einen Überblick über die erzielten Ergebnisse und Erkenntnisse der durchgeführten, teilweise sehr aufwändigen, labormäßigen Versuche geben. Vor allem wird auf die umfangreichen Untersuchungen der Einzelkomponenten eingegangen, die nötig waren, um die FBG-Sensoren zu kalibrieren, um Aussagen zur Genauigkeit der Dehnungsmessungen ableiten zu können und um den Nachweis über die Realisierungsmöglichkeiten des Deformationsmesssystems zu erbringen.

## 2 Forschungsprojekt

Das von der AiF<sup>1</sup> geförderte PRO INNO II - Forschungsvorhaben „Faseroptisches Deformationsmesssystem“ wurde im Februar 2007 begonnen und im Juli 2009 abgeschlossen. Als Forschungspartner beteiligt waren die Materialforschungs- und prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar (MFPA), die Firma GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH und die Professur Geodäsie und Photogrammetrie an der Bauhaus-Universität Weimar<sup>2</sup>.

Ziel dieses Forschungsprojektes war die Entwicklung eines faseroptischen Deformationsmesssystems, welches allein auf der Basis faseroptischer Sensoren funktioniert. Als Sensoren werden Faser-Bragg-Gitter (FBG) verwendet, die in einem Lichtwellenleiter (Glasfaser) einbelichtet worden sind. Das faseroptische Deformationsmesssystem soll zur Beobachtung von geotechnischen Bauwerken, zur Qualitätssicherung bei der Herstellung von Bohrlöchern für Verankerungen, Pfahlgründungen und Injektionen und in explosionsgefährdeten Umgebungen eingesetzt werden.

## 3 Durchgeführte Versuche

Eine der Hauptaufgaben der Professur Geodäsie und Photogrammetrie lag in der Untersuchung der Komponenten des Messsystems, um Aussagen zur Genauigkeit der Dehnungsmessungen treffen zu können. Es sollte festgestellt werden, ob und inwieweit Dehnungsbestimmungen von  $< 5 \mu\text{m/m}$  mit faseroptischen Sensoren möglich sind. Nur dann können die räumlichen Krümmungen der Bohrsonde und folglich der dreidimensionale Verlauf des zu vermessenden Bohrlochs mit ausreichender Genauigkeit ( $< 1 \%$  der Bohrlänge) bestimmt werden. Die Versuche wurden in den Räumen der Professur bzw. der MFPA durchgeführt und sind im Weiteren näher erläutert.

### 3.1 Kalibrierung der Temperatursensoren

Die Erfassung der Temperatur an den FBG-Sensoren während der Kalibrierung war und ist entscheidend bei der Messung mit FBG-Sensoren, da die Messwerte primär sowohl von der Dehnung als auch von der Temperatur abhängig sind. Außerdem wurde zur Kalib-

---

<sup>1</sup> Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e. V.

<sup>2</sup> Förderkennzeichen der Projektpartner: KF0030207FK6 (MFPA), KF0400701FK6 (Firma Glötzl) und KF0037512FK6 (Professur Geodäsie und Photogrammetrie)

rierung der FBG-Sensoren ein Laserinterferometersystem verwendet. Für die meteorologische Korrektur der Messwerte des Interferometers war die Lufttemperatur innerhalb der Messstrecke von 4 m auf  $< 0,25$  K genau zu bestimmen, um eine ausreichende Genauigkeit der Dehnungs-Sollwerte gewährleisten zu können. Es ist zu beachten, dass eine um 1 K ungenaue Temperaturmessung zu einer systematischen Messabweichung der Messwerte des Interferometers von  $1 \mu\text{m/m}$  führt.

Die verwendeten Temperatursensoren (Pt-100 Widerstandsfühler) wurden zweimal kalibriert, um etwaige Veränderungen der Kalibrierparameter (langfristige Drifterscheinungen) erkennen zu können. Sie wurden in einem Wasserbad eines Verdampferkryostaten (Kryostat KT 30 der Firma *medingLab Labor- und Kältetechnik*) innerhalb eines Temperaturbereiches von  $1,0 \text{ }^\circ\text{C}$  bis  $40,0 \text{ }^\circ\text{C}$  kalibriert. Die tatsächliche Wassertemperatur wurde mit einem Kalorimeterthermometer auf  $< 0,02$  K genau bestimmt, so dass diese Messwerte im Vergleich zu den Messwerten der Pt100-Fühler als Sollwerte angesehen werden konnten. Unter der Annahme einer linearen Abhängigkeit zwischen den Pt100-Messwerten und der Solltemperatur wurden in einer Regressionsanalyse die Koeffizienten eines jeden Temperatursensors bestimmt.

Aufgrund der Ergebnisse der anschließenden Genauigkeitsanalyse (Standardabweichung der Koeffizienten  $< 0,01$  K, Residuen  $< 0,02$  K) konnte die geforderte Genauigkeit in der Bestimmung der Temperatur von max.  $0,25$  K erreicht, sogar übertroffen werden. Eine hochgenaue Temperaturbestimmung war somit gewährleistet.

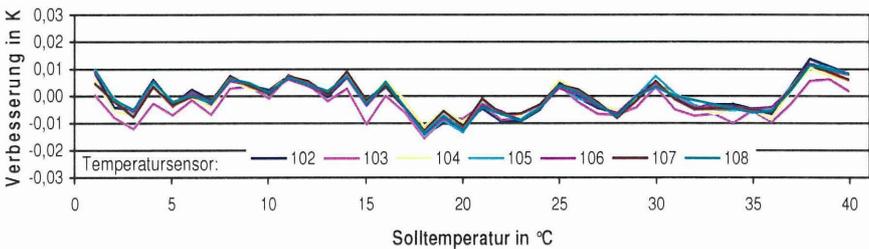


Abb. 1: Residuen bei der Kalibrierung der Temperatursensoren

### 3.2 Bestimmung des Elastizitätsmoduls der optischen Faser

Das Elastizitätsmodul, kurz E-Modul, ist ein Materialkennwert der optischen Faser, der den Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei der Verformung der Faser bei linear elastischem Verhalten beschreibt. Zu seiner Bestimmung wurde die Faser im insgesamt 8 m hohen Schacht der Professur Geodäsie und Photogrammetrie vertikal aufgehängt und

mit Stahlkugeln mit jeweils einer Masse von 36 Gramm, die nacheinander in einen am unteren Ende der frei schwebenden Faser befestigten Behälter gegeben wurden, unterschiedlichen Gewichtsbelastungen ausgesetzt. Mit einem Präzisionsnivellierinstrument konnten die dadurch hervorgerufenen Längenänderungen der Faser hochgenau erfasst werden. Das Ergebnis der durchgeführten Versuche ist aus der Abb. 2 ersichtlich. Die Regressionsanalyse liefert ein E-Modul von 77,9 GPa mit einer Standardabweichung von 0,1 GPa. Dieses Ergebnis bestätigt die in der Literatur genannten Angaben (z. B. TRUTZEL 2001, S. 141). Anzumerken ist, dass das E-Modul mit dem Manteldurchmesser von 125  $\mu\text{m}$  berechnet worden ist, da das Coating einen vernachlässigbar geringen Einfluss aufweist.

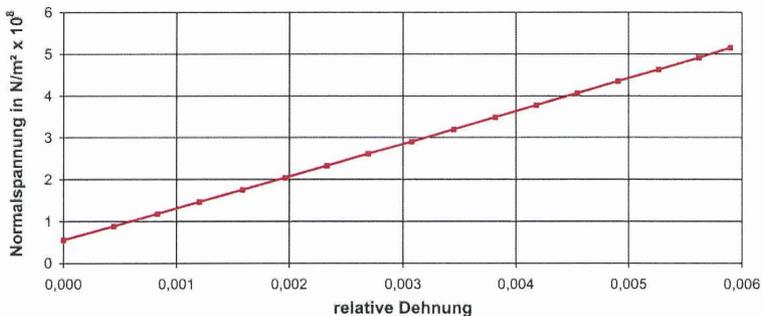


Abb. 2: Bestimmung des E-Moduls der Faser

### 3.3 Untersuchungen zum Dehnungsverhalten optischer Fasern

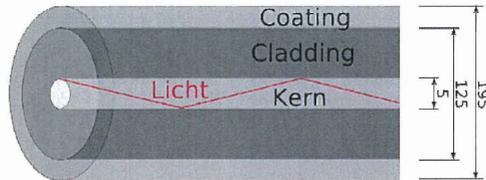
Im Rahmen einer Bachelorarbeit an der Bauhaus-Universität Weimar (GESELL 2009) wurde der Fragestellung nachgegangen, ob die Dehnung für alle Teilbereiche einer Faser gleich ist. Anlass dazu gaben die unterschiedlichen Ergebnisse der Kalibrierung der 5 FBG, siehe Tabelle 1 im Abschnitt 3.9. Bei den Kalibrierversuchen wurde mit dem Laserinterferometer für die gesamte Faser ein Dehnungswert ermittelt und für jedes FBG als Sollwert angesehen. Jedoch würden kleinste Variationen in den Parametern der Faser im Bereich der Faser-Bragg-Gitter, z. B. im Durchmesser, zu einem anderen Dehnungsverhalten und damit zu anderen Kalibrierwerten führen.

Die während der Versuche eingesetzte Faser ist eine typische Singlemode-Glasfaser. Sie besteht aus einem mit Germanium dotierten<sup>3</sup> Faserkern aus Quarzglas, einem undotierten

---

<sup>3</sup> Mit Dotieren wird in der Halbleitertechnik das Einbringen von Fremdatomen bezeichnet.

Mantel (Cladding), ebenfalls aus Quarzglas, und einer Schutzbeschichtung (Coating), siehe Abb. 3. Die Übertragung des Signals erfolgt im lichtführenden Kern. Da der Mantel eine niedrigere optische Brechzahl (Dichte) als der Kern aufweist, kommt es an der Grenzschicht zur Totalreflexion und somit zur Führung der Strahlung im Kern der optischen Faser. Daher ist auch die Bezeichnung Lichtwellenleiter treffend.



Skizze nicht maßstäblich, Maße in Mikrometer

Abb. 3: Aufbau der optischen Faser

Die während der Bearbeitung der Bachelorarbeit durchgeführten Versuche zeigten, dass es in Teilbereichen einer ca. 22 m langen optischen Faser (ohne FBG) zu Abweichungen der Dehnungen von bis zu  $60 \mu\text{m}/\text{m}$  zum Mittelwert kommt. Dies liegt deutlich über der geforderten Genauigkeit von  $5 \mu\text{m}/\text{m}$ . Eine Abweichung von bis zu  $60 \mu\text{m}/\text{m}$  wäre mit einer Variation im Durchmesser der Faser von bis zu  $1 \mu\text{m}$  erklärbar. Das Auftreten von Abweichungen im Durchmesser in dieser Größenordnung ist beim Herstellungsprozess (Faserziehen) durchaus denkbar. Leider konnte(n) die Ursache(n) nicht abschließend festgestellt werden. Diese Ergebnisse bestätigten jedoch die Forderung, dass jedes einzelne FBG separat zu kalibrieren ist. Hier existiert weiterer Forschungsbedarf.

### 3.4 Untersuchung des Spektrometers und der optischen Faser

Um Aussagen zur Beeinflussung der Messergebnisse der FBG-Sensoren durch äußere Parameter, wie z. B. Lufttemperatur oder Luftfeuchtigkeit, treffen zu können, wurden zum einen die Faser und zum anderen das Spektrometer unterschiedlichen Umweltbedingungen ausgesetzt. Für die getätigten Versuche konnten zwei Klimasimulationskammern der MFPA genutzt werden. In einem der beiden Klimakammern befand sich das Spektrometer und im anderen die Faser. Wechselseitig wurde nun die eine Einheit in der ersten Klimakammer unterschiedlichen klimatischen Bedingungen (Lufttemperatur, Luftfeuchtigkeit) ausgesetzt, während in der zweiten Klimakammer mit der anderen Einheit konstante Umweltbedingungen herrschten.

Zu den Ergebnissen:

- (1) Eine Änderung der Bragg-Wellenlänge der Faser durch Änderung der Luftfeuchte am Spektrometer in dessen Arbeitsbereich von 40 % bis 60 % konnte nicht nachgewiesen werden.
- (2) Eine Änderung der Luftfeuchtigkeit an der Faser von 25 % bis 95 % bewirkt eine Änderung der Wellenlänge um ca. 6 pm. Dies entspricht einer Dehnungsänderung von ca.  $9 \mu\text{m}/\text{m}$  (Umrechnungsfaktor ca.  $1,5 \mu\text{m}/(\text{m}\cdot\text{nm})$ , siehe Tabelle 1 im Abschnitt 3.9). Da in der Praxis derartig große Änderungen der Luftfeuchtigkeit in kurzer Zeit nicht auftreten, ist der Einfluss der Luftfeuchtigkeit an der Faser auf die berechnete Wellenlänge als vernachlässigbar gering einzuordnen. Allerdings würde dieser Effekt bei der Bestimmung von Dehnungsänderungen durch die Differenzbildung eliminiert werden. Dies gilt nur für eine intakte Faser. Ist das Coating im Bereich des FBG beschädigt, wird es zu größeren Auswirkungen auf die Wellenlängenmessung kommen.
- (3) Eine Änderung der Lufttemperatur am Spektrometer (Arbeitsbereich:  $15 \text{ }^\circ\text{C}$  bis  $35 \text{ }^\circ\text{C}$ ) hat eine signifikante Änderung der reflektierten Wellenlänge zur Folge. Obwohl die werkseitig vorgegebene Korrektur der Messwerte mit der intern gemessenen Temperatur des Spektrometers berücksichtigt worden ist, ändern sich die Messwerte für die Wellenlänge im Temperaturbereich von  $23 \text{ }^\circ\text{C}$  bis  $38,5 \text{ }^\circ\text{C}$  um  $-30 \text{ pm}$ , also um ca.  $-2 \text{ pm}/\text{K}$  (ca.  $-3 \mu\text{m}/(\text{m}\cdot\text{K})$ ), siehe Abb. 4. Es wurde nicht geprüft, ob die Koeffizienten der werkseitig bestimmten Temperaturkorrektur zutreffend sind. Dieser Einfluss entfällt jedoch ebenfalls bei der Bestimmung von Dehnungsänderungen durch Differenzbildung.

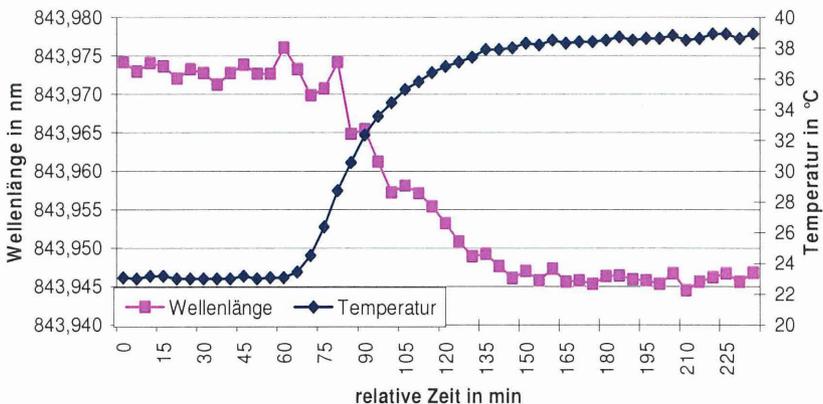


Abb. 4: Temperaturabhängigkeit des Spektrometers

### 3.5 Untersuchungen zur Verbindung „Hülse – Faser“

Für die praktische Verwendung der Fasern wurden sie mit mechanischen Montagevorrichtungen versehen, siehe Abb. 5. Nachdem das Coating an der entsprechenden Stelle von der Faser vorsichtig entfernt worden ist, wurde eine zylinderförmige Metallhülse über die Faser geschoben und mit dem freiliegenden Faserkern verklebt. Die Durchführung der Klebungen ist hoch kompliziert und erfordert viel Erfahrung. Die Klebungen wurden zu meist von Herrn Glötzl selbst vorgenommen. Die Ausführung der Klebung ist von größter Wichtigkeit, da deren Unveränderlichkeit für die Dehnungsmessungen vorausgesetzt wird. Aus diesem Grunde sind spezielle Untersuchungen vorgenommen worden.



Abb. 5: Faser mit verklebter Metallhülse (zum Größenvergleich: die Faser hat einen Außendurchmesser von  $195\ \mu\text{m}$ )

Die Versuchsanordnung, die von der Firma Glötzl gefertigt worden ist, besteht aus zwei übereinander liegenden, horizontalen Platten mit einem vertikalen Abstand von ca. 500 mm, siehe Abb. 6. Der Abstand der beiden Platten wurde mit drei Verbindungsstäben aus Invar<sup>4</sup> weitestgehend konstant gegenüber Temperaturänderungen realisiert.

---

<sup>4</sup> Mit Invar wird eine Eisen-Nickel-Legierung bezeichnet, die einen linearen Längenausdehnungskoeffizienten von  $< 2\ \mu\text{m}/(\text{m} \cdot \text{K})$  aufweist.

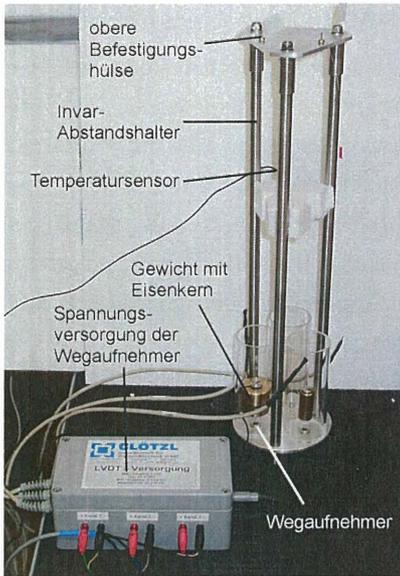


Abb. 6: Apparatur zur Untersuchung  
des Kriechverhaltens der mecha-  
nischen Faser-Verbindung

An der oberen Platte wurde die zu untersuchende Faser mittels Befestigungshülse eingehängt. An der zweiten, unteren Befestigungshülse der Faser wurde wahlweise eine Masse von 100 g (entspricht einer Faserdehnung von ca. 0,1 %) bzw. 400 g (entspricht einer Faserdehnung von ca. 0,4 %) angebracht. Der Abstand zwischen dem Gewicht, das frei schwingen kann und der unteren Platte gibt Auskunft über die Stabilität der Klebeverbindungen der Hülsen mit dem Faserkern. Dieser Abstand wurde mit einem elektronischen Wegaufnehmer (LVDT Serie XS-B) gemessen. Außerdem wurde die Temperatur aufgezeichnet, da größere Änderungen der Lufttemperatur ( $> 2$  K) nicht ausgeschlossen werden konnten. Die Aufzeichnung der Messwerte erfolgte mit einem Zeitintervall von 10 Minuten.

Es wurden zwei Fasern untersucht. Bei der ersten Faser wurde das Coating vor dem Anbringen der Befestigungshülsen nicht entfernt; sie wurde mit einer Masse von 100 g belastet. An einer zweiten Faser wurde das Coating entfernt; an ihr wurde ein Massestück von 400 g angebracht. Die temperaturkorrigierten Messwerte der Wegaufnehmer in Abb. 7 beschreiben das Verhalten der Faser über einen Zeitraum von einem Monat.

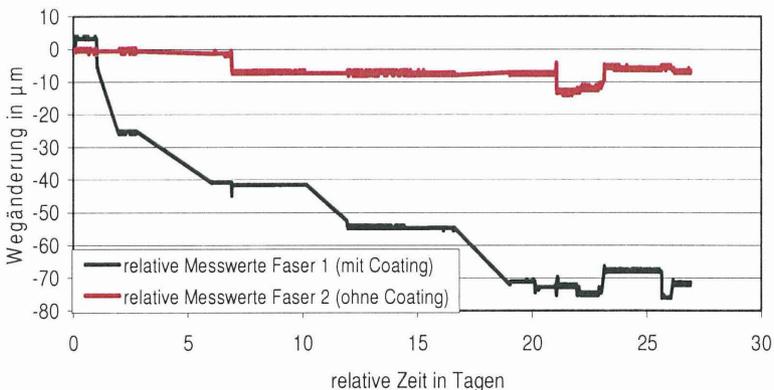


Abb. 7: Messwerte der untersuchten Fasern

Eine signifikante Bewegung der ersten Faser (schwarze Linie) ist deutlich zu erkennen, was auf ein Kriechverhalten der Faser bezogen auf die Befestigungshülse zurückzuführen ist. Das Verhalten der Messwerte der zweiten Faser (rote Linie) zeigt hingegen nur geringe Bewegungen. Somit konnte festgestellt werden, dass das Coating vor dem Anbringen von Montagevorrichtungen entfernt werden muss, da die Metallhülsen sonst nicht kraftschlüssig mit dem Faserkern verbunden sind. Weitere längerfristige Versuche und u. a. auch mit höheren Massen zeigten zudem, dass auch einige der verwendeten Klebstoffe nicht die erforderliche Festigkeit erreichten.

### **3.6 Untersuchungen zur Reproduzierbarkeit der Messungen und des mechanischen Aufbaus**

Mit diesem Versuch wurde die Reproduzierbarkeit der Dehnungsmessungen mit der Faser und die des Aufbaus einschließlich der mechanischen Adaption der Faser im Versuchsstand, siehe Abschnitt 3.8, überprüft. Dazu wurde die Faser im Versuchsstand eingebaut, durch Verfahren des Schlittens auf eine festgelegte Position (kontrolliert mit dem Laserinterferometer) gespannt, die Dehnungswerte der einzelnen FBG-Sensoren mit dem Spektrometer gemessen, die Faser entspannt und ausgebaut. Diese Prozedur wurde mehrmals hintereinander wiederholt.

Die Ergebnisse zeigen, dass sich durch den Aus- und Einbau der Faser die FBG-Wellenlängen maximal nur um  $\pm 1,9$  pm (entspricht  $< 3$   $\mu\text{m/m}$ ) ändern. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ist somit gegeben. Die von der Firma Glözl bereitgestellten Adapter erfüllen in dieser Hinsicht die Anforderungen.

### **3.7 Untersuchungen zur Bestimmung der Wellenlänge aus dem reflektierten Spektrum**

Die Eigenschaften von FBG werden von ihrer Gitter-Periode und den optischen Eigenschaften des Lichtwellenleiters bestimmt und sind demzufolge von der mechanischen Dehnung und von der Temperatur des Fasergitters gleichermaßen abhängig. Auf eine detaillierte Beschreibung des Messprinzips von FBG-Sensoren wird an dieser Stelle verzichtet und auf die gängige Fachliteratur verwiesen, z. B. (WILLSCH, ECKE 2005). Die in der Faser eingebrannten FBG sind wellenlängenspezifisch; sie liefern z. B. das in der Abb. 8 dargestellte Signal.

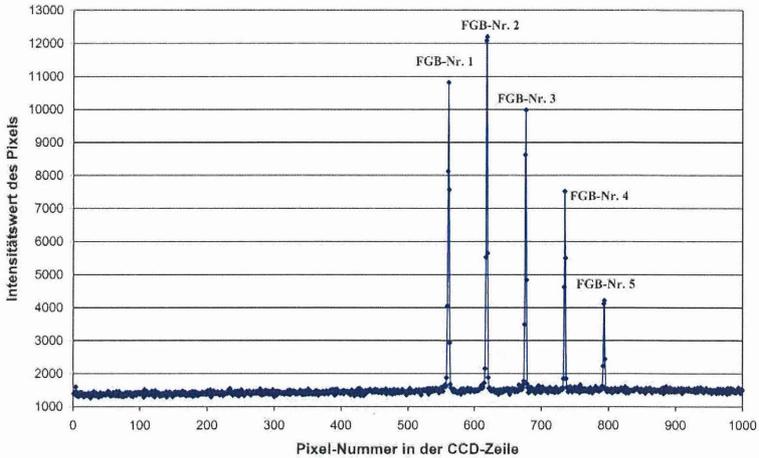


Abb. 8: Reflektiertes Signal von fünf in einer Faser eingebrachten FBG-Sensoren

Als Sensorsystem wurde ein modifiziertes Faser-Bragg-Gitter-Spektrometer des Instituts für Photonische Technologien (IPHT) Jena verwendet. Es arbeitet im nahen Infrarotbereich (790 nm bis 875 nm) und hat eine Auflösung von ca. 85 pm je Pixel. Im Spektrometer wird das vom FBG reflektierte Licht über einen Hohlspiegel mit Beugungsgitter in sein Spektrum aufgespalten und auf einen CCD-Zeilensensor geleitet. Mit Hilfe des CCD-Zeilensensors werden die Lichtintensitäten in Abhängigkeit von der Wellenlänge bestimmt. Der innere Aufbau des verwendeten Spektrometers ist in Abb. 9 zu erkennen.

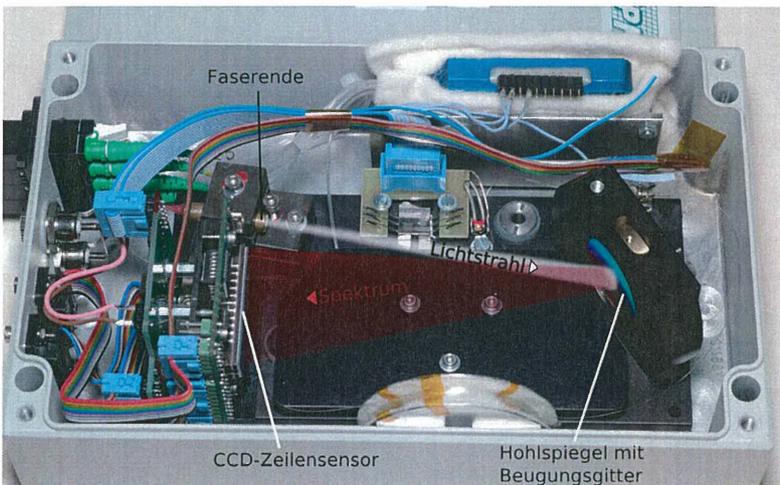


Abb. 9: Innenaufbau des verwendeten Spektrometers

Die werkseitig mitgelieferte Software berechnet die jeweilige Pixelposition u. a. als gewichtetes arithmetisches Mittel aus den Pixelpositionen multipliziert mit dem jeweiligen Intensitätswert. Aus der Pixelposition des Intensitätsmaximums eines Sensors wird dann mit Hilfe einer werkseitig vorgegebenen Kalibrierfunktion die sensorspezifische Wellenlänge berechnet. Leider lieferte diese Bestimmung der Pixelposition nicht die gewünschten Ergebnisse. Aus mehreren Testmessungen ergab sich eine Genauigkeit in der Bestimmung der Pixelposition von ca. 0,055 Pixel, was einer Dehnungsmessgenauigkeit von ca. 7,5  $\mu\text{m}/\text{m}$  entspricht.

Daher sind neben dieser Berechnungsmethode andere Ansätze, wie z. B. verschiedene Ansätze nach der Gauß-Funktion und verschiedene Realisierungen des Linear-Phase-Operators untersucht worden. Dabei stellte sich in Anlehnung an die Formel für die Normalverteilung (Gauß-Funktion) der folgende Ansatz

$$I = a + \frac{b}{c \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(p-d)^2}{2c^2}}, \quad (1)$$

mit  $I$  = Intensitätswert des Pixels an der Position  $p$

$p$  = Pixelposition

$a, b, c, d$  = Kenngrößen der Gauß-Funktion, mittels Ausgleichung bestimmbar,

als der zweckmäßigste und geeignetste heraus. Die Standardabweichung bei der Berechnung der Pixelposition konnte somit auf 0,03 Pixel verbessert werden; dies entspricht einer Bestimmungsgenauigkeit in der FBG-Wellenlänge von 3 pm bzw. 4  $\mu\text{m}/\text{m}$  als Dehnungsgenauigkeit.

### 3.8 Konzeption und Aufbau des Versuchsstandes zur FBG-Kalibrierung

Zur Kalibrierung der FBG-Sensoren wurde im Geodätischen Labor der Professur ein Versuchsstand errichtet, siehe Abb. 10. Als Unterbau wurde ein biegesteifes, ca. 6 m langes ITEM-Profil gewählt, auf dem in Abhängigkeit der Faserlänge verschiedene Aufbauten realisiert wurden, siehe Abb. 11.

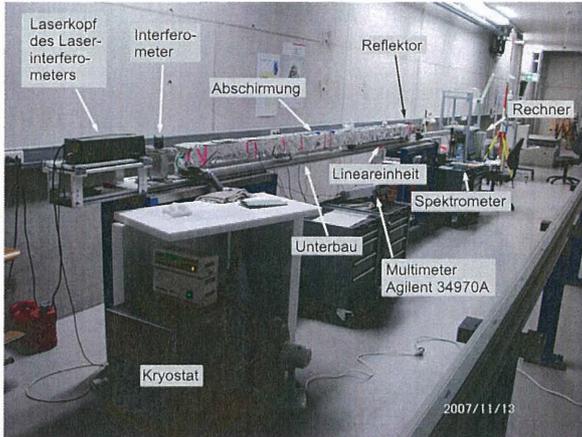


Abb. 10: Versuchsstand (Gesamtansicht)

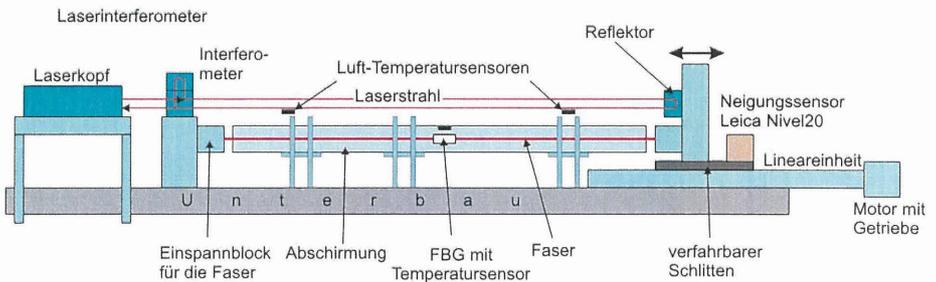


Abb. 11: Schemazeichnung des Versuchsstandes (Längsschnitt)

In Vorbereitung der Planung des Versuchsstandes wurde ein Katalog mit verschiedenen Anforderungskriterien aufgestellt, wie z. B. bezüglich des Messbereiches (Dehnung und Temperatur), der Auswirkungen äußerer Einflüsse (Temperatur, Luftfeuchte, Erschütterungen, ...) und der zu verwendeten Messinstrumente (Laserinterferometersystem, Kryostat, Neigungssensoren, Lineareinheit, Temperatursensoren und Messtaster).

Der robuste, gut durchdachte Aufbau des Versuchsstandes, das messtechnische Erfassen von „Fehlern 1. Art“ (Abbe'sche Komparatorprinzip), die Korrektur diesbezüglich und die Möglichkeit zur redundanten Messung (Messung der Wegänderungen mit zwei Heidenhain-Messtastern) bildeten die Grundlage für die durchgeführten Kalibrierungen.

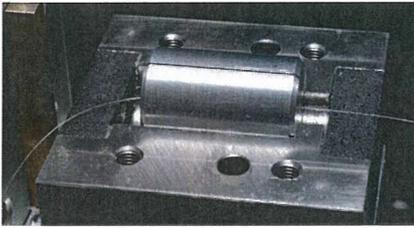


Abb. 12: Einspannblock für die Faser

Die Konfektionierung der Fasern mit mechanischen Adaptern für die Montage im Versuchstand (Abb. 12) wurde durch die Firma Glötzel vorgenommen.

Für die Steuerung des Versuchsaufbaus mit allen seinen Komponenten wurde ein Programm in der Programmiersprache *VisualBasic* erstellt (Abb. 13). Das Programm gestattet es, die für ein bestimmtes Experiment einzusetzenden Komponenten auszuwählen, die Steuerungsparameter entsprechend zu setzen sowie die Erfassung und Speicherung aller Messwerte für eine spätere Auswertung vorzunehmen.

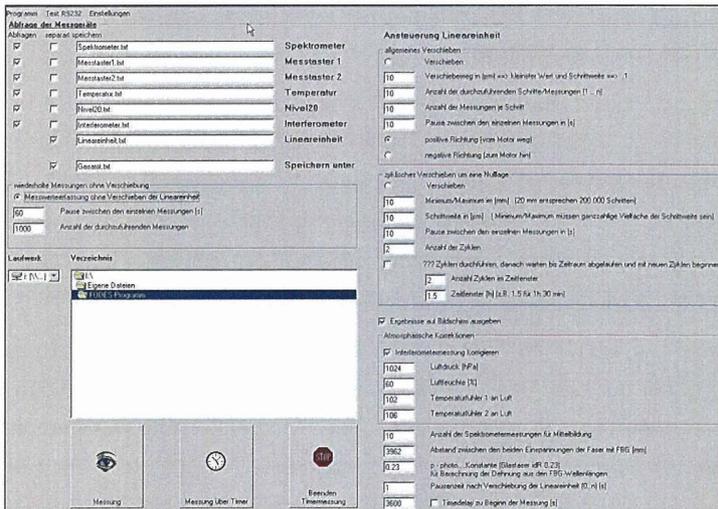


Abb. 13: Programm zur Steuerung des Versuchstandes und zur Messwernerfassung

Mit diesem Programm konnten die Abläufe eines durchzuführenden Experiments vollständig vordefiniert werden. Somit konnten die gesamten Versuche weitestgehend automatisch realisiert werden, um durch Personen und Beleuchtung hervorgerufene Änderungen der Temperatur und Luftverwirbelungen zu vermeiden. Außerdem bestand damit die Möglichkeit, Versuche zum Teil über mehrere Tage durchzuführen, daher war die Entwicklung eines derartigen Programms sehr sinnvoll.

### 3.9 Kalibrierung der FBG-Sensoren

Die bedeutendsten Komponenten des Messsystems sind die Fasern mit den einbelichteten FBG-Sensoren. Neben dem Bau eines geeigneten Trägerelementes war die Auswertung der Messwerte der FBG-Sensoren sehr wichtig. Um aus den gemessenen Wellenlängen und Temperaturen der FBG die Dehnungen bzw. die Dehnungsänderungen zu bestimmen, war die Durchführung einer Kalibrierung für jeden Sensor notwendig.

Zur Entwicklung von geeigneten Kalibrierfunktionen wurden die ersten Kalibrierungen im Versuchsstand mit einer ca. 4 m langen Faser, in der mit einem gegenseitigen Abstand von 700 mm insgesamt fünf FBG vorhanden sind, durchgeführt. Unter der Annahme, dass eine Dehnung der gesamten Faser für alle Teilbereiche zutrifft, wurden Kalibrierparameter für fünf FBG-Sensoren gleichzeitig ermittelt. Zu einem späteren Zeitpunkt wurde festgestellt, dass kleinste Variationen in den Parametern der Faser im Bereich der FBG, z. B. im Durchmesser, zu einem anderen Dehnungsverhalten führen (vgl. dazu Abschnitt 3.3). Daher erfolgten die künftigen Kalibrierungen für jeden FBG-Sensor separat.

Für die Bestimmung der Dehnungen bzw. Dehnungsänderungen wurde das Laserinterferometersystem HP 5529A eingesetzt. Damit können Entfernungsänderungen über den hier relevanten Bereich von 4 m auf  $< 1 \mu\text{m}$  genau bestimmt werden, also die Dehnungen auf  $< 0,25 \mu\text{m}/\text{m}$ , unter der Voraussetzung einer meteorologischen Korrektur der Messwerte. Diese Genauigkeit ist ausreichend, um im Vergleich zur Genauigkeit der Dehnungsbestimmung mit FBG-Sensoren als Sollwert angesehen zu werden.

Entsprechend den später am Einsatzort anzutreffenden Randbedingungen wurden die Wellenlängen bei, für das Messintervall konstanten, Temperaturen zwischen  $5 \text{ }^\circ\text{C}$  und  $50 \text{ }^\circ\text{C}$  in Intervallen von 5 K gemessen. Bei jeder Temperaturstufe wurde dann die Faser Dehnungswerten von bis zu  $6.000 \mu\text{m}/\text{m}$  in Intervallen von  $500 \mu\text{m}/\text{m}$  bei einer Vordehnung von ca.  $500 \mu\text{m}/\text{m}$  ausgesetzt. Diese Werte ergaben sich aus Tests, bei denen festgestellt wurde, dass die maximale Dehnung, bei der einige Versuchsfasern rissen, entgegen einiger Literaturangaben schon bei 1 % (entspricht  $10.000 \mu\text{m}/\text{m}$ ) liegt. Die Wellenlängen der FBG-Sensoren wurden in Abhängigkeit von ihrer Temperatur und von ihren Dehnungswerten mit der unter Abschnitt 3.8 beschriebenen Software aufgezeichnet.

Die in der Fachliteratur (TRUTZEL 2001, S. 122 und ZEH 2004, S. 34) angegebenen Gleichungen zur Berechnung von Dehnungswerten aus den gemessenen Wellenlängen und Temperaturen der Sensoren erschienen speziell für unsere Anwendungen wenig geeignet. Einerseits ist die Zahl der darin verwendeten Parameter größer als im nachfolgend be-

schrieben Ansatz, andererseits ist deren Bestimmung wesentlich aufwändiger und hätte ebenso für jedes FBG erfolgen müssen. Daher wurde der Ansatz

$$\varepsilon = f(\lambda, T) = c_0 + c_1 \cdot \lambda + c_2 \cdot T \quad (2)$$

gewählt, der nicht die physikalische Bedeutung der einzelnen Kalibrierparameter hinterfragt, sondern die Abhängigkeit der Dehnung  $\varepsilon$  von den Messwerten Wellenlänge  $\lambda$  und Temperatur  $T$  als lineare Funktion beschreibt. Die Vorteile liegen in der Einfachheit (linearer Ansatz) und in der realistischen Beschreibung der tatsächlichen Verhältnisse. Diese Beziehung stellt im Dreidimensionalen die Gleichung einer Ebene im  $\lambda, T, \varepsilon$ -Koordinatensystem dar, in der die Koeffizienten  $c_0, c_1$  und  $c_2$  Parameter sind, die im Zuge der Auswertung zu bestimmen waren.

Als Berechnungsalgorithmus wurde eine Ausgleichung nach vermittelnden Beobachtungen gewählt, bei der die Dehnungs-Sollwerte  $\varepsilon$  eine Verbesserung  $v$  erhalten, deren Quadratsumme minimiert wird (WOLF 1968, S. 417ff). Nach dem Eliminieren bzw. Minimieren von einigen systematischen Einflüssen (Unzulänglichkeiten beim Versuchsaufbau, Probleme mit Kondenswasser), die in den ersten Versuchen auftraten, konnten gute Ergebnisse erzielt werden. Abb. 14 zeigt die Residuen der Kalibrierung eines Faser-Bragg-Gitters unter Berücksichtigung der Verbesserungen bei der Versuchsdurchführung. Es ist eine zufällige Verteilung ohne gravierende Einzelverbesserungen zu erkennen, die die derzeitige Messgenauigkeit in der Dehnungsbestimmung repräsentiert.

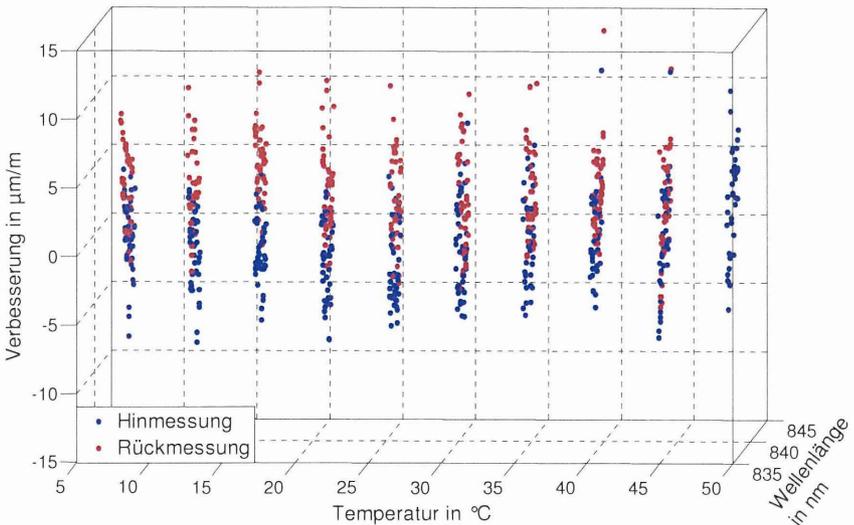


Abb. 14: Residuen der Kalibrierung eines Faser-Bragg-Gitters

Die Koeffizienten  $c_0$ ,  $c_1$  und  $c_2$  wurden für jedes Faser-Bragg-Gitter getrennt berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Ergebnisse der Kalibriermessungen für fünf FBG-Sensoren

Sensor	$c_0$ in $\mu\text{m}/\text{m}$		$c_1$ in $\mu\text{m}/(\text{m}\cdot\text{nm})$		$c_2$ in $\mu\text{m}/(\text{m}\cdot\text{K})$		Standard- abweichung einer Mes- sung in $\mu\text{m}/\text{m}$
	Koeffizient	Standard- abweichung	Koeffizient	Standard- abweichung	Koeffizient	Standard- abweichung	
FBG 1	-1260557	160	1506,3	0,2	-7,3	< 0,1	5,0
FBG 2	-1263383	123	1500,7		-6,9		3,8
FBG 3	-1262251	151	1490,5		-7,2		4,7
FBG 4	-1259335	163	1478,3		-7,5		5,1
FBG 5	-1259487	193	1469,8		-7,3		6,0

Die im Projektantrag angegebene Genauigkeit für die Bestimmung von Dehnungsänderungen bis zu  $5 \mu\text{m}/\text{m}$  konnte demnach erreicht bzw. realisiert werden (siehe rechte Spalte in Tabelle 1). Es ist nicht erforderlich, den gewählten Ansatz um Glieder höherer Ordnung zu erweitern. Dadurch ergibt sich der gravierende Vorteil, dass mit dieser Kalibriergleichung die Dehnungsänderungen nur aus den Änderungen der Wellenlänge bzw. der Temperatur berechenbar sind. Hätten hingegen Glieder höherer Ordnung für die Approximation verwendet werden müssen, wäre man gezwungen gewesen, absolute Werte für die Wellenlänge und für die Temperatur in der Kalibrierfunktion zu berücksichtigen. Durch diesen Umstand hätte sich die Kalibrierprozedur wesentlich schwieriger gestaltet.

Nach Abschluss dieser Kalibrierversuche wurde der Versuchsstand umgebaut (Reduzierung der Faser-Einspannlänge von 4 m auf 1 m), um einzelne FBG-Sensoren für die Verwendung in einem Labormuster und einem Prototypen separat zu kalibrieren. Mit den Erkenntnissen und Resultaten der vorangegangenen Versuche konnten mehrere Einzelfasern mit jeweils einem FBG-Sensor kalibriert werden, wobei sich die in Tabelle 1 genannten Standardabweichungen bestätigten.

### 3.10 Bestimmung von Richtungsänderungen



Mit Hilfe eines von der Fa. Glötl gefertigten Labormusters und vier kalibrierten Fasern mit jeweils einem FBG, vgl. dazu Abschnitt 3.9, wurden Versuche zur Bestimmung von Richtungsänderungen einer Scheibe durchgeführt. Das Labormuster besteht aus einer biegesteifen Stange, an deren Enden jeweils eine Vorrichtung zum Einspannen der Faser befestigt ist, siehe Abb. 15. An einem Ende können die Fasern zudem vorgespannt werden, um auch negative Dehnungen zu messen, siehe Abb. 16 (links). Am anderen Ende sind die Fasern an einer Scheibe eingespannt, die mittels zweier Mikrometerschrauben in verschiedene Positionen (im Rahmen der Belastbarkeit der Fasern) gekippt werden kann, siehe Abb. 16 (rechts).

Abb. 15: Labormuster

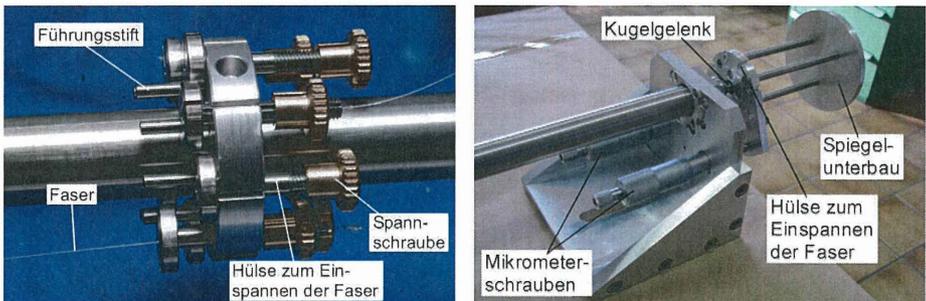


Abb. 16: Befestigungsvorrichtungen der Faser (links: Faserverspannungsvorrichtung mit Führungsstiften zur Vermeidung von Torsion beim Faservorspannen, rechts: kippbare Einspannungsvorrichtung mit Mikrometerschrauben und Spiegelunterbau)

Die Richtungsänderungen der Scheibe im Horizontalen und Vertikalen wurden mit einem Theodolit mit Autokollimationsfernrohr nach dem Verfahren der Autokollimation bestimmt (SCHLEMMER 1996, S. 89ff). Um das Verfahren der Autokollimation anwenden zu können, wurde an einem Ende des Labormusters ein Spiegel mit magnetischer Unterseite angebracht. Die Richtungsänderungen der Scheibe mittels Mikrometerschrauben führten in gleichem Maße zur Kippung des Spiegels. Folgt man mit dem Autokollimationsfernrohr der Bewegung des Spiegels, können die Richtungsänderungen  $\alpha_{\text{Soll}}$  und  $\beta_{\text{Soll}}$  mit dem Theo-

dolit ermittelt werden. Diese dienen aufgrund ihrer hohen Standardabweichung von ca. 0,0003° als Sollwerte.

Die vier Fasern wurden symmetrisch an den Scheiben des Labormusters angeordnet. Die Änderungen der Wellenlänge und der Temperatur der FBG-Sensoren wurden mit der unter Abschnitt 3.8 beschriebenen Software erfasst. Aus diesen Messwerten wurden mit Gleichung (2) die Dehnungsänderungen der optischen Fasern bestimmt. Mit Hilfe dieser Dehnungsänderungen konnten die Änderungen der Horizontal- und Vertikalwinkel  $\alpha_{\text{Ist}}$  und  $\beta_{\text{Ist}}$  berechnet werden. In Tabelle 2 sind die gemessenen (Soll) und die berechneten (Ist) Änderungen der Winkel gegenübergestellt.

Tabelle 2: Vergleich der gemessenen und berechneten Richtungsänderungen

Messung	$\alpha$ [°]		$\beta$ [°]		Abweichung [°]	
	Soll	Ist	Soll	Ist	$f_\alpha$	$f_\beta$
1	0,009	0,022	-0,817	-0,829	0,013	-0,012
2	0,460	0,470	0,652	0,662	0,009	0,011
3	-0,445	-0,439	-1,466	-1,487	0,006	-0,021
4	-0,453	-0,469	-0,652	-0,667	-0,015	-0,015
5	1,515	1,583	-0,555	-0,561	0,068	-0,005
6	0,126	0,134	-1,053	-1,066	0,009	-0,012

Die berechneten Abweichungen (letzten beiden Spalten der Tabelle 2) sind alle  $< 0,1^\circ$ , zum großen Teil liegen sie unterhalb von  $0,02^\circ$ . Die Abweichung  $f_\alpha$  der 5. Messung ( $0,068^\circ$ ) weicht stark von den anderen ab. Vernachlässigt man diese bei der Berechnung des Mittelwertes der Absolutbeträge der Abweichungen, erhält man einen Wert von  $0,012^\circ$  im Mittel. Das verwendete Labormuster hat einen Durchmesser von 40 mm und eine Länge von 1000 mm. Die Änderung eines Winkels von  $0,012^\circ$  ergibt eine Längenänderung der Faser von 0,004 mm, also eine Änderung der Dehnung von  $4 \mu\text{m}/\text{m}$ . Dies bestätigt zum einen die Korrektheit des entwickelten Berechnungsalgorithmus und zum anderen die angestrebte Dehnungsmessgenauigkeit von  $< 5 \mu\text{m}/\text{m}$ .

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Es konnte gezeigt werden, dass eine Genauigkeit von  $< 5 \mu\text{m}/\text{m}$  bei der Dehnungsbestimmung mit faseroptischen Sensoren möglich ist. Das ist allerdings nur unter Beachtung folgender Punkte erreichbar:

- Die mechanische Adaption der Faser muss äußerst sorgfältig erfolgen. Das Entfernen des Coatings ohne den Faserkern zu beschädigen und das Kleben der Hülsen sind schwierige Vorgänge. Beides ist jedoch von größter Wichtigkeit, da die Unveränder-

lichkeit der Metallhülse bezüglich der Faser für die Dehnungsmessungen vorausgesetzt wird. Es ist anzumerken, dass trotz der entwickelten guten und verwendbaren Verbindung „Faser – Hülse“ weiterer Forschungsbedarf auf diesem Gebiet besteht.

- Ein geeignetes Spektrometer mit einer hohen spektralen Auflösung (besser als 100 pm/Pixel) muss zur Verfügung stehen. Das verwendete Spektrometer vom Institut für Photonische Technologien Jena erfüllte zwar die Anforderungen, jedoch muss die hohe Temperaturabhängigkeit beachtet werden. Trotz einer werkseitig vorgegebenen Korrektur der Messwerte mit der intern gemessenen Temperatur des Spektrometers trat eine signifikante Änderung der Wellenlängenmesswerte von -2 pm/K auf. Die angegebenen Korrekturkoeffizienten sind zu hinterfragen und ggf. neu zu bestimmen.
- Es ist eine hochgenaue Auswertung der Messwerte in Verbindung mit der Bestimmung der Wellenlänge erforderlich. Eine mitgelieferte Software zur Bestimmung der Wellenlänge ist kritisch zu betrachten und ggf. selbst zu entwickeln. Als zweckmäßig und geeignet für die Bestimmung der Pixelposition des Intensitätsmaximums ist der Ansatz in Anlehnung an die Formel für die Normalverteilung (Gauß-Funktion) zu nennen.
- Die Kalibrierung der FBG-Sensoren sollte sehr sorgfältig durchgeführt werden. Die Berechnung von Dehnungswerten aus Wellenlängenmessungen mit Hilfe eines linearen Ansatzes hat sich aufgrund seiner Einfachheit und der realistischen Beschreibung der tatsächlichen Verhältnisse bewährt. Dabei wurde festgestellt, dass eine separate Kalibrierung jedes einzelnen FBG-Sensors nötig ist, da kleinste Variationen in den Parametern der Faser im Bereich der FBG, z. B. im Durchmesser, zu einem anderen Dehnungsverhalten führen.

Aufgrund der Ergebnisse und Erkenntnisse der beschriebenen Versuche konnte der Nachweis über die Realisierungsmöglichkeit des Deformationsmesssystems erbracht werden. Eine Möglichkeit, die Genauigkeit bei der Bestimmung der Dehnung zu steigern, ist die Verwendung eines anderen Spektrometers mit einer höheren Auflösung, z. B. BlueBox des IPHT Jena. Weitere Forschungsarbeit ist in das Untersuchen des Dehnungsverhaltens der Faser in Abhängigkeit wichtiger Kenngrößen, z. B. Durchmesser und E-Modul, zu investieren, da Faserinhomogenitäten zu signifikanten Dehnungsänderungen führen. Mit den erlangten Resultaten und Feststellungen konnten die Erfahrungen auf dem Gebiet der faseroptischen Sensortechnik mit Faser-Bragg-Gittern erweitert werden.

Abschließend gilt der Dank den Forschungspartnern für die gute Zusammenarbeit und der AiF für die Förderung des Projektes.

## Literatur

- GESELL, M. (2009): Untersuchungen zum Dehnungsverhalten optischer Fasern für ein Deformationsmesssystem. Bachelorarbeit an der Bauhaus-Universität Weimar, 2009.
- NIEMEIER, W. (2002): Ausgleichsrechnung. de Gruyter, Berlin, New York 2002.
- SANDEL, D. (1997): Meßtechnische Charakterisierung optischer Bragg Gitter. Dissertation an der Universität Paderborn, 1997.
- SCHLEMMER, H. (1996): Grundlagen der Sensorik: Eine Instrumentenkunde für Vermessungsingenieure. H. Wichmann Verlag, Heidelberg 1996.
- SCHWARZ, W. (2006): Konzeption eines faseroptischen Bohrlochdeflektometers. In: Messen in der Geotechnik 2006, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig Heft Nr. 82, Seiten 287-300, 2006.
- TRUTZEL, M. N. (2001): Dehnungsermittlung mit faseroptischen Bragg-Gitter-Sensoren. Dissertation an der Technischen Universität Berlin, 2001.
- WILLSCH, R.; ECKE, W. (2005): Faser-Bragg-Gitter: Herstellung und Eigenschaften. <http://www.ipht-jena.de>
- WOLF, H. (1968): Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate. Ferd. Dümmler Verlag, Bonn 1968.
- ZEH, T. (2004): Optical Fiber Bragg Sensors – Measurement Systems and Signal Processing –. Dissertation an der Technischen Universität München, 2004
- ZEH, T.; MEIXNER, M.; KOCH, A. W.; NEUMANN, C. (2002): Faseroptische Bragg-Sensoren zur Dehnungs- und Temperaturmessung. In: Tagungsband zum XVI. Messtechnischen Symposium des AHMT, 30.09. - 02.10.02, Universität Kassel

## Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Willfried Schwarz,  
Dipl.-Ing. Thomas Gebhardt  
Bauhaus-Universität Weimar  
Professur Geodäsie und Photogrammetrie  
Marienstraße 9  
99423 Weimar  
willfried.schwarz@uni-weimar.de,  
thomas.gebhardt@uni-weimar.de

Jürgen Glötzl  
Glötzl Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH  
Forlenweg 11  
76287 Rheinstetten  
info@gloetzl.com

Dr. Michael Kuhne  
Materialforschungs- und -prüfanstalt  
an der Bauhaus-Universität Weimar  
Coudraystraße 9  
99423 Weimar  
michael.kuhne@mfa.de

Dipl.-Ing. Maria-Barbara Schaller  
GGB Gesellschaft für Geomechanik und  
Baumeßtechnik mbH  
Leipziger Straße 14  
04579 Espenhain  
espenhain@ggb.de

## Flächenhafte, hochgenaue Bestimmung von Hangrutschungen mit bodengebundenem, interferometrischem Radar

*W. Niemeier und B. Riedel*

### 1. Monitoring Aufgaben

Eine der zentralen Aufgaben der Ingenieurgeodäsie ist das Monitoring von Bauwerken und lokalen Geo-Objekten. In Wikipedia [2009] findet man die Definition: „Monitoring ist ein Überbegriff für alle Arten der Erfassung, Beobachtung oder Überwachung eines Vorgangs oder Prozesses mittels technischer Hilfsmittel oder anderer Beobachtungssysteme“. Für das Fachgebiet der Ingenieurgeodäsie steht die **Erfassung und Bewertung der geometrischen Veränderungen von Objekten** im Vordergrund des Interesses. Eine Besonderheit ist dabei die Möglichkeit, absolute Veränderungen zu ermitteln, d.h. die Bewegungen relativ zu einem externen, festen Bezugssystem zu bestimmen und das Verhalten über längere Zeiträume zu beobachten bzw. zu verfolgen.

Parallel zu den geometrischen Veränderungen sind die möglichen Einflussgrößen zu identifizieren und zu beobachten, die im Hinblick auf Schädigungen oder Schadensfälle sensitiv sind, die sogenannten „Trigger-Parameter“.

Idealerweise sollen als Ergebnis belastbare Aussagen über das Verhalten des Untersuchungsobjekts gewonnen werden, also über die Funktionsfähigkeit, der Standsicherheit, die Gültigkeit von Modellannahmen und/oder das sogenannte Normalverhalten der Objekte. Schließlich sind Schwellwerte für Warnungen und Grenzwerte für das Eingreifen zu definieren und aus dem beobachteten Verhalten eine Einschätzung über das Risiko für das Eintreten eines Schadensfalles abzuleiten.

Bei der Analyse der zugrundeliegenden Prozesse sind neben mechanischen Modellen, die eine detaillierte Kenntnis der Struktur und der Materialeigenschaften voraussetzen, in der letzten Zeit verstärkt sogenannte Verhaltensmodelle entwickelt worden, wenn das belastbare Wissen über das Untersuchungsobjekt für ein mechanisches Modell nicht ausreicht, was z.B. bei Hangrutschungen meist der Fall ist [Riedel und Heinert, 2008]. Zu diesen nicht-parametrischen Ansätzen zählen Künstliche

Neuronale Netze (KNN) oder Konzepte von Fuzzy-Prozessmodellierungen u.v.a., auf die hier aber nicht weiter eingegangen werden kann [Bothe 1998, Haykins 1999, Heinert und Niemeier 2007]

## 2. Monitoring von rutschungsgefährdeten Hängen

### 2.1 Allgemeine Grundsätze

Das Monitoring rutschungsgefährdeter Hänge und Böschungen steht seit langem im Mittelpunkt des Interesses geotechnischer Untersuchungen. Z.B. sind im laufenden BMBF-Geotechnologien-Programm mehrere Projekte zu diesem Thema in Bearbeitung (z.B. Bonn, München), die alle interdisziplinär (Geologie, Geophysik, Bauingenieurwesen, Geodäsie, u.a.) ausgelegt sind.

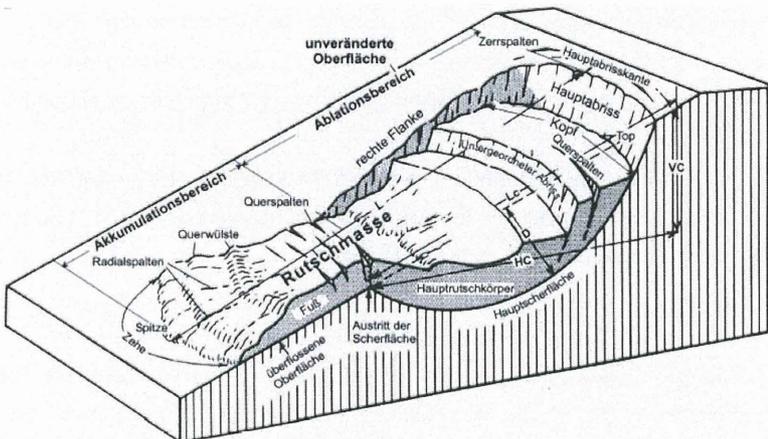


Abb. 1: Idealisiertes Blockschnittbild einer komplexen Böschungsdeformation – Rotationsrutschung und Schuttstrom (Varnes 1978)

Bei diesen oft ausgedehnten Untersuchungsobjekten muss i.d.R. mehrstufig vorgegangen werden, da eine komplette Überwachung in Echtzeit derzeit nicht realisierbar ist :

- Zunächst müssen bei einem Hang großräumig die Bereiche identifiziert werden, die ein erhebliches Risiko für Rutschungserscheinungen aufweisen.
- Dann sind für diese kritischen Gebiete geeignete Messsysteme und Beobachtungskonzepte zu entwickeln, um das tatsächliche Verhalten epochal oder

kontinuierlich zu beobachten. Parallel sind mögliche Trigger-Parameter zu beobachten.

- Schließlich sind für besonders gefährdete sogenannte „Take-Off-Domains“ Messsysteme zu installieren, um Echtzeitinformationen zur Abschätzen eines akuten Risikos zu gewinnen.

## 2.2 Informationen über das Verhalten von Hängen

Grundsätzlich können mehrere Gruppen von Informationen unterschieden werden, aus denen Wissen und Prognosen über das Verhalten von rutschungsgefährdeten Hängen abgeleitet werden können. Hier sind diese Informationsquellen nur summarisch aufgelistet:

### a) Allgemeine Kenntnisse über das Untersuchungsobjekt:

- Daten und Informationen über historische Rutschungserscheinungen
- Digitales Geländemodell und Geomorphologie
- Bewuchs und gegenwärtige Nutzung, ggf. Bebauung

### b) Kenntnisse über das Objekt und Einflüsse:

- Geologische Struktur
- Materialeigenschaften
- Hydrologische Situation

### c) Messsysteme / Messtechnologien

- Geodätische Sensoren: Optische und Radar-Fernerkundung, Laserscanning (terrestrisch und airborne), Tachymeter, GPS-Arrays, Nivellement, etc.
- Geophysikalische Sensoren: Geoelektrik, Seismik (Breitband-Seismometer, seismische Reflektionsmessungen), Geomagnetische Methoden
- Geotechnische Sensoren: Neigungsmesser, Extensometer, Hydrostatische Systeme
- Hydrologische Sensoren: Grundwasserpegel, Strömungsmessungen
- Meteorologische Messungen: Temperatur, Luftdruck, Regenmenge, Strahlungsintensität.

Ohne auf diese Systeme im Einzelnen eingehen zu können soll doch eine Systematik aufgezeigt werden, die deutlich macht, wo das Potential des im nächsten Abschnitt eingeführten Radar-Messsystems GBSAR liegt. Bei messtechnischen Erfassungen unterscheidet man zwischen:

- Zeitdiskreten (Kampagnen oder Epochen) und kontinuierlichen Messungen
- Punktuellen oder flächenhaften Messungen
- Informationen bezogen auf die Oberflächen oder den Körper selbst
- Relativ- oder Absolutinformationen (Bezug innerhalb oder außerhalb des Körpers)
- Veränderung des Objektes selbst oder möglicher Einflussfaktor.

Das hier vorgestellte GBSAR ist gemäß diesem Schema sowohl zeitlich diskret als auch – über einen Zeitraum von Tagen bis Monaten – kontinuierlich einsetzbar, es erlaubt eine flächenhafte Bestimmung und ist als Absolutinformation über die Veränderungen des Objektes selbst einzustufen.

Es soll darauf hingewiesen werden, dass die Komplexität der Aufgabenstellung es erforderlich macht, dass für die Bewertung und Vorhersage von kritischen Hangbewegungen i.d.R. ein interdisziplinäres Expertenteam zuständig ist, in das jeder seine Spezialkenntnisse und Herangehensweisen einbringen kann.

### **3. Verformungsmessungen mit bodengebundenem Radar**

#### **3.1 Bisher : Satellitengestützte Radar-Interferometrie**

In den letzten Jahren hat sich für den Nachweis großflächiger geometrischer Veränderungen von Teilen der Erdoberfläche die satellitengestützte Fernerkundung als leistungsstarke Methode etabliert [Riedel und Walther 2008]. Besonders das Differentielle Interferometrische Synthetic-Aperture-Radar (InSAR) weist heute ein Genauigkeitspotential bis in den mm-Bereich auf und wird z.B. für die Überwachung von tektonisch aktiven Gebieten, Vulkanen und Deichen, aber auch die Bestimmung der Auswirkung von z.B. großflächigen Baumaßnahmen (U-Bahnbau) im innerstädtischen Gebieten genutzt.

Bei InSAR werden von speziell für dieses Aufgabengebiet entwickelten Satelliten aus Radar-Signale abgestrahlt und entsprechend von der Erdoberfläche reflektiert, so dass deren Phasenlage ein Indikator für den Abstand Satellit – Boden ist, siehe Abb. 2. Eine erneute Überfliegung desselben Gebietes ermöglicht das Aufdecken von Verschiebungen, primär in Richtung des Satelliten, wenn bestimmte Rahmenbedingungen zur Satellitenkonfiguration eingehalten werden und ein hinreichend genaues Digitales Geländemodell (DGM) vorliegt.

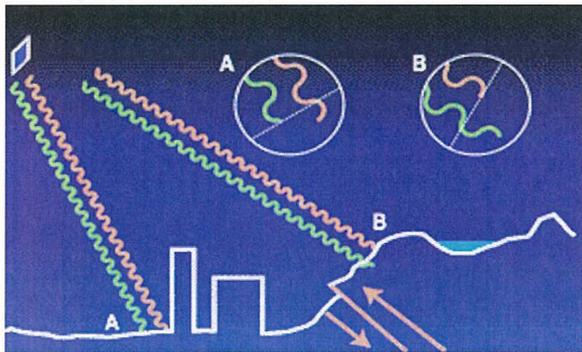


Abb. 2: Ergebnisse der satellitengestützten Radar-Interferometrie [USGS 2005]: Bei zwei oder mehr Messungen vom Satelliten aus werden Veränderungen der Erdoberfläche oder von Gebäuden als Phasendifferenzen detektiert. Im Beispiel: A: Absenkungen (Subsidence), B: Verwerfung, etwa nach Erdbeben.

### 3.2 Neues Konzept: Bodengebundene Radar-Interferometrie

Völlig neu ist die Möglichkeit, dieses innovative Messprinzip der Radar-Fernerkundung auch für terrestrische Anwendungen nutzbar zu machen. Nach demselben Messkonzept wie im Weltraum können mit den neu entwickelten Systemen des „**Ground Based Interferometric Synthetic Aperture Radar (GBSAR)**“ von Bodenstandpunkten aus (ground-based) Bewegungen bzw. Veränderungen lokal abgegrenzter Objekte hochpräzise bestimmt werden (Pieraccini et al 2006, Crosetto 2008).

Wesentlicher Vorteil ist eine ganzheitliche, flächenhafte Erfassung des Verformungsverhaltens komplexer, ausgedehnter Strukturen, z.B. Hänge, Felsgrate, Brücken oder Staudämme, mit einem Genauigkeitsniveau im mm-Bereich und ohne jegliche Instal-

lation am – manchmal schwer zugänglichen - Untersuchungsobjekt. Erforderlich ist allerdings eine über den gesamten Beobachtungszeitraum stabile Aufstellung und das Beherrschen der atmosphärischen Verhältnisse längs des Strahlweges.

Durch GBSAR ist für das geometrieorientierte Monitoring von Hängen und Böschungen somit ein enormer Entwicklungssprung möglich, der ansatzweise hier aufgezeigt werden soll. Aus einer Entfernung bis zu 4 km können mit mm-Genauigkeit großflächig und mit dichter zeitlicher Abfolge Verschiebungen detektiert werden. Damit sind kritische, instabile Zonen zu identifizieren, die Bewegungsabläufe größenordnungsmäßig sehr präzise zu beschreiben und sogar zeitkritische Informationen von befürchteten Abgängen zur Verfügung zu stellen.

### 3.3 Pysikalische Grundlagen

Das hier eingesetzte GBSAR-System der Firma IDS, Italien, arbeitet nach der sogenannten „Stepped Frequency - Continuous Wave“ – Technik mit Radarsignalen im Ku-Band, d.h. im 16,6 – 16,9 GHz-Bereich. Die Bestimmung von Verschiebungen basiert auf der Analyse des von einem Objekt reflektierten Radarsignals. Bewegt oder deformiert sich das Objekt, wird sich eine abweichende Phasenlage bei einer zweiten oder mehrfachen Erfassung ergeben, siehe Abb. 3. Diese Phasenunterschiede können direkt in Verschiebungen umgerechnet werden und erlauben die Ermittlung von Deformationen bis in den Submillimeter-Bereich.

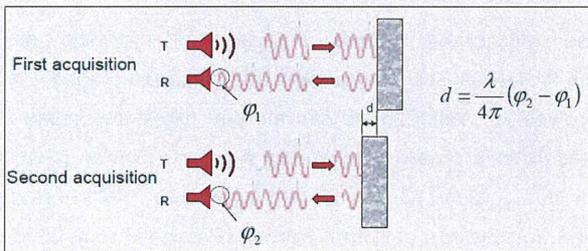


Abb. 3: Verschiebung eines Objektes als Funktion der Differenz der Phasenlage des reflektierten Radar-Signals (IDS 2002)

In Abb. 4 ist die Radar-Keule und speziell das Ausbreitungsverhalten des Radar im Hinblick auf die erreichbare Entfernungsauflösung dargestellt, die für das verwendete System bei etwa 0,5 m liegt, was bedeutet, das integrale Verschiebungsinformatio-

nen über Abschnitte von etwa 0,5 m ermittelt werden. Zwei Reflektoren, die im selben Entfernungsbereich vom Sender liegen, können a priori nicht auseinander gehalten werden.

Für das Erreichen einer guten Winkelauflösung wird - wie in der Abb. 4 schematisch-angedeutet und in Abb. 6 nochmals bildlich veranschaulicht - das Messsystem auf einer Schiene verschoben, also eine synthetische Vergrößerung der Antenne (synthetic aperture) vorgenommen. Damit wird dieses auch bei Satelliten genutzte Konzept terrestrisch nachgebildet. Man erreicht bei Verwendung einer 2 m langen Basis, auf der der Sensorkopf verschoben wird, eine Querauflösung (cross-range resolution) von 4,3 mrad, was bei einer Entfernung von 1 km zu einer Diskriminierung zwischen Objekten bzw. Objektbereichen von 4,3 m Abstand entspricht.

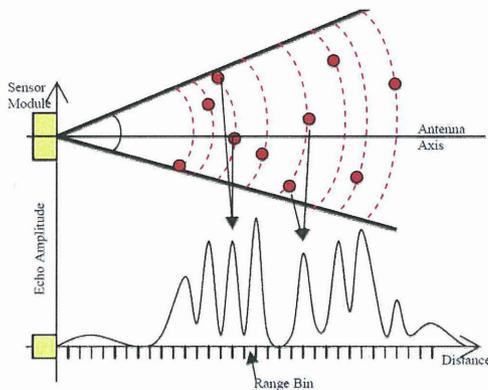


Abb. 4. Entfernungsp Profil mit Aufzeigen der Auflösung in Längsrichtung (IDS 2009)

Von der Auflösung deutlich zu unterscheiden ist die Genauigkeit, mit der dann für diese Abschnitte eine Entfernungsänderung und damit eine Bewegung/Verschiebung nachgewiesen werden kann. Die gerätetechnisch bedingte innere Genauigkeit liegt bei 0,1 mm. Erfahrungen zeigen, dass Veränderungen von wenigen mm zwischen zwei Messungen statistisch signifikant erkannt werden können.

Die Leistungsfähigkeit des Systems wird daneben beeinflusst durch die Atmosphäre, die natürlich einen Einfluss auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Radars hat. Daneben sind Fragen der Kohärenz zu klären, d.h. der Gleichartigkeit des Reflektionsverhaltens, insbesondere bei zeitlich weiter auseinander liegenden Kampagnen.

## **4. Anwendungen**

Als primärer Anwendungsfall soll in diesem Artikel das GBSAR für das Monitoring von rutschungsgefährdeten Hängen dargestellt werden. Daneben sind natürlich eine Vielzahl von größeren Bauwerken, wie z.B. Staumauern, Brücken, Gebäude, Deiche, oder andere kritische Abschnitte der Erdoberfläche, wie Felsgrate, Erosionszonen, Vulkane, grundsätzlich mit dieser Technik zu beobachten.

Gerade für steile Hänge haben die Satellitensysteme (InSAR) aufgrund der Auftreffwinkel erheblichen Schwierigkeiten, so dass hier das GBSAR - neben dem Vorteil der vollen Verfügbarkeit über das System - auch methodisch enorme Vorteile bietet.

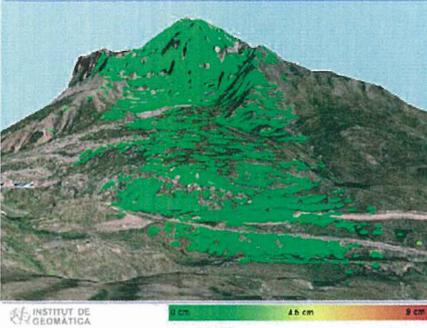
### **4.1 Pyrenäen**

Als eine Gruppe der ersten Anwender hat das Institut de Geomàtica, Barcelona, umfangreiche Messungen mit dem IDS-System vornehmen können. Als Beispiel seien hier die Ergebnisse einer vom Oktober bis November 2006 durchgeführten Kampagne diskutiert. In Abb. 5 sind nur die Ergebnisse zwischen erster und letzter Messung wiedergegeben. Man erkennt sehr anschaulich die nachgewiesenen Bewegungen im unteren Bereich des überwachten Hanges von bis zu 9 cm. In den Zwischenkampagnen wird auch die Entwicklung dieses Bewegungsmusters nachvollziehbar.

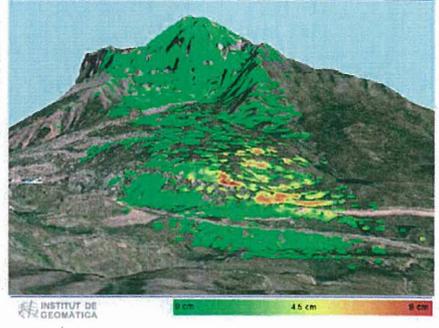
Kritisch kann angemerkt werden, dass nicht sämtliche Hangabschnitte eine ausreichende Reflektivität aufgewiesen haben und somit nicht ein vollständiges Bild über die Verschiebungen erhalten werden kann. Aber auch kein anderes Messverfahren ist wirklich flächendeckend und somit sind die Ergebnisse des GBSAR nach dem derzeitigen Stand als Optimum anzusehen. Vergleichsmessungen mittels GPS und

Tachymetrie, die innerhalb dieses EU-Projektes möglich waren, haben die linearen Bewegungsraten voll und ganz bestätigt.

**Formigal Landslide – 5<sup>th</sup> October**



**Formigal Landslide – 21<sup>st</sup> November**



**Abb. 5: Beispiel zur Bestimmung von Hangrutschungen in den Pyrenäen [Crosetto 2008]**

Die ebenfalls parallel eingesetzten modernen Messsysteme des terrestrischen Laserscanning haben aufgrund der für die eingesetzten Systeme doch enormen Entfernungen und der Oberflächenbeschaffenheit (Rauigkeit) zu keinen befriedigenden Ergebnissen geführt.

## **4.2 Tagebaurestloch Greifenhain**

Mit einem solchen GBSAR-System sind im Oktober 2009 eigene Testmessungen an einer gekippten Restlochböschung des Tagebaurestloches des Braunkohlentagebaues Greifenhain (1935-1994) der Lausitzer und Mitteldeutschen Bergbau-Verwaltungsgesellschaft m.b.H. (LMBV) ca. 20km südwestlich von Cottbus durchgeführt worden.

Die messtechnische Ausgangssituation ist in Abb. 6 wiedergegeben. Die 2 m lange Schiene des IDS-Systems wurde auf Felsen verankert, die von der LMBV als bewegungsaktiv eingeschätzte Restlochböschung (innerhalb der roten Ellipse) befand sich gut 2 km entfernt auf der gegenüberliegenden Seite des inzwischen schon weit angefüllten Sees.



Abb. 6: Das IDS GBSAR-Messsystem im Tagebaurestloch Greifenhain, innerhalb der roten Ellipse befindet sich der instabile Böschungsabschnitt.

Die Ergebnisse nach nur 4 Stunden Messungen belegen die Leistungsfähigkeit des GBSAR-Konzeptes und des inzwischen erreichten Entwicklungsstandes bei der Sensorik und Auswertung.

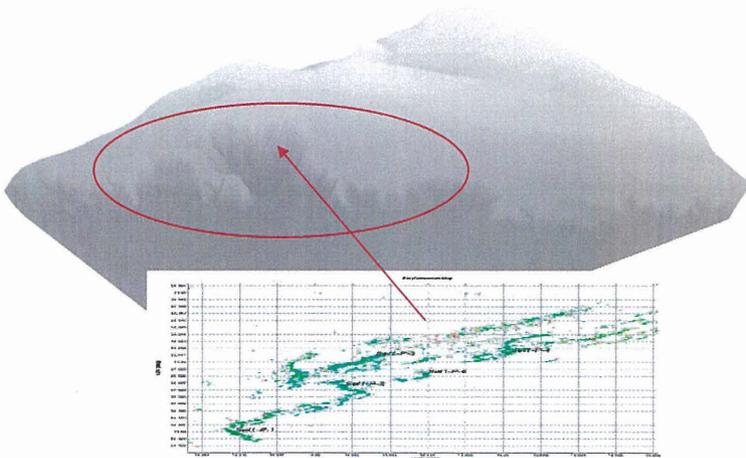


Abb. 7: Perspektivischer Ausschnitt aus dem Digitalen Geländemodell des Tagebaurestloches mit dem instabilen Böschungsabschnitt und der dazugehörigen Grundrissdarstellung der Hangbewegungen von bis zu 5mm/4h aus der GBSAR-Auswertung.

In der Grundrissdarstellung des beobachteten Hangabschnittes innerhalb der Abb. 7 sind durch farbkodierte Pixel, von grün (quasi stabil) über gelb (moderat) zu rot (groß), die Bewegungsraten für den beobachteten Hang angegeben worden. Man erkennt Verschiebungen von bis zu 5mm in einigen lokal sehr begrenzten Bereichen, die aber durch die Georeferenzierung eindeutig den entsprechenden Abschnitten im Digitalen Geländemodell zugeordnet werden können. Die ansonsten festgestellten Bewegungen von unter 1 mm (grün) sind derzeit eher als atmosphärische Effekte einzustufen.

## **5. Zusammenfassung**

In diesem Beitrag ist als neuartiges Messsystem für das Monitoring von Hängen und Böschungen das sogenannte Ground Based Synthetic Aperture Interferometric Radar (GBSAR) vorgestellt, mit seinen physikalischen Eigenschaften beschrieben und in der Anwendung auf zwei Hänge dargestellt worden.

Es kann aufgezeigt werden, dass durch diese innovative Technologie ein Entwicklungssprung für das Monitoring des geometrischen Verhaltens von ausgedehnten Objekten möglich wird und so ein Beitrag für ein besseres Verstehen der Bewegungsabläufe geleistet werden kann.

## **6. Literatur**

### **Bothe, H.-H. (1998)**

Neuro-Fuzzy-Methoden – Einführung in Theorie und Anwendung. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-NewYork-Barcelona-Budapest-HongKong-London-Mailand-Paris-Santa Clara-Singapur-Tokyo.

### **Crosetto, M. (2008)**

Deformation Measurement Using a Terrestrial SAR. Vortrag im Geodätischen Kolloquium der TU Braunschweig.

### **Haykin, S. (1999)**

Neural Networks – A Comprehensive Foundation. 2nd ed., Prentice Hall, Upper Saddle River NJ.

**Heinert, M. & Niemeier, W. (2007)**

From fully automated observations to a neural network model inference: The Bridge "Fallersleben Gate" in Brunswick, Germany 1999 - 2006. J. Appl. Geodesy 1: 71–80.

**Ingegneria Dei Sistemi (IDS) (2002)**

IBIS-System – An innovative system for static and structural monitoring, IDS, Pisa, Italy.

**Ingegneria Dei Sistemi (IDS) (2009)**

TECHNICAL REPORT - IBIS System: monitoring activities with Braunschweig University, IDS, Pisa.

**Niemeier, W. (2009)**

Neuere Entwicklungen in der Ingenieurvermessung - insbesondere zum Monitoring. BfG – Mitteilungen.

**Pieraccini, M., Fratini, M., Parrini, F., Atzeni C. (2006)**

Coherent Radar for Measuring Dynamic and Static Deformations of Architectural Structures. Kamen/Chrzanowski/ Retscher (Eds.): 3rd IAG-Symposium Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, Baden b. Wien, Österreich.

**Riedel, B. und M. Heinert (2008)**

An adapted support vector machine for velocity field interpolation at the Baota landslide. Proceedings of First IAG Workshop on Application of Artificial Intelligence in Engineering Geodesy (AIEG2008), Vienna.

**Riedel, B. und A. Walther (2008)**

InSAR processing of C-band data for the recognition of landslides. Advances in Geosciences, Advances in Geosciences, Vol 14, 189-194, 2008

**USGS (2005)**

<http://quake.wr.usgs.gov/research/deformation/modeling/InSAR>, Zugriff am 24.01.2010

**Varnes, D.J. (1978)**

Slope Movement Types and Processes. In: Schuster & Krizek(Eds): Landslides – Analysis and Control. Nat. Acad. Sci. Report 176, 11 – 33. Washington.

**Wikipedia (2009)**

[www.wikipedia.de](http://www.wikipedia.de), Zugriff am 11.2.2009

---

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil Wolfgang Niemeier

[w.niemeier@tu-bs.de](mailto:w.niemeier@tu-bs.de)

Dr.-Ing. Björn Riedel

[b.riedel@tu-bs.de](mailto:b.riedel@tu-bs.de)

Institut für Geodäsie und Photogrammetrie

Technische Universität Braunschweig

[www.tu-braunschweig.de/igp](http://www.tu-braunschweig.de/igp)

Gaußstraße 22, 38106 Braunschweig

Tel.: 0531 391-7474

---



# Mehraxiale in-situ Spannungsmessung in Bauwerken und im Gebirge

Frank-Michael Jäger

## Einleitung

Die messtechnische Nutzung des akusto-elastischen Effektes ermöglicht qualitativ und quantitativ neue Mess- und Überwachungsmethoden in Bauwerken und im Gebirge. Als Beispiel für mögliche Anwendungen kann das Monitoring von lokalen Spannungszuständen in Bauwerken und Untertagebauen über einen langen Zeitraum genannt werden. Weiterhin ergeben sich neuartige und zugleich kostengünstige Anwendungen, wie die online Überwachung des Antwortspektrums von Bauwerken jeglicher Art in seismisch aktiven Gebieten. Schon während der Bauphase sind Messungen in Fundamenten und Pfählen möglich. Auch Tunnelbaue mit hohen Überlagerungen bzw. großen Gebirgsdruckerscheinungen können so online überwacht werden. Die Messkörper lassen sich schon in der Phase der Bauwerkserstellung, d.h. Betonierung, einbringen. Auch ein nachträglicher Einbau in Bohrlöcher (Methode des harten Einschlusses) oder die Verspannung in Dehnfugen von Bauwerken ist möglich.

## 1 Messtechnische Grundlagen der in-situ Spannungsmessung

Im Gegensatz zur Spannungsanalyse von Bauteilen, wo im allgemeinen die Geschwindigkeitsänderung der transversalen und longitudinalen Wellen erfasst und ausgewertet wird, nutzt die hier betrachtete in-situ Spannungsmessung nur die Veränderung der Geschwindigkeit der Longitudinalwellen innerhalb der Dicke eines Messkörpers.

Bisherige direkte Messungen der Schallgeschwindigkeit in Gesteinen oder Beton sind für Bestimmungen der Spannungsverhältnisse ungeeignet. Gesteinsanisotropien, Risse etc. beeinflussen markant diese Messungen. Besonders unterschiedliche Gehalte an Porenwasser machen solche Messungen schwer vergleichbar und ungeeignet für ein Monitoring [Huang et al. 2001].

Der messtechnische Einfluss von wechselnden Porositäten und/oder Feuchtegehalten kann weit über dem spannungsabhängigen Anteil des Messeffektes liegen.

Für die breite Anwendung der Messung von Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Ultraschallwellen muss daher der Einfluss wechselnder Gesteinsparameter möglichst ausgeschlossen werden.

Der neue Ansatz zur Auswertung des akusto-elastischen Effektes beruht auf der Nutzung von Messkörpern aus Metall in den inhomogenen und anisotropen Messobjekten.

Diese neuartigen Anwendungen des akusto-elastischen Effektes für die Belange der Geotechnik werden von mehreren relevanten Patentschriften [Jäger, 2005,2006,2007, 2008,2009] beschrieben.

Die Messgröße ist in allen Anwendungen die Laufzeit eines Ultraschallimpulses in einem homogenen Messkörper, beispielweise aus Metall. Vorteilhafterweise ist dieser Messkörper für mehraxiale Aufnehmer ein Metallwürfel oder für einaxiale Aufnehmer eine quaderförmige Metallplatte mit mehreren oder einer PVDF-Folie je Spannungsrichtung. Die Krafteinleitung erfolgt auf den Messwürfel bzw. auf die Metallplatte und damit auch durch die PVDF-Folie.

Die Krafteinleitung verändert auch die mechanische Spannung in dem Messkörper.

Da diese mechanische Spannung nicht direkt messbar ist, muss man entweder den Umweg über eine mechanische Größe oder über weitere direkt abhängige Größen wählen. Die Ultraschallgeschwindigkeit ist so eine, von der mechanischen Spannung, abhängige Größe.

Dabei bestehen aber noch weitere Einflussfaktoren:

- Die für die Messeinrichtung praktisch als konstant anzunehmenden Einflussfaktoren (Materialkonstanten): der Elastizitätsmodul  $E$ , die Dichte  $\rho$  und die Poissonzahl  $\nu$ .
- Die wichtigste variable Einflussgröße, die Temperatur, welche über andere materialspezifische Parameter die Schallgeschwindigkeit direkt (thermische Abhängigkeit von  $c$ ) oder indirekt beeinflusst (thermischer Ausdehnungskoeffizient  $\alpha$ ).

Im Gegensatz zu Flüssigkeiten und Gasen hängt die Schallgeschwindigkeit  $c$  im Festkörper vom Elastizitätsmodul  $E$  ab. Aber auch hier gibt es zudem eine Abhängigkeit von der Dichte  $\rho$  des Festkörpers. Für Longitudinalwellen in einem langen Stab mit einem Durchmesser kleiner als der Wellenlänge, unter Vernachlässigung der Querkontraktion, gilt:

$$c_{Fk,l} = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Für Transversalwellen ergibt sich:

$$c_{Fk,t} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

mit dem Schubmodul  $G$ .

Für die hier betrachteten homogenen und isotropen Festkörper werden hier vereinfacht ohne walzrichtungsabhängige Konstanten betrachtet. Damit hängt die Schallgeschwindigkeit nicht von der Ausbreitungsrichtung ab. Die Schallgeschwindigkeit hängt dann zusätzlich noch von der Querkontraktionszahl (Poissonzahl)  $\nu$  ab:

$$c_l = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

dieses gilt für eine Longitudinalwelle. Für eine Transversalwelle ergibt sich:

$$c_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

Ultraschallwellen haben einen Frequenzbereich von über 20 kHz. Die Querkontraktionszahl bezeichnet man auch als Poissonzahl und ist wie folgt definiert:

$$\nu = -\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

mit der Durchmesseränderung  $\Delta d$  und Längenänderung  $\Delta l$  des Körpers.

Als Messgröße für einen eingebetteten Messkörper steht keine mechanische Messgröße zur Verfügung. Eingriffsfrei und ohne Beeinflussung des Messobjektes ist aber die Laufzeit messbar, die (im weitesten Sinne) umgekehrt proportional zur mechanischen Spannung im Messkörper ist.

Der akusto-elastische Effekt beschreibt den Einfluss von Spannungszuständen auf die Ausbreitungsgeschwindigkeiten von Ultraschallwellen im Messkörper. Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten werden dabei in folgender Form beschrieben, in der die Materialdichte, der Elastizitäts- und Schubmodul (elastische Konstanten II. Ordnung) sowie die elastischen Konstanten III. Ordnung als materialspezifische Kennwerte und die drei Komponenten des orthogonalisierten Drucktensors bzw. die drei Hauptspannungen als Zustandsparameter des Messkörpers eingehen.

Die Laufzeit der Ultraschallwellen, die sich innerhalb des Messkörpers ausbreiten, wird hochauflösend mit einem TDC-Schaltkreis gemessen.

Die Adaption der Ultraschallwandler in oder an metallische Körper ist leicht möglich.

Der akusto-elastische Effekt kann sowohl durch die Messung der longitudinalen (Schub-) Welle als auch durch die Messung der transversalen (Scher-) Welle oder durch Auswertung der Veränderung beider Wellen erfolgen.

Es gilt die Reversibilität zwischen Ausdehnung und Stauchung.

Das **Hooksche Gesetz** gilt nur für den elastischen Bereich.

$$\sigma \text{ (Spannung)} = E \text{ (E-Modul)} * \epsilon \text{ (Dehnung)}$$

Die Ultraschalleiter aus Metall erfüllen das Hooksche Gesetz.

Die relative Änderung der Wellengeschwindigkeit durch die Spannungseinwirkung ist sehr klein. Dabei ist die Geschwindigkeitsänderung der Transversalwelle (Scherwelle) eine annähernd lineare Funktion.

Aus den dort angegebenen Messdaten errechnet sich für verschiedene Eisensorten eine spezifische Abhängigkeit der Schallgeschwindigkeiten  $c_{23}$  und  $c_{13}$  unter Belastung „Druckspannung“ von etwa [Hsu 1974]:

$$2,24 \cdot 10^{-2} \text{ ms}^{-1} \text{ MPa}^{-1}$$

Typische Abhängigkeiten von Longitudinalwellen (Schub-Wellen) in Aluminiumlegierungen wurden bei unterschiedlichen Lastaufnahmen ermittelt [Stobbe 2005].

Es besteht in dem untersuchten Bereich bis 350 MPa die lineare Abhängigkeit von:

$$4,53 \cdot 10^{-2} \text{ ms}^{-1} \text{ MPa}^{-1}$$

Die Änderung der Schallgeschwindigkeit ist neben der Abhängigkeit von der einwirkenden mechanischen Spannung auch von der Temperatur abhängig.

In der Praxis stellt sich der Temperatenausgleich zwischen Messkörper und umgebendem Bauwerk ausreichend schnell ein. Größere Temperaturschwankungen sind im stationären Einbau im Gebirge oder in Tunneln, konkret im Ringraum zwischen Tübbing und Gebirge, nicht zu erwarten. Bei Anwendungen, wo mit einer wechselnden Umgebungstemperatur zu rechnen ist, sind Temperaturmessungen zur Kompensation denkbar und leicht im Messkörper implementierbar.

Durch das elastische Verhalten der Messstrecke zwischen den Ultraschallsensoren wird auch die Länge der Messstrecke verändert.

Da bekannt ist, dass zum Beispiel die Änderung der Schallgeschwindigkeit durch die Einwirkung einer mechanischen Spannung (Stauchung der Messstrecke) dreimal so groß ist [Splitt 2002] wie der Einfluss der reinen Längenänderung (die durch diese Spannung oder Krafteinwirkung auf die Messstrecke entsteht), kann durch die Messung der Schallgeschwindigkeit eine ausreichend genaue Ermittlung der Spannung innerhalb des Messkörpers erfolgen.

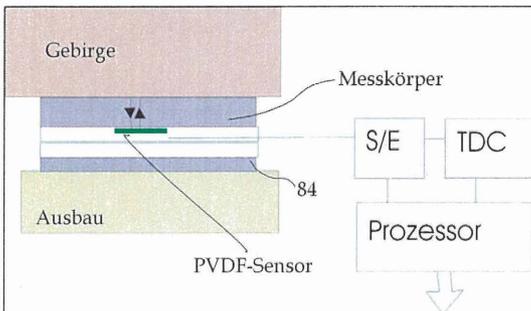
Die oben dargelegten akusto-elastischen Koeffizienten sind im Verhältnis zur absoluten Schallgeschwindigkeit sehr klein.

Die direkte messtechnische Auswertung durch eine übliche Laufzeitmessung ist zu ungenau, da hier die Auflösung nicht ausreicht.

Eine direkte Frequenzzählung über Mikroprozessoren scheidet aus, da die Zykluszeit (Rechentakt) um den Faktor 1000 bis 10000 größer ist als die geforderte nutzbare Auflösung.

Metallplatten von wenigen Zentimetern ergeben bei nur einer Reflexion Laufzeiten des Ultraschallimpulses kleiner  $10 \mu\text{s}$ .

Erfolgt die Laufzeitmessung der Ultraschallwellen in den Messkörpern ohne Mehrfachreflexion und mit Ultraschallquellen hoher Frequenz, können Laufzeiten mit geringer Streuung gewonnen werden. Vorteilhaft werden dazu PVDF-Folien verwendet.



Die breitbandigen PVDF-Folien sind für Laufzeitmessungen besonders gut geeignet. Bild 1 zeigt beispielhaft die Anwendung der akusto-elastischen Messung zur Ausbauüberwachung.

Bild 1: Anwendung im Ausbau

Sollen Belastungen von nur einigen MPa gemessen werden, muss die Auflösung unter  $10 \text{ ns}$  liegen.

Zur Erfassung von Lastumlagerungen (oder auch Spannungsumlagerungen) in der Größenordnung  $10 \text{ kPa}$  und kleiner muss die Auflösung der TDC-Schaltkreise durch Mittelwertbildung über viele Einzelmesswerte erreicht werden.

Diese können mit TDC-Schaltkreisen bei einer Messung besser als  $50 \text{ ps}$  aufgelöst werden. Durch die kurze Messstrecke im Messkörper können problemlos über  $10.000$  Messungen pro Sekunde erfolgen. In einer Sekunde ist durch Mittelwertbildung so eine Zeitauflösung besser  $1 \text{ ps}$  sehr schnell und leicht möglich.

Im Allgemeinen ist die Spannungsmessung im Gebirge oder Beton keine zeitkritische Aufgabe. Die Auflösung der Laufzeit unter 1 ps erfordert daher nur genügend Messwerte.

Auflösungsbegrenzend wirkt der Temperatureinfluss auf die Laufzeit. Moderne TDC-Schaltkreise besitzen spezielle Messeingänge zur Temperaturmessung und erlauben eine Auflösung der Temperatur von  $\pm 0,004$  °C.

## 2 Realisierung der Messaufnehmer

Die Abhängigkeit der Laufzeit von der Spannung im Messkörper bzw. von der einwirkenden Kraft auf den Messkörper wurde mit unterschiedlichen PVDF-Folien und unterschiedlichen Dicken von 20 mm, 25 mm und 30 mm getestet. Eine Kantenlänge von 25 mm ist ein guter Kompromiss zwischen möglichst großer Messweglänge und kleiner Baugröße.



Bild 2: 2-Axialer Spannungsgeber (25 mm) für Beton-einschluss



Bild 3: Spannungsgeber im Prüfkörper

Weitere Untersuchungen beschäftigten sich mit der mechanischen Festigkeit der in Beton eingegossenen Spannungsgeber. Bild 3 zeigt den Spannungsgeber in einem Betonprüfkörper. Dieser wurde bis zu seiner Zerstörung belastet. Der Spannungsgeber blieb funktionsfähig.

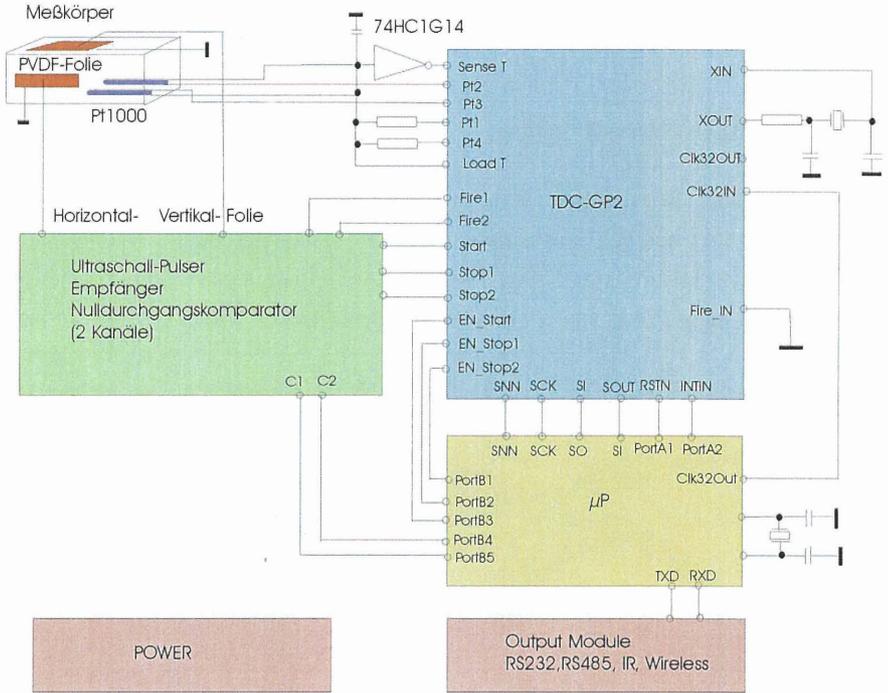


Bild 4: Aufbau einer 2-achsialen Bohrlochsonde

Die Messung der Laufzeit erfolgte mit 2 verschiedenen Laboraufbauten ähnlich Bild 4 mit jeweils einem H8-Prozessor zur Steuerung der TDC-GP2 mit Digitalanzeige bzw. des TDC501 mit serieller Schnittstelle. Zur Ermittlung der thermischen Abhängigkeit der Schallgeschwindigkeit wurde die Laufzeit mit dem TDC501 ermittelt und über die serielle Schnittstelle an ein PC mit dem Data Aquisitions System DASyLab von National Instruments übergeben. Weiterhin wurde die Oberflächentemperatur des Messkörpers mit einem Pt1000 Messwiderstand ermittelt. Die mit einem ADC ermittelten Widerstandswerte wurden ebenfalls seriell übergeben und mit einem DASyLab-Modul in °C skaliert. Aus den Wertepaaren der Laufzeit und der dazugehörigen Temperatur ergeben sich temperaturabhängige Korrekturfaktoren für die Laufzeit. Diese Korrekturfaktoren sind eine Materialkonstante und spezifisch für die jeweilige Messkörperlegierung. Damit wird der Einfluss des thermischen Ausdehnungskoeffizienten gleich mit berücksichtigt. Die Messungen bestätigten den etwa 10-fachen Einfluss der thermischen Abhängigkeit der Schallgeschwindigkeit gegenüber den Einfluss der thermischen Längenänderung der Messtrecke auf das Ergebnis einer rechnerischen Ermittlung der Schallgeschwindigkeit.

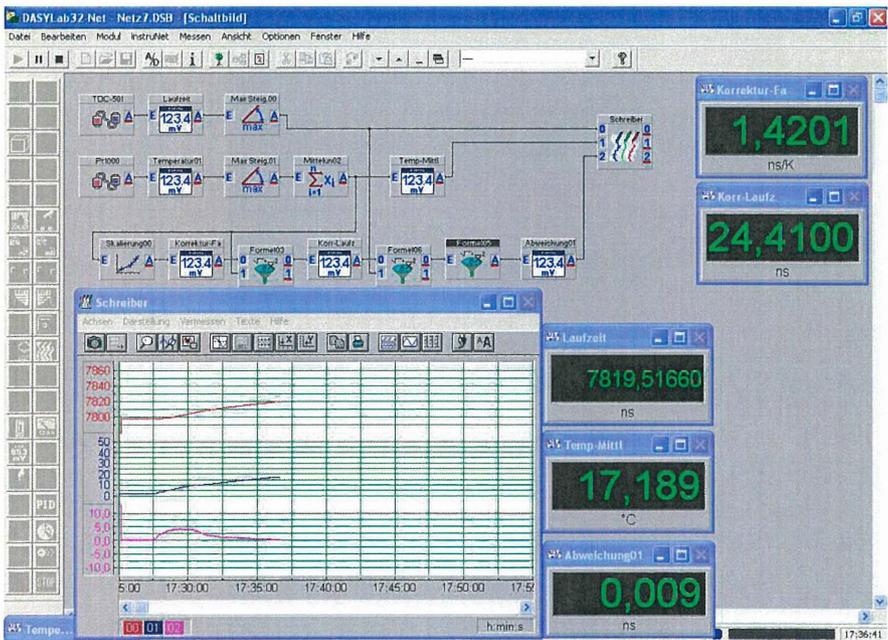


Bild 5: Ermittlung der thermischen Abhängigkeit der Laufzeit mit DASyLab

Die mit steigender Temperatur abnehmende Schallgeschwindigkeit in Festkörpern ist nicht linear. Für den interessierenden Temperaturbereich sind in der Literatur kaum konkrete Werte zu finden.

Die Bauteiltemperatur verändert das elastische Verhalten in bekannter linearer Art und lässt sich aufgrund eines für viele Stähle bestätigten Temperaturkoeffizienten von etwa 1,1 ‰ Laufzeitänderung pro 10 K Temperaturunterschied korrigieren [Längler 2007] .

Nachfolgendes Bild 4 zeigt exemplarisch die Laufzeitzunahme von etwa 15 ns bei einer Temperaturerhöhung von ca. 20°C auf 32°C. Die Kurve unten zeigt das Ergebnis der Laufzeitkorrektur, deren Abweichung von Null aus dem Temperaturunterschied zwischen Messkörpermitte und Messkörperoberfläche begründet ist. Selbst bei der dynamischen Temperaturänderung und des noch stattfindenden Wärmeflusses betrug die Abweichung der korrigierten Laufzeit von der rechnerischen Bezugslaufzeit (0°C) weniger als 100 ps.

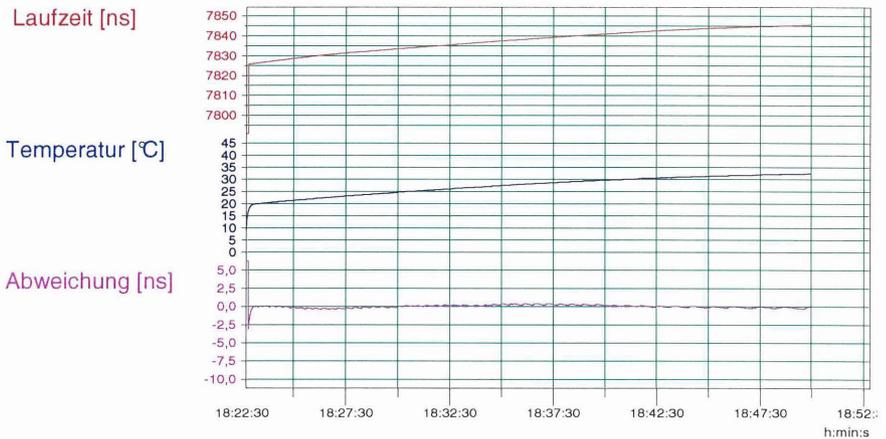


Bild 6: Kompensation der Temperaturabhängigkeit der Laufzeit

### Funktionale Abhängigkeit der Laufzeit in einem 25 mm Messkörper:

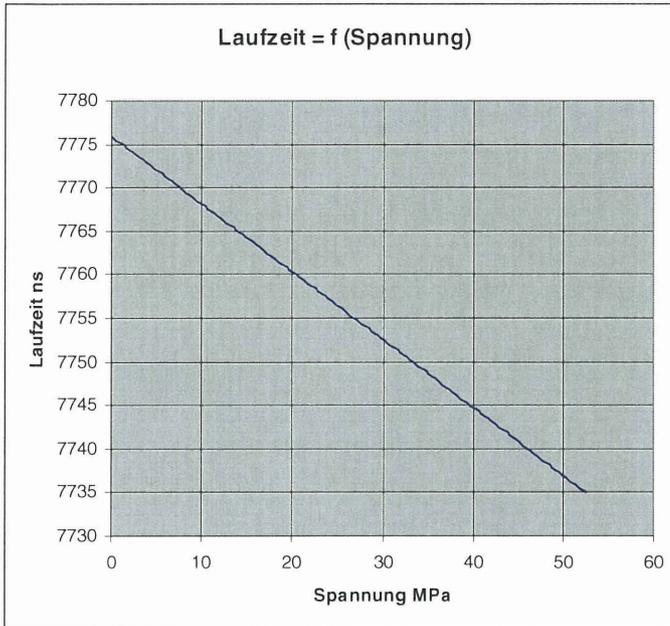


Bild 7: Laufzeit als Funktion der Spannung

Bei Verwendung eines Messkörpers mit 25 mm Messweglänge ergibt eine Spannungsänderung von 10 MPa eine Änderung der Laufzeit von ca. 7800 ps.

Jede Einzelmessung mit dem TDC-Schaltkreis TDC-GP2 bringt eine Auflösung von ca. 50 ps, d.h. die Auflösung beträgt ca. 64 kPa ohne Mittelwertbildung.

Die Krafteinleitung erfolgte mit einer hydraulischen Presse. Zur Messung der Kraft wurde eine kompakte Ringtorsions-Wägezelle RTN 47t-C3 von Schenk mit einer Genauigkeit von 0,02 % eingesetzt. Die Messung der Brückenspannung erfolgte mit einem hochauflösendem 24-Bit Sigma Delta AD-Wandler ADS1232 von Texas Instruments. Aus den Messwerten lässt sich eine spannungsabhängige Schallgeschwindigkeitsänderung der hier benutzten Aluminiumlegierung von

- 0,6456 ms<sup>-1</sup> MPa<sup>-1</sup> bzw. - 0,1004 ‰ ableiten.

### Zyklischer Lastwechsel und sein Einfluss auf die Laufzeit

Die Lastwechsel wurden unter einer hydraulischen Handpresse auf Messkörper mit einer Dicke von etwa 20 mm aufgebracht. In den Bildern 8 bis 10 sind die Laufzeit (Einzelmessung) in ns, die Laufzeit (Mittelwert) in ns und die Spannung in MPa angegeben.

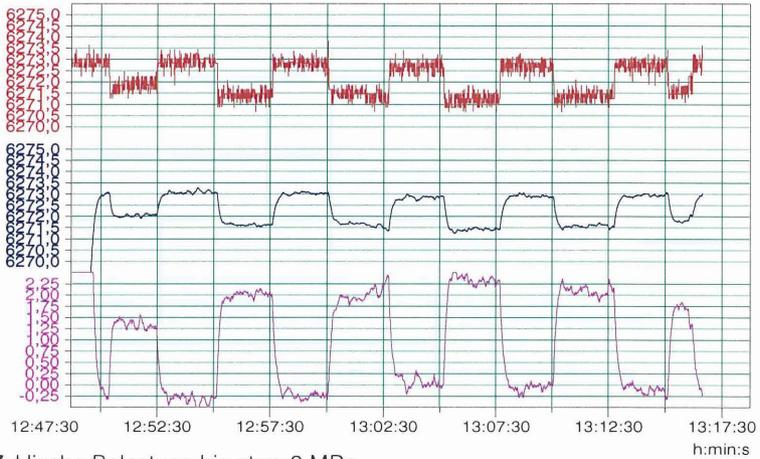


Bild 8: Zyklische Belastung bis etwa 2 MPa

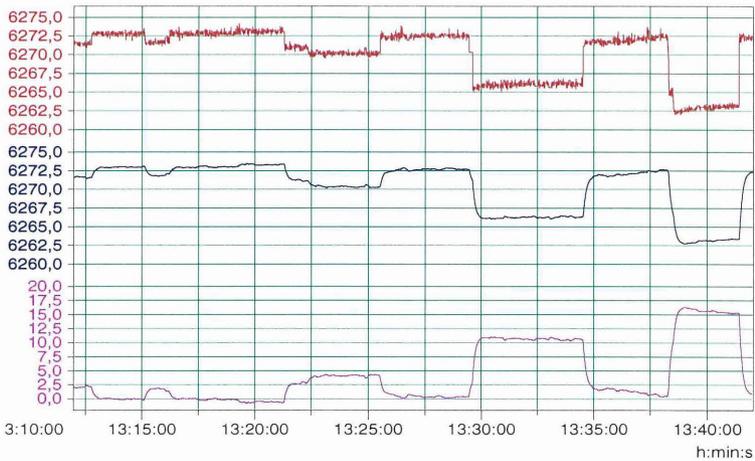


Bild 9: Schrittweise Erhöhung der Lastwechsel von 2,5 MPa auf bis etwa 15 MPa

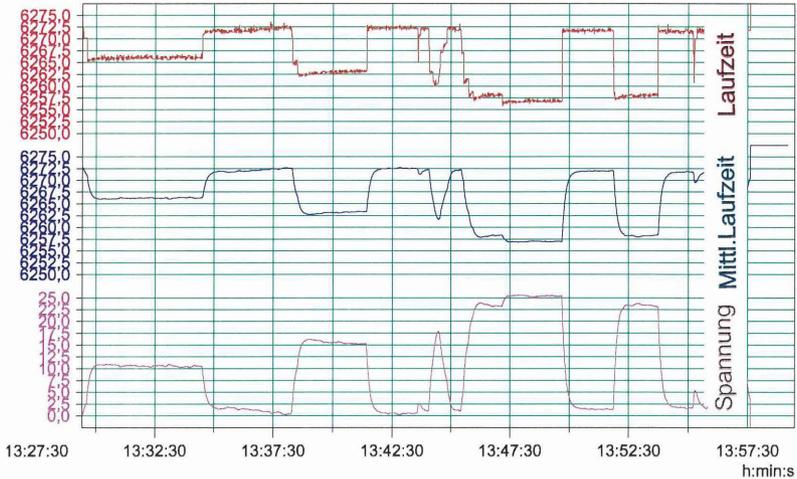


Bild 10: Schrittweise Erhöhung der Lastwechsel von 10 MPa auf bis etwa 25 MPa

Die vorstehend durchgeführten Untersuchungen wurden mit einem TDC-Evaluierungsboard mit dem TDC501 durchgeführt. Dabei mussten bezüglich der Messgeschwindigkeit Kompromisse eingegangen werden. Der H8-Prozessor des Boards kommuniziert mit dem PC mit 9600 Baud. Das Batch-Programm liest dabei bei jeder Messung die 4 Register des TDC501 einzeln nacheinander aus und übergibt sie an den PC zur Weiterverarbeitung mit DASYLab. Die möglichen 1000 bis 10.000 Messungen/s werden damit natürlich nicht erreicht. Der Datendurchsatz beträgt so etwa nur 3 bis 4 Messungen/s. Die Ansteuerung der PVDF-Folie erfolgte unabhängig davon mit einem Messtakt von ca. 1000 Messungen/s.

### 3 Mögliche Anwendungsfelder

#### 3.1 Anwendungen der on-line Spannungsmessung beim Bauwerksmonitoring

- Monitoring von Brückenlagern.
- In Verbindung mit Gebäudeinformations-Systemen für Bauwerke aller Art kann es wesentlich zur Gebäudesicherheit beitragen. Bevorzugt erfolgt der Einbau in Fundamente, Pfeiler oder Stützen.
- Messung der Schockwellen bei Rammschlägen.

- In-situ Messung der Stoßbelastung in Baustrukturen unter Anprall- und Explosionslasten.

### **3.2 Anwendungen der on-line Spannungsmessung beim Tunnel- bzw. Bergbau**

- Nachweis für den statischen Verbund zwischen Tübbing und Gebirge bei der Nachverpressung des Ringspalt bei langen Tunnelvortrieben.
- Überwachung der Schächte und Stollen mit hohen Überlagerungen bzw. großen Gebirgsdruckerscheinungen.
- Messung sich sehr langsam sich aufbauender Gebirgsdrucke in Gesteinen mit hoher Verformbarkeit und Porenwasserdruck. .
- Langzeitbeobachtung der Lastaufnahme der Tunnelröhre bei Spannungsumlagerungen im Gebirge.
- Spannungsmessung von Versatzbauen.
- Messung der Kräfte zwischen den Tübbing und Gebirge und den Tübbing selbst.
- Einsatz für kostengünstige Messanker.

## **4 Ausblick zur Anwendung der on-line Spannungsmessung als Bestandteil eines geotechnischen Monitoringsystems**

Die Überwachung aller möglichen Einwirkungs- und Strukturparameter während der Bauphase und des Betriebs von Bauwerken ist die Basis für die Zustands- und Sicherheitsanalyse des Bauwerks. Die mit unterschiedlichen geotechnischen Methoden erfassten Daten stellen die Grundlage zur numerischen und mechanischen Modellbildung dar. On-line Messverfahren zur Kraft und Lastmessung, speziell Spannungsmessungen, sind in ihrer Aussagekraft und Aktualität nicht zu ersetzen.

Mit der on-line Spannungsmessung können die bisher nur modellhaften Parameter mit geringem Aufwand gemessen und damit die Verifizierung aller bisherigen Modelle wesentlich verbessert werden.

Aus messtechnischer Sicht ist auch der Einsatz von RFI-Technik denkbar. So könnten Messkörper mit flächenhaften Antennen oder Induktionsspulen zur Energieversorgung der

Ultraschalleinheiten hinter den Tübbing an gebracht werden. Damit wird der Einbau der on-line Spannungsmessung ohne Verletzung der druckwasserdichten Tunnelröhre ermöglicht.

Besondere Bedeutung kann das Monitoring von Bauwerken erlangen. Die in-situ Spannungsmessung im Bauwerk mit der permanenten online Überwachung der Antwortfunktion auf seismische Ereignisse erlaubt eine sofortige Eingrenzung und Bewertung von Schadensfällen.

Die Materialkosten eines Messsystems betragen weniger als 50 €. Durch Vernetzung mehrerer Messsysteme mit modernen Systemen zur Datenübertragung, wie Internet, Mobil- oder Satelitenfunk können damit eine Art sekundärer low-cost Array Seismometer aufgebaut werden.

## 5 Literatur

Xiaojun Huang, Daniel R. Burns und M. Nafi Toksöz, ERL, MIT „The effekt of stress on the sound velocity in Rocks.Theory of Acoustoelasticity and Experimental Measurements“, Consortium Reports 2001, Earth Resources Laboratory, Cambrigde, MA 02142.

Jäger, F.-M., Vorrichtung zur Ermittlung der Gebirgsspannung in einem Bohrloch - DE102005047659B4, Verfahren und Vorrichtung zur Früherkennung von Bauwerksschäden - DE102006053965A1, Vorrichtung und Verfahren zur Lastmessung an Lagern von Bauwerken - DE102007014161B4, Verfahren und Vorrichtung zur Bestimmung der Gebirgsspannung – DE102008037127.0, Verfahren und Vorrichtung zur Überwachung und Bestimmung der Gebirgsspannung – PTC/DE102009/001105

Nelson N. Hsu, “Acoustical birefringence and the use of ultrasonic waves for experimental stress analysis”, Experimental Mechanics, 14:S.169-176, 1974.

David M. Stobbe, “Acoustoelasticity in 7075-T651 Aluminium and Dependence of Third Order Elastic Constants on fatigue Damage”, Thesis, August 2005, School of Mechaniccal Engineering, Georgia Institute of Technology, S.45

Längler, F., Wissensbasierte Automatisierung und kontinuumsmechanische Erweiterung der Ultraschall-Eigenstressanalyse zur Beschreibung des Spannungszustands im gesamten Bauteil, Dissertation 2007, Universität des Saarlandes, Saarbrücken, S.10

Splitt, G., Schraubenspannungs-Messung mit Ultraschall - moderne Messtechnik für sichere Schraubenverbindungen, Agfa NDT GmbH, DGZfP-JAHRESTAGUNG 2002

Autor:

Dipl.-Ing. (FH), Dipl.-Ing.ök. Frank-Michael Jäger

IBJ Technology

Colkwitzer Weg 7, 04416 Markkleeberg

fmj@ibj-technology.de

## **Entwicklung eines modifizierten Haubeninfiltrometerverfahrens zur qualifizierten Durchlässigkeitsermittlung im Feldversuch**

Dr.-Ing. M. Rosenberg, Institut für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig

Dr.-Ing. M. Seyfarth, UmweltGeräteTechnik, Müncheberg

Dipl.-Ing. J. Mühlmann, PROF. RODATZ UND PARTNER, Braunschweig

Für die Abdichtung von Deponien und Betriebsflächen potenziell wassergefährdender Einrichtungen, beispielsweise Biogasanlagen, werden aus erdbaulichen und -statischen Gründen bevorzugt natürliche weitgestufte Erdstoffe sowie Mischgutmaterialien, beispielsweise vergütete sehr schwach durchlässige steife scherfeste Reststoffe, eingesetzt. Im Unterschied zu feinkörnigen Materialien sind diese Stoffe mit konventionellen Stechzylinderverfahren (DIN 4021, DIN 18 125) kaum beprobbar (Bild 1) und kleinkalibrige Elementversuche bezüglich der qualitätsbestimmenden Systemdurchlässigkeit, formuliert als  $k_{10}$ -Wert mit exakt definierten Bedingungen (DIN 18 130, T. 1), nicht zuverlässig interpretierbar. Prüflokationen müssen bisher aufwändig repariert und kontrolliert werden. Das Standrohrverfahren gemäß E DIN 18 130, T. 2 (Feldversuche) ist für teilgesättigte Böden nicht validiert und prüftechnisch schwer handhabbar (Bild 2). Zur Durchlässigkeit korrelierende Parameter sind für vergütetes Mischgut kaum verlässlich.

Der Nachweis beispielsweise bei Biogasanlagen, dass bei Havarien die Infiltration betrieblicher (flüssiger) Medien in den Untergrund nach drei Tagen nicht tiefer als 20 cm sein darf (NMU, 2007), ist mit Durchlässigkeits(standard)versuchen per se nicht möglich.

Mit großmaßstäblichen Versuchen (Lysimeter) sind Systemdurchlässigkeiten realistisch prüfbar; für zeitnahe baubegleitende Qualitätssicherungen sind sie ungeeignet.

Der Gerätehersteller UGT, das Ing.-Büro PROF. RODATZ UND PARTNER und das IGB TU BS entwickeln als neues Verfahren zur Durchlässigkeitsermittlung im Feldversuch ohne vorbeschriebene Einschränkungen das 'Hood Infiltrometer low flow'. Das Projekt wird gefördert vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages (ZIM - Kooperationsprojekt).

Die zerstörungsfrei zügig und zuverlässig realisierbare Ermittlung der konvektiven Durchlässigkeit wird aus dem in der Bodenkunde für Durchlässigkeiten  $k_f > 10^{-7}$  m/s etablierten Haubeninfiltrometerverfahren (Patent DE 198 25 988.3) weiterentwickelt.

Mit dem Standard-Haubeninfiltrometer wird die hydraulische Leitfähigkeit im nahe gesättigten Bereich bestimmt. Die Infiltration erfolgt aus einer aufgesetzten geschlossenen Haube über eine Mariott'sche Wasserzuführung mit Druckhöhen zwischen Null und dem Luftdurchtritt. Unabhängig vom Luftdurchtritt durch den Boden sind zudem Infiltrationsversuche mit Wasserspannungen bis 60 hPa möglich (Bild 2).

Für geringe Infiltrationsraten in sehr schwach durchlässigen Böden  $k_f < 10^{-8}$  m/s bzw. Abdichtungen bis  $k_f \approx 10^{-11}$  m/s wird die neue Versuchsausrüstung 'Hood Infiltrometer low flow' konfiguriert und kalibriert unter besonderer Berücksichtigung relevanter klimatischer und messtechnischer Einflüsse.

Mit regel- und messbarem Wasseraustritt (Montage auf Glasplatte) zusammen mit unabhängigen Messungen werden die Genauigkeit der Mess- und Regelgrößen sowie potenzielle Einflüsse, beispielsweise Temperaturänderungen, quantifiziert (Bild 3).

Basis der Entwicklung waren Untersuchungen eines Bodens mit  $k_f = 10^{-6}$  m/s zwecks Prüfung der Zuverlässigkeit des Verfahrens unter Vergleichs- und Wiederholbedingungen sowie dessen numerische Simulation (Bild 3) anhand konventioneller Klassifikationen und messtechnischer Beobachtungen in einem instrumentierten Versuchsstand. Im Grenzbereich  $k_f \approx 10^{-8}$  m/s zwischen dem bodenkundlich bewährten und dem neuen Einsatzgebiet werden zurzeit die konventionelle Prüfeinrichtung und die sukzessive modifizierte Einrichtung parallel untersucht und klimatische und messtechnische Einflüsse quantifiziert. Auf natürlichem Dichtungsmaterial  $k_f \approx 10^{-10}$  m/s und auf vergütetem sowie quellfähigem Material  $k_f \approx 10^{-11}$  m/s wird das neue Verfahren eingesetzt. Begleitende numerische Simulationen werden an experimentellen Ergebnissen kalibriert.

Grundlage der Auswertungen sind Algorithmen u. a. für die Infiltration in den homogenen unveränderlichen Halbraum. Diese werden für praktische Anwendungen im Dichtungsbau, u. a. für Prüfungen auf generell geneigte Flächen und begrenzte Schichtdicken sowie veränderlichen Halbraum, weiterentwickelt und letztlich für die Aufnahme in einschlägige Regelwerke zertifiziert.



Bild 1 Konventionelle Beprobung einer Deponieabdichtung mit Stechzylindern



Bild 2 Feldinfiltrationsvorversuche  
(Standrohr-Versuch links, konventionelles Haubeninfiltrometer rechts)



Bild 3 Untersuchungen zwecks Quantifizierung des Temperatureinflusses

Für die Auswertung liefern GARDNER (1958) und WOODING (1968) analytische Lösungen. Bei den Untersuchungen werden die Materialien bodenphysikalisch im Rahmen der Vorwärtssimulation nach van Genuchten-Parametern charakterisiert und durch inverse Simulation der statistisch, ingenieurtechnisch und naturwissenschaftlich bewerteten Messdaten aus den Infiltrationsversuchen evaluiert. Die Parameter werden mit Pedotransferfunktionen nach Bestimmung der Kornverteilung und der Porosität ermittelt. Zudem wird mit Tensiometerversuchen die Wasserleitfähigkeits-Wasserspannungs-Wassergehaltsbeziehung direkt experimentell bestimmt.

Die Ergebnisse werden mathematisch-statistisch ausgewertet und Fehlertypen kategorisiert. Nach Priorisierung der Fehlereinflüsse (nach Maßgeblichkeit und/oder Beeinflussbarkeit) werden entsprechende Modifikationen vorgenommen und die Genauigkeit respektive die Ergebnisstreuung erneut quantifiziert. Das Ziel der Verfahrensentwicklung ist es, für die unterschiedlichen Bereiche durchlässiger bis sehr schwach durchlässiger Materialien den Vertrauensbereich der entspr. DIN 18130 etablierten Durchlässigkeitsermittlungen mit Streuungen  $V \approx 20\%$  zu erreichen bzw. nachzuweisen. Im Bild 4 sind die Verbesserungen für die Durchlässigkeiten  $k_f = 10^{-6}$  bis  $10^{-11}$  m/s qualitativ aufgetragen.

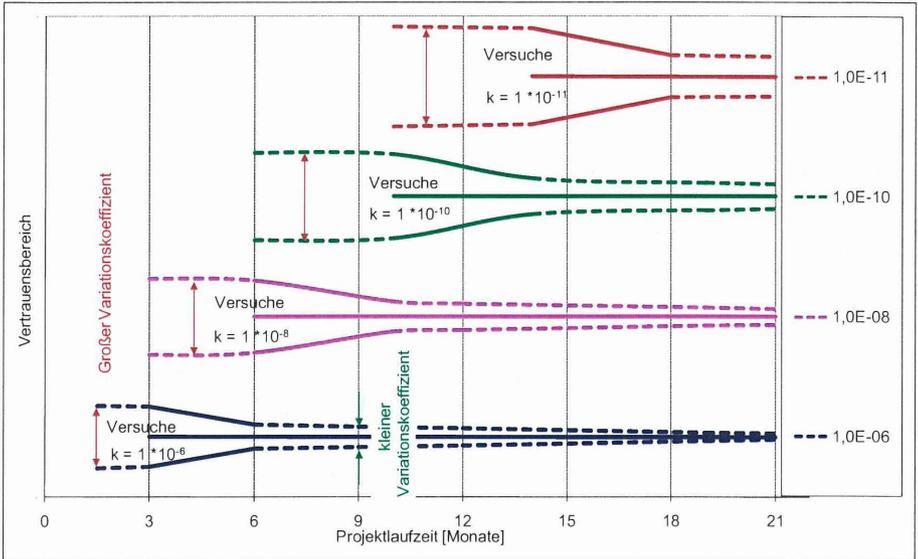


Bild 4 Variationskoeffizienten der Durchlässigkeit  $k_f$  über die Projektlaufzeit

Neben der genaueren Messung der tatsächlichen Infiltration werden Korrelationen der berechneten Durchlässigkeit und ermittelten Infiltration zu anderen Verfahren, beispielsweise gemäß DIN 18 130, untersucht. Für die Korrelationsuntersuchungen zwischen geotechnischen und geohydraulischen Parametern gilt das Beschriebene entsprechend.

Die numerischen Vergleichsberechnungen (Bild 5) werden mit Blick auf unterschiedliche geometrische, zeitliche und physikalische Bedingungen aufbauend auf die standardisierte Versuchsdurchführung (Bild 6) ausgedehnt und an Versuchsergebnissen kalibriert.

Das neue 'Hood Infiltrometer low flow' - Verfahren übersetzt die Infiltration messtechnisch bis zum Faktor 3.000 und erfasst automatisch alle relevanten und kalibrierten Messgrößen über die gesamte Versuchsdauer.

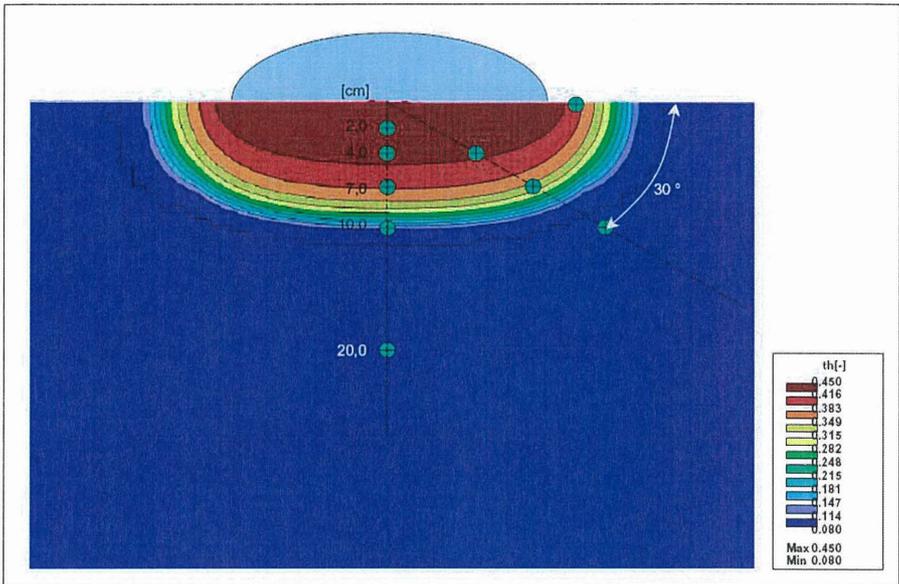


Bild 5 Ergebnis der numerischen Simulation (exemplarisch für  $k_f = 10^{-6}$  m/s nach 4 h) mit versuchstechnischer Instrumentierung zwecks Kalibrierung der Simulation

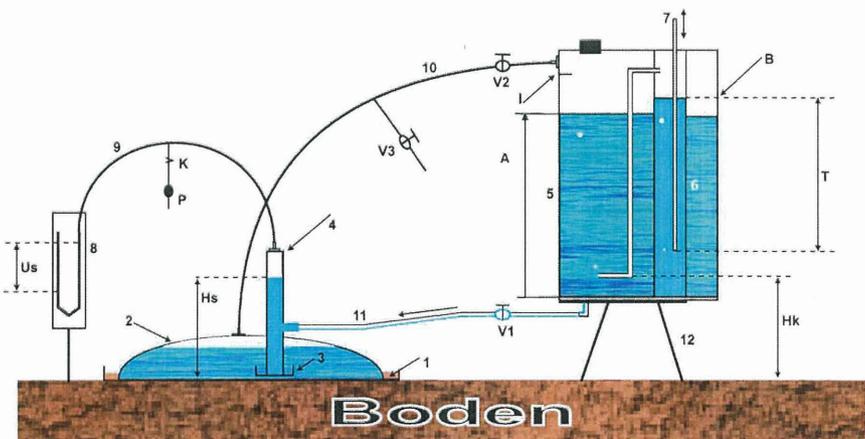
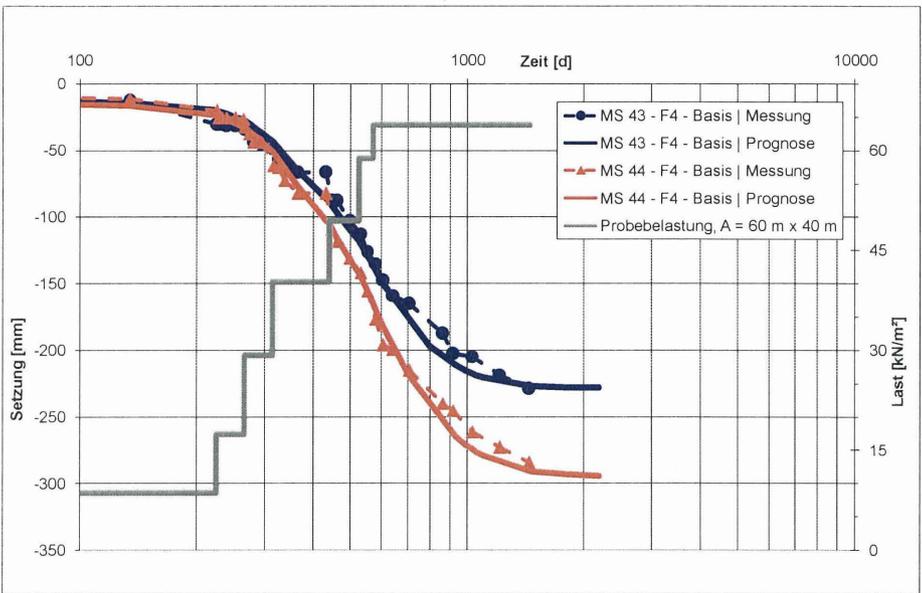


Bild 6 Hauben-Infiltrometer - Prinzipskizze

## Literatur (Auswahl)

- Gardner, W. R. (1958): Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. U. S. Department of Agriculture (228-232).
- Wooding, R. A. (1968): Steady infiltration from a shallow circular pond. Water Resources Research Vol.4, No.6, (1259-1273).
- Van Genuchten (1980): A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci Soc Am J 44 (892-898).
- Horn, A. (1986): Bemessung und Prüfung mineralischer Deponie-Basisabdichtungen. Geotechnik 9, S. 79 - 82
- Schneider, G. (1988): Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes von mineralischen Dichtungsschichten aus Insitu-Versuchen. Bautechnik 65, S. 424
- Reynolds, W. D., D. E. Elrick (1991): Determination of Hydraulic Conductivity Using a Tension Infiltrometer. Soil Sci Soc Am J 55 (633-639).
- Rösch, A. (1992): Die Bestimmung der hydraul. Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren. IGB TUBS, Nr. 39
- Youngs, E. G., D. E. Elrick and W. D. Reynolds (1993): Comparison of steady flows form infiltration rings in „Green and Ampt“ and „Gardner“ soils. Water Resources Research, Vol. 29 (1647-1650).
- Horst M. (1997): Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen. IGB TUBS, Nr. 54
- DIN 18130 T. 1 (1998) / T. 2 (2003): Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes, Beuth-Verlag, Berlin
- Schneider, G. (2000): Ermittlung des  $k_f$ -Wertes aus Versuchen in Bohrlöchern und Schürftgruben bei Inhomogenitäten im Strömungsraum. Bautechnik 77, H. 9
- Scherzer, J. (2004): Ermittlung von Pedotransferfunktionen zur rechnerischen Ableitung von Kennwerten des Bodenwasserhaushalts (FK, PWP, nFK, kapillarer Aufstieg). Bericht UDATA - Umweltschutz u. Datenanalyse, Ranschbach
- Foley J. L., P. E. Tolmie, D. M. Silburn (2006): Improved measurement of conductivity on swelling clay soils using a modified disc permeameter method. Australian Journal of Soil Research 44, (701-710).
- Schwärtzel, K. und J. Punzel (2007): Hood Infiltrometer – A New Type Of Tension Infiltrometer. Soil Sci Soc Am J 71 (1438-1447).
- Deponieverordnung (2009). Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Bonn

PROF. RODATZ UND PARTNER entwickelt, realisiert und bewertet Untersuchungskampagnen, Beobachtungsmethoden und technische Verfahren für die wirtschaftliche, standsichere und gebrauchstaugliche Dimensionierung, Herstellung und Überwachung von Bauwerken des Erd-, Grund- und Spezialtiefbaus sowie des Deponiebaus, beispielsweise bei der Stabilisierung von Schlammpländern (Bild).



Interpretation des Last-Zeit-Setzungsverhaltens der Probelastung über einem säulenstabilisierten Untergrund auf der Grundlage geotechnischer u. geodätischen Messungen mit mathematisch-statistischen Methoden nach ingenieurtechnischer Modellierung

Für ausführliche Informationen steht Ihnen als Ansprechpartner gern zur Verfügung  
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](http://www.RuP-Geotechnik.com)

**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 Halbraum**, Dissertation, 1982 \*
- Nr. 8 Meseck, H.  
Schnell, W. **Dichtungswände und -sohlen**, 1982 \*
- Nr. 9 Simons, H.  
Ruppert, F.-R. **Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen**, 1982 \*
- Nr. 10 Beckmann, U. **Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen**, Dissertation, 1982 \*
- Nr. 11 Papakyriakopoulos **Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben**, Dissertation, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. **Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde**, Dissertation, 1983 \*
- Nr. 13 Meseck, H. **Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts**, 1984



IGB-TUBS

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Früchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.  
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 \*
- Nr. 18 Simons, H.  
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985 \*
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 \*
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 \*
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986 \*
- Nr. 22 Kayser, R.  
Meseck, H.  
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von 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. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.  
Beckefeld, P.  
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen** - Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfner, 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**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.  
Hemker, O.  
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.  
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.  
Hartung, M.  
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 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. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994  
Hemker, O.  
Horst, M., Kayser, J.
- Nr. 44 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1994**, Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994  
Gattermann, J.  
Wienholz, B.
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**, Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W. **Pfahl-Symposium 1995**, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995  
Ernst, U.  
Wienholz, B.
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1996**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996  
Gattermann, J.  
Wienholz, B., Vittinghoff, T.
- Nr. 51 Rodatz, W. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen** - Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996  
Knoll, A.
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W. **Pfahl-Symposium 1997**, Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997  
Ernst, U.  
Wienholz, B.
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Diss., 1997
- Nr. 55 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1998**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998  
Gattermann, J.  
Stahlhut, O.
- Nr. 56 Rodatz, W. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau** - Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998  
Bachmann, M.  
Rosenberg, M.

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen** -, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.  
Ernst, U.  
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999** Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.  
Gattermann, J.  
Pläßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**, Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.  
Rosenberg, M.  
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000 Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme** Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.  
Huch, T.  
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Pläßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.  
Bergs, T.  
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.  
Bergs, T.  
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002, Qualitätssicherung und Innovation** Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 71     Stahlmann, J.     **Pfahl-Symposium 2003**, Fachseminar in  
Kirsch, F.     Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003  
Schallert, M., Fritsch, M.
- Nr. 72     Vittinghoff, T.     **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwand  
konstruktion in einem überkonsolidierten Ton**,  
Dissertation, 2002
- Nr. 73     Witte, M.     **Veränderung des Festigkeits- und Verformungs-  
verhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Poren  
wasserspannungen**, Dissertation, 2003
- Nr. 74     Stahlmann, J.     **11. Braunschweiger Deponie  
Rosenberg, M.     und Dichtwandseminar 2004**,  
Nendza, M.     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.     **Geotechnik-Kolloquium,  
Gattermann, J.     30 Jahre IGB-TUBS**,  
Fritsch, M.     Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77     Stahlmann, J.     **Messen in der Geotechnik 2004**, Fachseminar in  
Gattermann, J.     Braunschweig am 09. und 10. September 2004  
Kuhn, C.
- 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.     **Pfahl-Symposium 2005**, Fachseminar in  
Gattermann, J.     Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005  
Fritsch, M.
- Nr. 81     Nendza, M.     **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynami-  
schen Bodenverdichtung bei Anwendung des Rüttel-  
druckverfahrens**, Dissertation, 2006
- Nr. 82     Stahlmann, J.     **Messen in der Geotechnik 2006**, Fachseminar in  
Gattermann, J.     Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006  
Kuhn, C.
- Nr. 83     Stahlmann, J.     **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**  
Rosenberg, M.     Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

- Nr. 84     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Fritsch, M., Fischer, J.     **Pfahl-Symposium 2007**, Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85     Kluge, K.     **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations – Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
- Nr. 86     Fritsch, M.     **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen**, Dissertation, 2008
- Nr. 87     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Bruns, B.     **Messen in der Geotechnik 2008**, Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Fischer, J.     **Pfahl-Symposium 2009**, Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89     Schmitt, J.     **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild**, Dissertation, 2009
- Nr. 90     Stahlmann, J.  
           Rosenberg, M.     **Stahl im Wasserbau 2009**, Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91     Kimme, N.     **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas – Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**, Dissertation, 2009
- Nr. 92     Stahlmann, J.  
           Gattermann, J.  
           Bruns, B.     **Messen in der Geotechnik 2010**, Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010

