

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 50

IGB·TUBS

Messen in der Geotechnik '96

Fachseminar: 22./23. Februar 1996

Zusammengestellt von

J. Gattermann
T. Vittinghoff
B. Wienholz

Braunschweig 1996

VORWORT

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anlässlich unseres Seminars 'Messen in der Geotechnik '96' am 22. und 23. Februar 1996 als Tagungsband.

Messungen werden in der Geotechnik sowohl baubegleitend als auch nach Fertigstellung an Bauwerken und in deren Umgebung durchgeführt. Ziele der Messungen sind die Überprüfung des Tragverhaltens des Bauwerks und des umgebenden Baugrundes sowie der Lastannahmen, die der Planung des Bauwerkes zugrundegelegt wurden. Auch für die Überprüfung des Auslastungsgrades bestehender Bauwerke, insbesondere bei veränderten Randbedingungen, sowie für notwendig werdende Erhaltungsmaßnahmen werden Messungen ausgeführt. Aber auch Schwingungsmessungen in der Geotechnik werden zunehmend durchgeführt.

Voraussetzung für die Erarbeitung von Konzepten für komplexe Meßaufgaben ist neben der Kenntnis des Tragverhaltens des zu untersuchenden Bauwerks die richtige Wahl geeigneter Meßwertaufnahmesysteme. Hiermit befassen sich einige Beiträge unseres Seminars. Weitere Beiträge beschäftigen sich mit der Erfassung und der Analyse großer Meßdatenmengen, deren Genauigkeit und Aussagekraft mit besonderen Strategien zu untersuchen ist. An interessanten Fallbeispielen wird gezeigt, welche Meßprogramme zum Einsatz kamen und welche Aussagen sich aus den Meßwerten ableiten lassen.

Wir hoffen, daß zukünftig geotechnische Messungen, angeregt durch die Beiträge der Referenten aber auch durch Diskussionen im Plenum und bei Begegnungen während des Seminars, effektiver geplant werden können und die Analyse der Daten zu noch nützlicheren Erkenntnissen, als schon bisher, führen werden.

Den Referenten danke ich für ihren Beitrag und allen Seminarteilnehmern für ihr Interesse, das uns ermuntern wird, in zwei Jahren wieder ein Seminar über Messungen in der Geotechnik durchzuführen. Für die technische Ausrichtung dieses Seminars danke ich der Zentralstelle für Weiterbildung der Technischen Universität Braunschweig, den wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, insbesondere den Herren Diplomingenieuren Jörg Gattermann, Teja Vittinghoff und Bernd Wienholz für das Konzept.

Braunschweig im Februar 1996



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Inhaltsverzeichnis

Aufgabenorientierte Konzeptionierung von Meßwerterfassungssystemen O. Stahlhut.....	S. 1
Kontinuierliche Datenerfassung an abgelegenen Meßorten mit autarken Meßsystemen N. Mayer, M. Kammermeier.....	S. 19
Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus M. Horst, J. Gattermann.....	S. 27
Meßtechnische Bestimmung des Spannungs-Verformungs-Verhalten einer Kaimauer in einem Tidehafen J. Gattermann, M. Horst.....	S. 43
Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen T. Vittinghoff.....	S. 59
Ergebnisse des Untersuchungsprogramms O'Swaldkai, Hamburg G. Maybaum.....	S. 83
GPS - Praxisbeispiele aus der Geotechnik W. Niemeier.....	S. 109
Ingenieurgeodätische Untersuchungen zum Bewegungsverhalten eines Brückenbauwerks H. Kuhlmann.....	S. 123
Zur Anwendung photogrammetrischer Meßtechnik in Grundbau und Bodenmechanik J. Dold, J. Peipe.....	S. 139
Schwingungsmessung in der Geotechnik W. Haupt.....	S. 155
Hohlräume, Erdfälle, Rutschungen - Problemfälle geophysikalisch erkunden U. Stötzner.....	S. 173
Messung des Bodenwassergehaltes mit TDR-Sonden A. Dathe, B. Diekkrüger.....	S. 185

Messung der Lagegenauigkeit von subhorizontalen Bohrungen mit der verbesserten Deflektometersonde System INTERFELS

E. König, A. Eckbrett, R. Grindel, P. Hartkorn, D. Heinrich S. 201

Glasfasersensorik und Ergebnisse innovativer Tätigkeiten in der Geotechnik

M. R-H Voet, F. Glözl..... S. 211

Messungen an einer Rüttelstopfverdichtung

F. J. Gruber S. 233

Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Meßverfahren und Berechnungsansätze

H.-J. Köhler..... S. 247

Setzungsrisse an historischen Bauwerken - in situ Versuch an der Kirche in Hedeper

H. Wigger..... S. 259

Cross-Hole-Ultraschallprüfungen an Großbohrpfählen

H.-W. Gross..... S. 273

Meßeinrichtungen, Meßwerte und ihre Ergebnisse beim Anlandungstunnel Europipe

F. Remmer..... S. 281

Autorenverzeichnis

Liste der Veröffentlichungen

AUFGABENORIENTIERTE KONZEPTIONIERUNG VON MESSWERTERFASSUNGSSYSTEMEN

Olaf Stahlhut

1 Einleitung

Das Messen in der Geotechnik spielt heutzutage bei vielen Bauvorhaben, aber auch bei Neuentwicklungen von Geräten und Verfahren, eine zunehmend wichtige Rolle. Einerseits sollen Verformungen und Spannungen im Boden und in Bauwerken sichtbar gemacht werden. Andererseits werden mit Messungen bestehende Rechenansätze auf ihre Richtigkeit kontrolliert. Weiterhin können bei Neuentwicklungen von Bauverfahren theoretische Überlegungen überprüft werden.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) führte zu verschiedensten Fragestellungen bei unterschiedlichen Bauvorhaben Meßaufgaben durch. Jede dieser Aufgaben stellt besondere Anforderungen. Aus diesem Grunde müssen die Meßwerterfassungssysteme den jeweiligen Gegebenheiten individuell angepaßt werden. Dabei sind die Meßaufgabe wie auch die spezifischen Baustellenrandbedingungen zu berücksichtigen.

In diesem Beitrag wird die Konzeptionierung der Meßwerterfassungssysteme orientiert an den jeweiligen Aufgaben mit einigen Beispielen erläutert. Interpretationen der gemessenen Werte finden sich in den in der Literaturliste angegebenen Quellen.

2 Meßprogramm O'Swaldkai West, Hamburg

Für den in Schlitzwandbauweise zu erstellenden O'Swaldkai West im Hamburger Hafen wurde das IGB-TUBS vom Amt für Strom- und Hafenbau der Hansestadt Hamburg beauftragt, ein aufwendiges und umfangreiches Meß- und Untersuchungsprogramm zu entwickeln [9], [10]. Neben der Durchführung von Inklinometer- und Gleitmikrometermessungen sah es die Bestückung der Kaikonstruktion und des an-

stehenden Bodens mit rund 60 verschiedenen elektrischen Meßwertgebern vor. Durch die Messungen sollte das Spannungs-Verformungsverhalten einer Kaimauer in einem Tidehafen ermittelt werden.

Die Erddruckkissen (elektrische Druckumformer zur kontinuierlichen Spannungsmessung) im Boden wurden vor Ausheben des Schlitzes in eine Bohrung eingebracht. Die anderen Meßwertgeber wurden baubegleitend installiert. Dazu wurde der Bewehrungskorb vor Einstellen in den Schlitz mit den Gebern (Dehnungsmeßstreifen, Betonspannungsaufnehmer, Betonverformungsaufnehmer etc.) bestückt.

Zur Erfassung der Messungen wurde ein 60-Kanal-Analog-Digital-Wandler (A-D Wandler) verwendet, der mit einer Rechnerschnittstelle ausgerüstet ist. Mit dem A-D Wandler werden analoge Signale in digitale umgewandelt. Anschließend werden die Signale auf den Rechner übertragen und dort gespeichert, d. h. Meßwertfassung und -speicherung finden unabhängig voneinander statt (Bild 1).

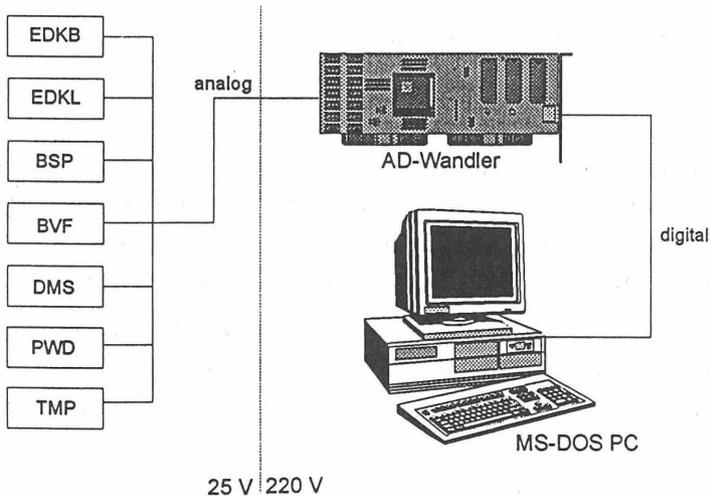


Bild 1: Prinzip der Meßwertfassung am O'Swaldkai West, Hamburg [3]

Der Rechner wird neben Speicherung der Meßdaten zur Konfiguration der gesamten Meßanlage genutzt. Die Meßwerte werden kontinuierlich und in frei wählbaren Intervallen erfaßt. Aufgrund seiner Festplatte verfügt der Rechner über einen großen

Speicherplatz und kann demzufolge eine große Datenmenge aufnehmen. Diese müssen von Zeit zu Zeit gesichert und ausgewertet werden.

Um bereits während des Einhäng- und Betoniervorgangs Messungen durchführen zu können, wurde der A-D Wandler in einem spritzwassergeschützten Kasten am Bewehrungskorb befestigt (Bild 2).

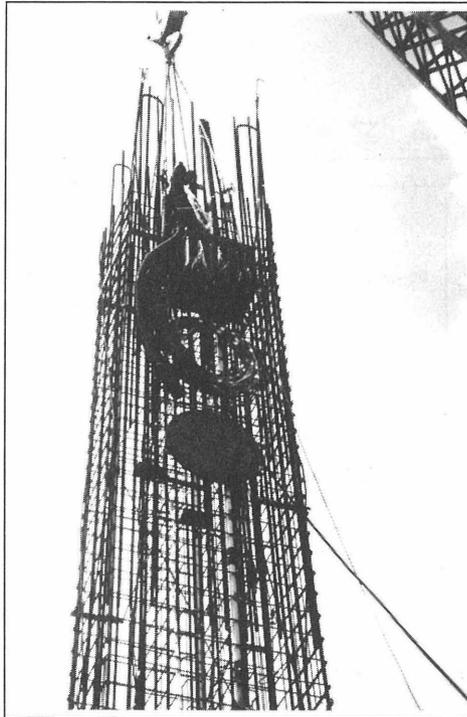


Bild 2: Bewehrungskorb mit A-D Wandler und Meßwertaufnehmern

Nach Absetzen des Korbes wurde der Kasten an seiner Zwischenposition eingebaut. Die Planung sah einen Schacht in der Kaiplattenkonstruktion vor, in welchem der A-D Wandler endgültig plaziert werden konnte. Dieser Schacht (Bild 3) ist Element der Kaiplattenkonstruktion. Der Oberbau befindet sich bei NN +6,00 m, d. h. der Meßschacht liegt unterhalb NN +6,00 m. Einlaufendes Regenwasser wird mittels einer Pumpe entfernt. Steigt das winterliche Hochwasser höher als NN +6,00 m

(höchstes Hochwasser, HHW), ist die Pumpe nicht mehr in der Lage, das anfallende Wasser herauszudrücken. Infolgedessen wurde die Anbringung der Meßwerterfassungsanlage beim Bauvorhaben Burchardkai modifiziert.

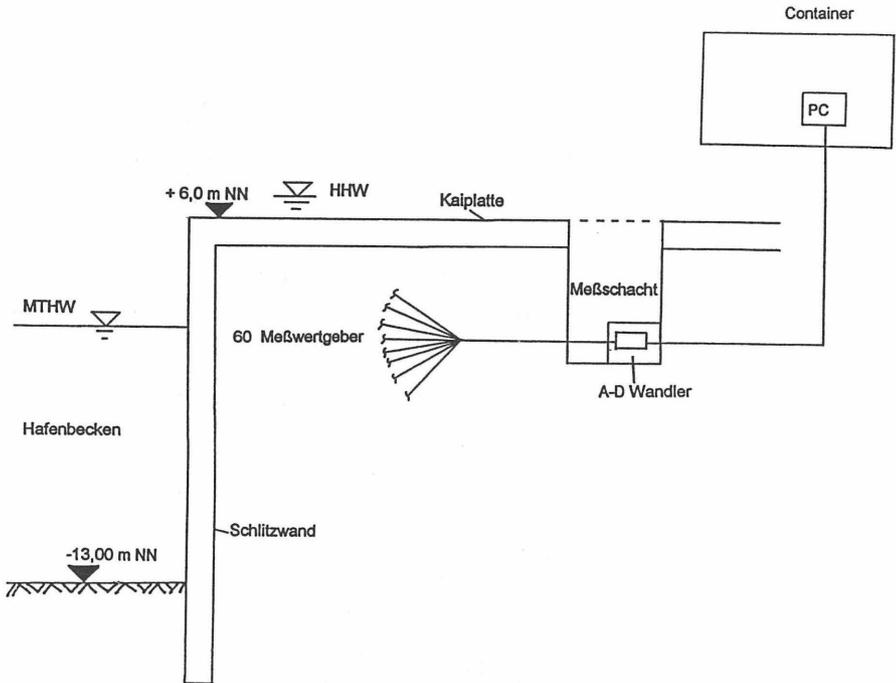


Bild 3: Kaikonstruktion mit Meßschacht und Container, O'Swaldkai

Da die digitale Datenübertragung auch über längere Strecken problemlos möglich ist, wurde der Rechner nicht in dem Meßschacht, sondern in einem Container abseits der Baustelle platziert. Bei Neukonfiguration der Meßanlage, Sicherung der Daten oder Variation des Meßrhythmus mußte der Meßschacht nicht geöffnet werden und der Umschlagbetrieb auf der Kaiplatte konnte ungestört fortgeführt werden.

3 Meßprogramm Burchardkai, Hamburg

Das Amt für Strom- und Hafenbau der Hansestadt Hamburg beauftragte das IGB-TUBS, am Burchardkai im Hamburger Hafen das Spannungs-Verformungsverhalten einer kombinierten Spund-/Schlitzwand meßtechnisch zu bestimmen [4]. Dazu wurden rund 30 elektrische Meßwertgeber im Boden und in der Kaikonstruktion installiert.

Zur Meßwerterfassung wird ein Datalogger mit einer 1 MB-Speicherkarte verwendet, welche die Speicherung von 320.000 Meßwerten zuläßt. Die Meßwerte werden zentral und kontinuierlich erfaßt und gleichzeitig auf der Speicherkarte abgelegt. Es muß kein Rechner vorgehalten werden, sondern die Meßwerte werden in bestimmten Abständen mit einem Notebook ausgelesen. Weiterhin gibt es die Möglichkeit, die Speicherkarte zu wechseln. Die Konfiguration geschieht mit Hilfe des Notebooks. Vorab eingestellte Konfigurationen können direkt mit dem Datalogger eingegeben werden.

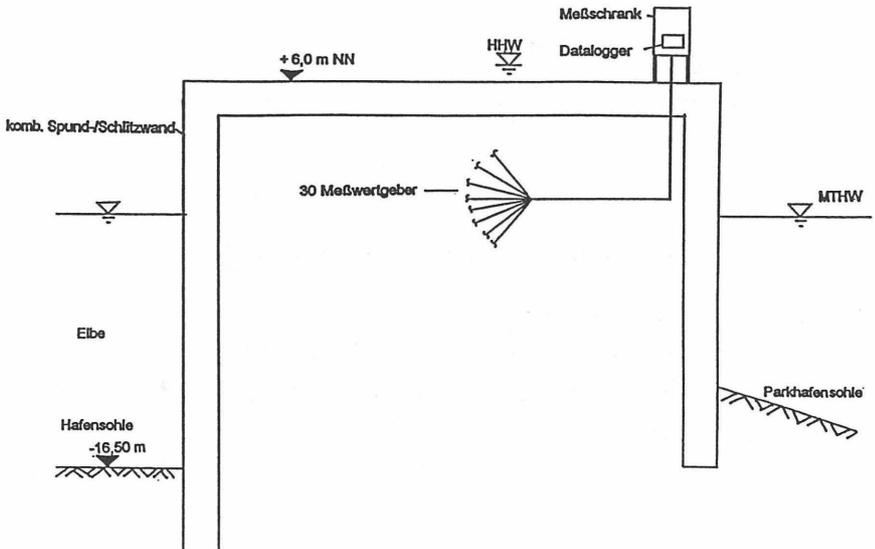


Bild 4: Kaikonstruktion mit Meßschrank, Burchardkai

Um den Datalogger vor dem höchsten Hochwasser zu schützen, wurde er in einem über der Hochwassergrenze installierten regenwassergeschützten Meßschrank untergebracht (Bild 4). Alle Meßkabel werden von unten in den Schrank geführt. Da der Meßschrank am Rand der Kaiplatte angebracht ist, wird der Umschlagbetrieb auf der Kaiplatte nicht beeinträchtigt (Bild 5).

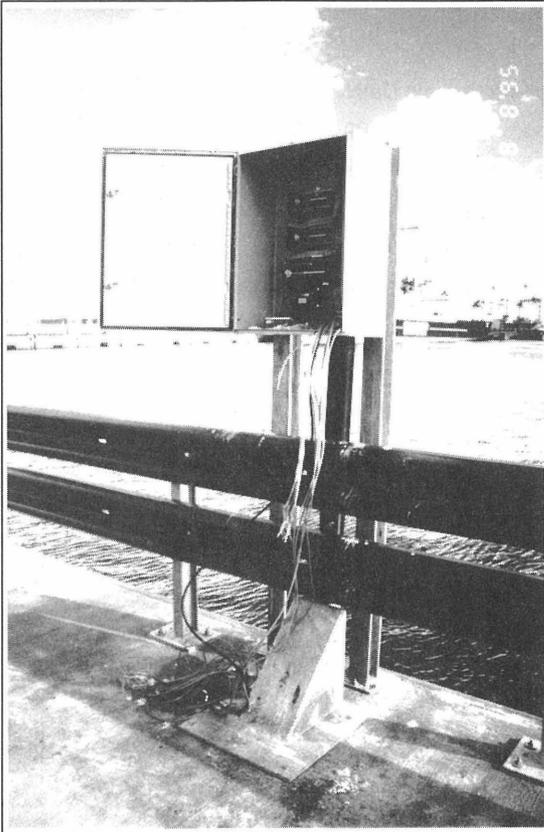


Bild 5: Meßschrank am Rand der Kaimauer

4 Meßprogramm Baugrube Karstadt Lübeck

Bei tiefen Baugruben im innerstädtischen Bereich sind die Verformungen der Baugrubenwand zur Vermeidung von Schäden an der Nachbarbebauung in bestimmten Grenzen zu halten. Dazu müssen Meßsysteme installiert werden, die eine kontinuierliche Beobachtung der Baugrube zulassen. Beim Bauvorhaben Baugrube Karstadt Lübeck wurden im Auftrag der Wayss & Freytag AG, Hamburg, die Baugrubenaussteifungen mit Dehnungsmeßstreifen bestückt, um die oben genannten Ziele zu erreichen [7]. In der Bohrpfehlwand wurden zusätzlich Inklinometerrohre installiert.

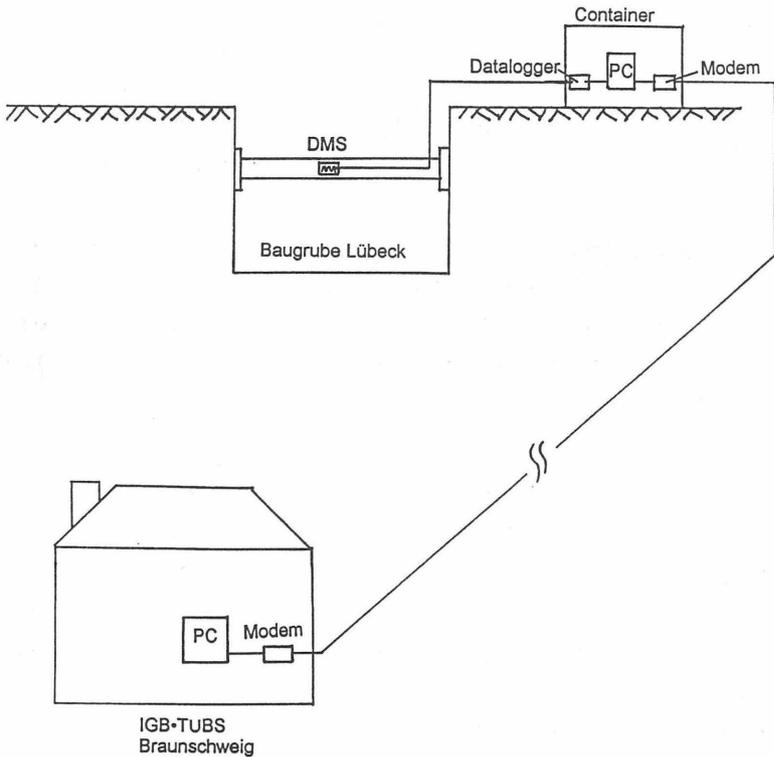


Bild 6: Meßwerterfassung und Übertragung Baugrube Karstadt Lübeck

Die Meßwerte wurden kontinuierlich mit einem Datalogger erfaßt und gespeichert. Auf einem nachgeschalteten Rechner wurden die Daten vor Ort abgelegt. Ziel der Konzeptionierung war es, die Werte unmittelbar nach Speicherung auszuwerten, um Aussagen über die Verformungen zu treffen. Damit kein Personal in Lübeck auf der Baustelle vorgehalten werden mußte, wurde ein Modem installiert, mit dem die Meßwerte per Fernabfrage ins IGB-TUBS zu beliebigen Zeiten übertragen werden konnten. Die Daten sind in Lübeck angefallen, auf dem dortigen Rechner zwischengespeichert, und dann zur Auswertung nach Braunschweig per Modem übertragen worden (Bild 6).

5 Erddruckmessungen an Verdrängungspfählen

Auf kontaminierten Standorten stellt sich die Frage nach der Eintragung von Schadstoffen in Grundwasser führende Bodenschichten. Das IGB-TUBS wurde beauftragt, zur Beurteilung des Umströmungsverhaltens von Verdrängungspfählen beim Durchrammen bindiger Schichten ein entsprechendes Meßkonzept zu entwickeln [8]. Es sollten Erd- und Wasserdrücke ermittelt und die Frage geklärt werden, ob sich beim Einrammen zwischen Pfahl und Boden ein Ringspalt bildet, der die Transmission von Wasser zwischen den beiden Grundwasserstockwerken zuläßt. Weiterhin sollte festgestellt werden, ob ein Porenwasserüberdruck entsteht und wie schnell sich dieser abbaut.

Die Meßwerte wurden wahlweise mit einem mobilen Handauslesegerät oder einem A-D Wandler mit Rechnerschnittstelle erfaßt (Bild 7). Die Messungen konnten diskontinuierlich zu allen interessanten Herstellungsphasen der Pfahlgründung bei Bedarf durchgeführt und in beliebigen Intervallen wiederholt werden.

Zunächst wurde im Herstellwerk ein ca. 15,50 m langer Pfahl mit einem Erd- und Porenwasserdruckaufnehmer bestückt. Bei Auswahl der Geber mußte darauf geachtet werden, daß beim Rammen der Pfähle wegen der dynamischen Belastungen Beschleunigungen bis zu 200 g entstehen können. Dieses Problem konnte durch entsprechende konstruktive Ausbildung gelöst werden. Die Installation der Aufnehmer durfte nicht zu Querschnittsveränderungen des Pfahles führen, d. h. die Pfahlüber-

fläche mußte weiterhin plan bleiben (Bild 8). Außerdem durften die Kabel der Aufnehmer das Einrammen des Pfahles nicht behindern.

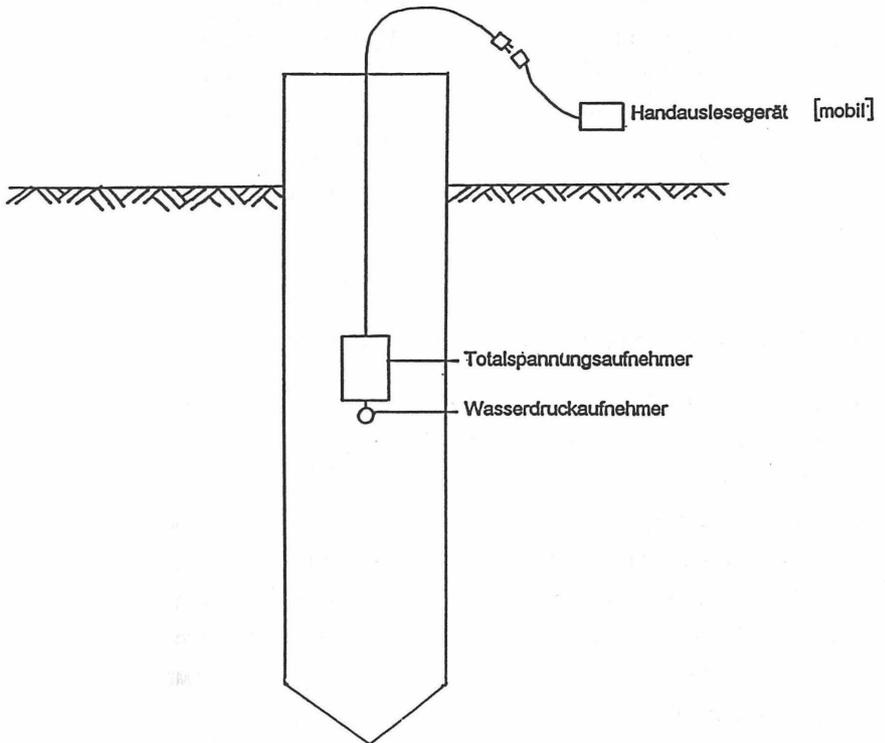


Bild 7: Meßwerterfassung bei Verdrängungspfählen

Die Messungen begannen nach dem Einrammen des Pfahles auf ungefähr halbe Solltiefe. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurden die Messungen noch mehrere Wochen in bestimmten Abständen fortgeführt, um Erkenntnisse über Änderungen der Total- und Neutralspannungen zu erhalten.

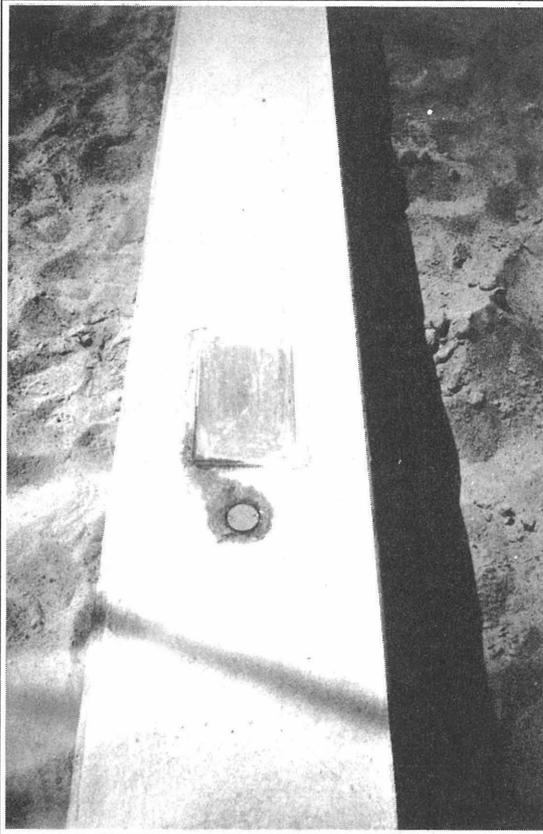


Bild 8: Fertig betonierter Pfahl mit Erddruck- und Wasserdruckaufnehmer

6 Drehmomenten- und Temperaturmessungen an einem Vollverdrängungsbohrpfahl

Die STRABAG BAU-AG Hamburg beauftragte das IGB-TUBS, an einem neuentwickelten Vollverdrängungsbohrpfahl Drehmomenten- und Normalkraftmessungen durchzuführen. Insbesondere wurde untersucht, ob das vom Hersteller des Bohrgerätes angegebene Drehmoment vom Kraftdrehkopf vollständig auf das Verdrän-

gungsrohr übertragen wird. Weiterhin wurden während des Bohrvorgangs die entstehenden Temperaturen an der Innenfläche des Bohrrohres meßtechnisch erfaßt [1], [5].

Zur Temperaturmessung an der Innenfläche des Bohrrohres, im wesentlichen im Bereich des Verdrängungskörpers, wurden an einem Meßrohr insgesamt 14 Meßwertgeber installiert (Bild 9). Ein Geber befand sich in der Mitte der Fußplatte, die anderen Fühler waren in sechs Ebenen jeweils gegenüberliegend installiert worden. Zur Erfassung der Lufttemperatur befand sich ein Geber auf dem Bohrtisch. Der Meßbereich beinhaltete Temperaturen zwischen 0° und 200° Celsius.

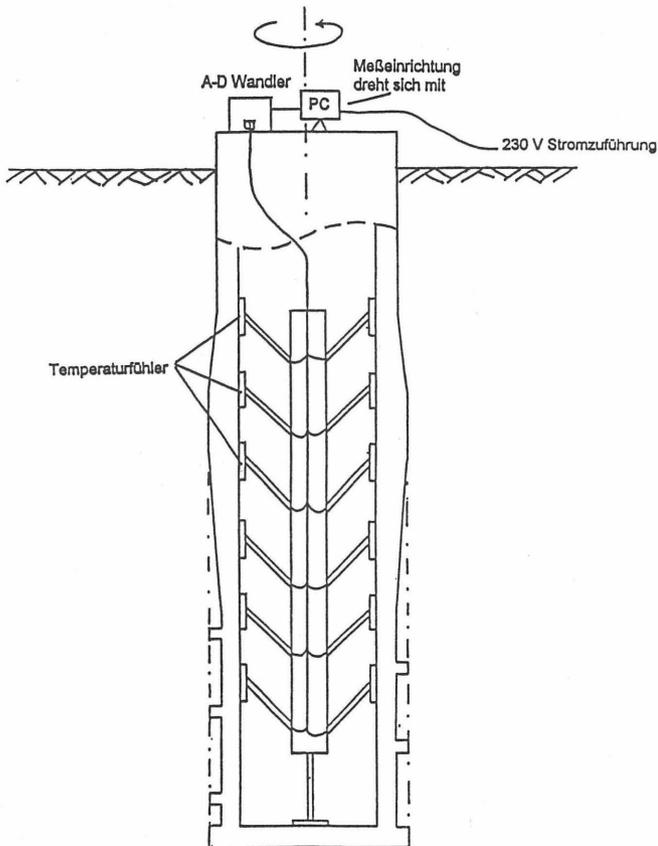


Bild 9: Prinzip der Temperaturmessung an einem Vollverdrängungsbohrpfahl

Damit keine Änderungen an der Rohrwandung vorgenommen werden mußten, wurde eine Hilfskonstruktion ähnlich eines aufgespreizten Tannenbaums entwickelt, mit deren Hilfe die Meßaufnehmer an die Innenwandung des Verdrängungsrohres gepreßt werden konnten. Die gesamte Hilfskonstruktion konnte nach Versuchsende wiedergewonnen werden, so daß vor und nach dem Versuch Vergleichskalibrierungen der Geber vorgenommen werden konnten. Dazu wurden die Fühler in ein Wasserbad gestellt, welches bis zum Verdampfen erhitzt wurde. Dabei konnten jeweils einwandfreie Funktionen festgestellt werden.

Die Kabel der Meßwertaufnehmer wurden innerhalb der Rohrwandung nach oben geführt und dort an den A-D Wandler zur Meßwerterfassung angeschlossen. Ein Rechner zur Meßwertspeicherung war ebenfalls auf dem Betonierstutzen installiert. Es wurden kontinuierliche Messungen im 5-Sekundenrhythmus durchgeführt. A-D Wandler und Rechner drehten sich während des Versuches mit dem Verdrängungsrohr.

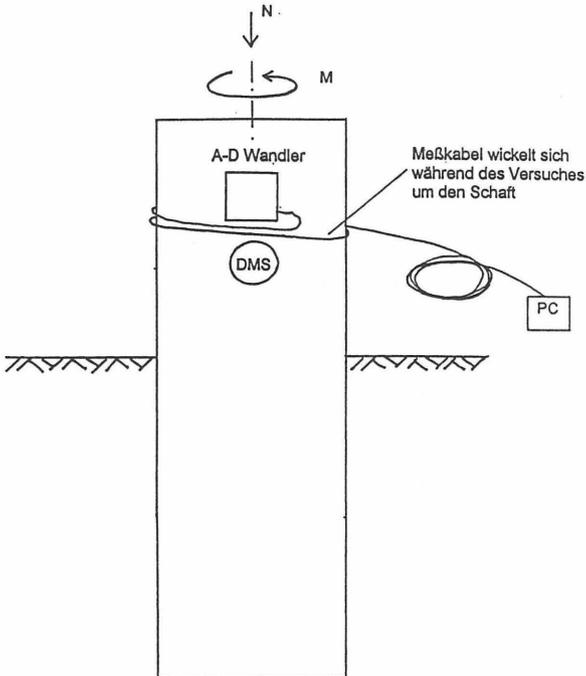


Bild 10: Prinzip der Drehmomenten- und Normalkraftmessung an einem Vollverdrängungsbohrpfahl

Zur Ermittlung des tatsächlich entstehenden Drehmomentes und der Zugkräfte wurde das Verdrängungsrohr knapp unterhalb der Bohrkronen mit Dehnungsmeßstreifen bestückt (Bild 10). Durch spezielle Arten der Verschaltung werden nur die jeweils benötigten Kraftgrößen gemessen. Durch Anbringung der Aufnehmer im oberen Teil des Rohres wurde sichergestellt, daß diese während des Versuches nicht in den anstehenden Boden eingedreht wurden. In unmittelbarer Nähe zu den Dehnungsmeßstreifen wurde der A-D Wandler zur Meßwerterfassung auf dem Verdrängungsrohr fest installiert (Bild 11).



Bild 11: Verdrängungsrohr mit Dehnungsmeßstreifen und A-D Wandler

Der Rechner zur kontinuierlichen Meßwertspeicherung konnte nicht am Rohr befestigt werden. Aus diesem Grunde wurde das Datenübertragungskabel zwischen A-D Wandler und Rechner aufgewickelt und drehte sich während des Versuches um den Schaft des Verdrängungsrohres.

7 Vergleich LWL - GMK - DMS

Zur Ermittlung von Dehnungen und Spannungen gibt es unterschiedliche Möglichkeiten. Zum Vergleich verschiedener Systeme wurde in Zusammenarbeit mit dem Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken ein Probepfahl mit Gleitmikrometer (GMK), Lichtwellenleiter (LWL) und Dehnungsmeßstreifen (DMS) bestückt (Bild 12) und anschließend im Labor unter einer Presse druckbelastet [6]. Die Ergebnisse dieser auf verschiedenen Prinzipien basierenden Meßsysteme wurden miteinander verglichen.

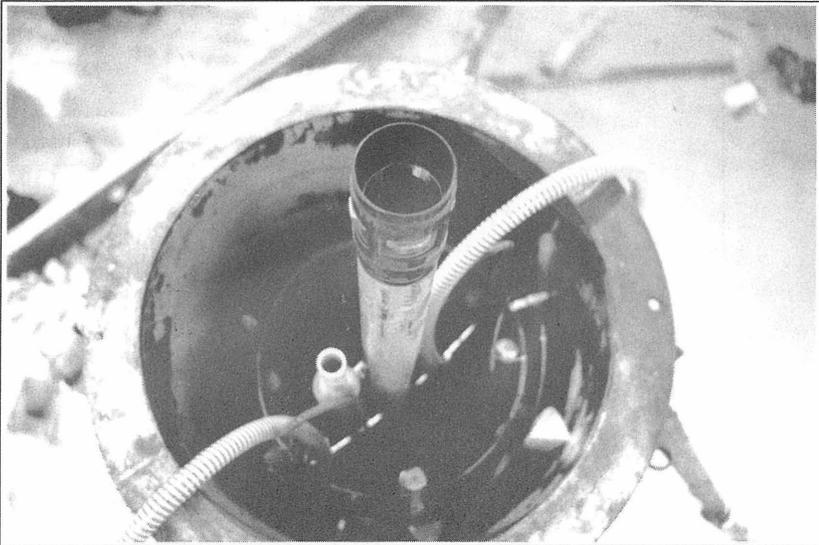


Bild 12: Mit Meßwertaufnehmern bestückter Probepfahl

8 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde die Konzeptionierung von Meßwerterfassungssystemen an verschiedenen Beispielen dargelegt. Es wurde erläutert, daß Meßsysteme den jeweiligen Aufgaben individuell angepaßt werden müssen. Weiterhin wurde dargestellt, daß Messungen nicht nur an und in Bauwerken, sondern auch an Geräten zur Überprüfung vorher festgelegter Parameter durchgeführt werden.

Zunächst wurden die Projekte mit ihren Zielen vorgestellt. Die Aufgabenstellung bezüglich der Messung wurde dargestellt und deren spezielle Konzeptionierung beschrieben. Die beim jeweiligen Vorhaben verwendeten Meßwerterfassung und -speicherungssysteme wurden erläutert. Des weiteren wurde dargelegt, daß die Entwicklung von Meßwerterfassungssystemen ein dynamischer Prozeß ist, der zu ständig verbesserten Problemlösungen mit immer neuen Erkenntnissen führt.

9 Literatur

- [1] Buchmann, K.-J.
Entwicklung und Einsatz des neuen STRABAG Vollverdrängungsbohrpfahls Pfahl Symposium 1993, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 41
- [2] Ernst, U.
Erschütterungsmessungen am Beispiel einer Nachrammung Pfahl Symposium 1995, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 48
- [3] Gattermann, J.
Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB-TUBS
Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 44

- [4] Gattermann, J.
Meßtechnische Bestimmung des Spannungs-Verformungsverhaltens einer Kaimauer in einem Tidehafen
Messen in der Geotechnik '96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 50
- [5] Hartung, M., Maybaum, G.
Abschlußbericht: Temperaturmessungen an einem Verdrängungsbohrpfahl auf dem Bauhof der STRABAG BAU-AG, Hamburg
Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1993, unveröffentlicht
- [6] Holst, A., Habel, W.
Einsatzmöglichkeiten von Lichtwellenleitern in der Geotechnik
Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 44
- [7] Horst, M., Gattermann, J.
Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus
Messen in der Geotechnik '96, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 50
- [8] Maybaum, G.
Erddruckmessungen an Verdrängungspfählen
Pfahl Symposium 1993, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 41
- [9] Maybaum, G.
Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft Nr. 44
- [10] Rodatz, W., Hartung, M., Maybaum, G.
Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg, 1992
- [11] Rodatz, W.
Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen
HANSA, 129. Jahrgang, 1992, Nr. 7





Kontinuierliche Datenerfassung an abgelegenen Meßorten mit autarken Meßsystemen

N. Mayer und M. Kammermeier, Berlin

Zusammenfassung

Die hier vorgestellten autarken Meßsysteme sind so konzipiert, daß sie kontinuierlich über einen längeren Zeitraum Messungen nach einem vorgegebenen Programm durchführen können. Sie verfügen über eine selbständige Energieversorgung (vorzugweise Solarenergie) und über eine Einrichtung zur Datenfernübertragung (DFÜ). Der Meßzyklus und die Datenübertragung werden von einem Mikrorechner gesteuert.

Es werden grundsätzliche Anforderungen an solche Systeme genannt, die wesentlichen Eigenschaften einzelner Komponenten erläutert und erste Erfahrungen mit unterschiedlich ausgeführten Meßsystemen mitgeteilt.

1. Einleitung

In der Geotechnik gibt es häufig meßtechnische Aufgabenstellungen, bei denen mehrere Meßgrößen über einen längeren Zeitraum zu beobachten sind. Zumeist sind Längen- und Winkeländerungen in ihrem zeitlichen Verlauf, oft über Jahre hinweg, zu erfassen, vgl.[1,2]. Dabei fallen in der Regel große Datenmengen an, so daß es zweckmäßig ist, eine weitgehend automatisierte Meßtechnik und Datenauswertung zu benutzen [3]. Solche relativ komplexen Meßeinrichtungen sind, in herkömmlicher Technik ausgeführt, jedoch in der Regel relativ teuer und nicht für eine längere Nutzung im Freien geeignet.

So entstand schon bald der Gedanke, die Messungen vor Ort durch eine vereinfachte und miniaturisierte intelligente Meßeinrichtung automatisch in einem vorgewählten Meßzyklus durchführen zu lassen. Derartige Geräte sind als Datensammler oder Datenlogger schon länger bekannt (vgl.[4]). Die Meßwerte können bei Bedarf mit einem kleinen tragbaren Rechner (Laptop) aus dem Speicher des Datensammlers über eine Schnittstelle ausgelesen und für die Auswertung im Labor z.B. auf einer Diskette abgespeichert werden. Falls erforderlich, kann bei diesem Vorgang dann auch die Batterie ausgewechselt werden. Nun ist es natürlich naheliegend, bei entlegenen oder schwer zugänglichen Meßorten die Daten über Funk abzufragen. Neben mehr herkömmlichen Verfahren der Datenfernübertragung per Funk (DFÜ) bieten sich hierfür inzwischen auch weitere Möglichkeiten durch die Anwendung der neuen Telekommunikationsnetze, s. Abschnitt 5. Das Auswechseln einer Batterie ist dann natürlich nicht mehr sinnvoll, so daß sich die Frage nach einer zuverlässigen Energieversorgung stellt. Hierfür werden zunehmend solare Energieversorgungen eingesetzt, die sich bei Anwendungen im Weltraum sehr bewährt haben und inzwischen auch meist preiswerter und zuverlässiger sind als eine neu zu verlegende Versorgungsleitung, insbesondere bei abgelegenen Meßorten.

Ausgestattet mit diesen Techniken erscheint es möglich, solche Meßeinrichtungen über einen Zeitraum von bis zu 10 Jahren autark und wartungsfrei zu betreiben.

2. Aufbau autarker Meßeinrichtungen

Aufbau und Funktionsweise von Datensammlern werden hier als bekannt vorausgesetzt. Die Wirkungsweise autarker Meßeinrichtungen mit einer Funkdatenüber-

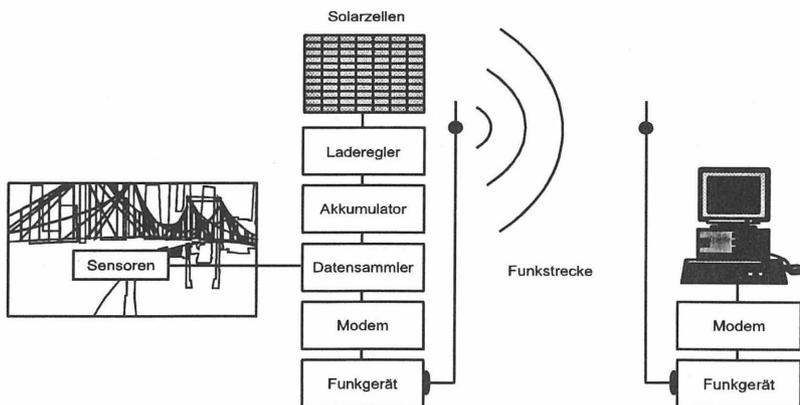


Bild 1: Aufbau einer autarken Meßeinrichtung

tragung sei kurz anhand von **Bild 1** erläutert. Der Datensammler bewerkstelligt in üblicher Weise die Meßdatenerfassung. Er wird jetzt jedoch durch eine solare Energieversorgung netzunabhängig und praktisch zeitlich unbegrenzt mit Energie versorgt. Der Zugriff auf die Meßdaten erfolgt über ein Funknetz, so daß eine solche Meßeinrichtung über Jahre hinweg selbständig Meßdaten erfassen und zur Verfügung stellen kann, ohne daß ein direkter Zugang erforderlich ist. Dabei reicht es aus, wenn der Empfänger in der Meßeinrichtung nur zu bestimmten Zeiten kurz aktiviert ist [5]. Wird er dann angerufen, kann der Datenaustausch erfolgen. Meßzyklus und Datentransfer werden über den Mikroprozessor im Datensammler gesteuert.

3. Allgemeine Auslegungskriterien

Die an eine autarke Überwachungsmeßeinrichtung zu stellenden Forderungen sind im Folgenden kurz erläutert:

- Ein dichtes Gehäuse bietet einen langfristig wirksamen Schutz der einzelnen Komponenten vor Witterungseinflüssen und eine Abschirmung vor elektromagnetischen Feldern. In der Regel wird eine Schutzart IP 65 ausreichen.
- Es sind handliche Abmessungen erwünscht, wenn man die Meßeinrichtung auch

bei engen Platzverhältnissen und ohne aufwendige Hilfsmittel anbringen möchte. Hier ist in Zukunft noch sicher einiges an Miniaturisierung möglich.

- Die Solarzellen sind so günstig anzubringen, daß sie ausreichend Solarstrahlung erhalten, nach Möglichkeit aber auch vom Regen getroffen werden, der Staub zu beseitigen hilft. Sie sollten nach Süden unter etwa 60 Grad gegen die Horizontale ausgerichtet sein. Dieser Winkel gewährleistet eine optimale Ausnutzung des Strahlungsangebots im Winter. (Im Sommer herrscht ohnehin ein Überangebot an solarer Energie). Sind Abschattungen unvermeidbar, so sind besondere Abschätzungen notwendig.

- Solarpanel, Antenne und Sensoren sind Pfade, auf denen auch bei einem Blitzschlag in einiger Entfernung Überspannungen induziert werden und an die empfindliche Elektronik gelangen können. Es sind jedoch Sicherungen verfügbar, mit denen ein in der Regel ausreichender Schutz erreicht werden kann.

- Je nach Anwendung sollte untersucht werden, welche Methode der DFÜ optimal geeignet ist (z.B. bezügl. Kosten und Datenrate).

- Die Praxis hat gezeigt, daß auch dem Schutz vor Diebstahl und Vandalismus einige Aufmerksamkeit zu widmen ist. Gerade an abgelegenen Meßorten sollte auf eine möglichst unauffällige Anbringung und schwere Zugänglichkeit geachtet werden.

4. Zur Sensorik

Normalerweise können übliche Sensoren verwendet werden. Es sollte allerdings darauf geachtet werden, Meßprinzipien mit geringem Energiebedarf zu bevorzugen, um den Bedarf an Solarzellen klein zu halten. Meist reicht es auch aus, die Sensoren nur zur Abfrage für einige Millisekunden mit Hilfsenergie zu versorgen.

5. Die Datenübertragung per Funk

Die Möglichkeiten der Funk-Datenübertragung sind in den letzten Jahren erheblich erweitert worden und weitere sind zu erwarten [6]. Da meist noch wenig Erfahrungen vorliegen, ist der Anwender auf die Angaben der Anbieter angewiesen, die meist unübersichtlich sind. Der Anwender interessiert sich v.a. für die Sicherheit der Übertragung, die Flächendeckung des verwendeten Netzes und die Kosten. Weiteres s. unter Abschnitt 7.

6. Die solare Energieversorgung

Ein wesentliches Merkmal der autarken Meßsysteme ist die netzunabhängige Energieversorgung, vorzugsweise mit Solarenergie. Gerade bei geringem Stromverbrauch ist sie meist zuverlässiger und kostengünstiger als die Verlegung eines Netzkabels oder die Nutzung von auszuwechselnden Batterien. Sie besteht aus dem Solarpanel (einer Anordnung in Reihe geschalteter Solarzellen), einem Laderegler und der Pufferbatterie. Solarzellenfläche und Batterie sind so zu dimensionieren, daß sie auch im Winter bei ungünstigsten Strahlungsbedingungen die benötigte Energie bereitstellen können. In

unseren Breiten muß die Batterie dazu in der Lage sein, einen größeren Zeitraum auch bei fast völligem Ausfall des Strahlungsangebots zu überbrücken. Dabei ist z.B. auch zu beachten, daß die Frostempfindlichkeit einer Batterie mit zunehmender Entladung ebenfalls zunimmt. Bei wichtigen Meßeinrichtungen sind aus Sicherheitsgründen Autarkiezeiten von bis zu 3 Monaten üblich, vgl. [7]. Man benutzt in der Regel wegen des größeren Wirkungsgrades monokristalline Solarzellen und wegen ihrer geringen Selbstentladung wartungsfreie Bleiakkumulatoren [8]. Zur Abschätzung des Strahlungsangebots ist auf langjährige Mittelwerte der Globalstrahlung zurückzugreifen.

7. Beispiele ausgeführter Überwachungsmeßeinrichtungen

Gemäß den beschriebenen Auslegungskriterien wurden zu verschiedenen Zwecken an mehreren Bauwerken Meßeinrichtungen mit unterschiedlichen DFÜ-Systemen installiert, s. **Tabelle 1**. Sie wurden von uns für einen autarken Betrieb von etwa 8 bis 10 Jahren konzipiert. Die wichtigsten Daten der Hauptkomponenten sind in den anschließenden Tabellen zusammengefaßt.

Meßsystem	BAM	Teufelstal	Anhalterbrücke	Bohnsdorf
Aufstellort	Solares Versuchsfeld, Dach Haus 50	Brücke über das Teufelstal beim Hermsdorfer Kreuz	U-Bahn-Brücke am Bahnhof Gleisdreieck	Autobahnbrücke beim Flughafen Berlin-Schönefeld
Aufgabe	Erprobung versch. Komponenten	Überwachung von Rißbewegungen	Ermittlung von Betriebsbelastungen an Brückenträgern	Ermittlg. d. Betriebsbelastung und Ermüdung von Fahrbahnbelägen
Zusammenarbeit	Zentralstelle für Solartechnik (ZfS)	Autobahnamt Thüringen, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)	Berliner Verkehrs-Betriebe (BVG) und BAM-VII.2	Senatsverwaltg. für Bau- und Wohnungswesen Berlin und BAM-VII.1
In Betrieb ab	Oktober 1992	Januar 1993	voraussichtl. 3/96	Juli 95

Tabelle 1: Ausgeführte autarke Fernmeßeinrichtungen

Ein erster Prototyp wurde auf einem begehbaren Flachdach in der **BAM** aufgestellt um Erfahrungen zu sammeln und die Zuverlässigkeit einzelner Komponenten unter Witterungsbedingungen zu erproben. Hierbei wurde eine anmeldungsfreie Funkstrecke relativ geringer Reichweite eingesetzt. Die Anlage arbeitet seit ihrer Installation ohne Störungen.

Die nächste Anlage wurde an einer Stahlbeton-Bogenbrücke der Bundesautobahn über das **Teufelstal** in der Nähe des Hermsdorfer Kreuzes mit einem C-Netz-Funktelefon installiert. Hier gab es in den ersten Monaten Störungen durch eine defekte Antenne und durch einen Fehler in der Software. Beides konnte jedoch bald

behooben werden. Es werden die Bewegungen von mehreren Rissen im Beton und an einigen Stellen auch die Temperaturen gemessen, um Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Risse und evtl. Risiken zu gewinnen.

Die Anlage für die **Anhalter Brücke** wird z.Zt. noch bei uns im Labor getestet. U.a. hatte es mit der ursprünglich vorgesehenen Modacom-DFÜ Probleme gegeben. Inzwischen wird auch hier ein D-Netz-Funktelefon eingesetzt. Diese Einrichtung soll über einen Triggersensor aus dem Ruhezustand heraus eingeschaltet werden, wenn ein U-Bahn-Zug die Brücke passiert. Dann werden mit DMS die Dehnungen eines Brückenträgers erfaßt, nach dem Rainflow-Verfahren klassiert und die Ergebnisse in einer sog. Rainflow-Matrix abgespeichert, ein Verfahren, das immer häufiger zur Abschätzung der Nutzungsdauer dynamisch beanspruchter Bauteile eingesetzt wird.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens werden von uns schon seit längerer Zeit Messungen an Fahrbahnbelägen durchgeführt mit dem Ziel, durch bessere Kenntnis der Ursachen von Schäden diese eher verhindern zu können. Die Meßeinrichtung an einer Autobahnbrücke in **Bohnsdorf** hat die Aufgabe, aus den an Belagskomponenten gemessenen Dehnungen mit einem geeigneten Klassierverfahren ihre Beanspruchungen unter Betriebsbelastung durch den Fahrzeugverkehr zu ermitteln (s.u.).

Meßsystem	BAM	Teufelstal	Anhalterbrücke	Bohnsdorf
Auflösung	13 Bit	13 Bit	13 Bit	13 Bit
Meßkanäle	Batteriespg. rel. Feuchte 3 Temp. 3 Potentiom.- Wegsensoren	Batteriespg. 4 Temp. 3 Potentiom.- Wegsensoren	Batteriespg. Globalstrahlg. 3 Temp. 2 DMS	Batteriespg. Globalstrahlg. 3 Temp. 4 DMS
Meßprogramm	1 Msg./Minute Speichern von 15-Minuten- Mittelwerten	30 Msg./Stunde Speichern von Stunden- Mittelwerten	getriggerte Klassierung der DMS-Kanäle, halbstündl. Messg. weit. Parameter	Online- Klassierung der 4 DMS-Kanäle, Messg. weit. Parameter
Speichertiefe	44 Tage	140 Tage	30 Tage	30 Tage
Datenfluß (kByte/Tag)	4	1,7	4.000	150.000

Tabelle 2: Datensammler und deren Auslegung

Aus **Tabelle 2** ist u.a. zu ersehen, welche Meßgrößen mit den einzelnen Meßeinrichtungen überwacht werden. Insbesondere bei den ständigen Messungen fallen große Datenmengen an. Sie werden durch Klassierverfahren online ausgewertet und stark reduziert, wodurch sich auch die Kosten der Funkdatenübertragung verringern.

Um Erfahrungen mit den z.Zt. verfügbaren DFÜ-Systemen zu sammeln, wurde angestrebt, jede Meßeinrichtung mit einem anderen System auszustatten, s. **Tabelle 3**.

Meßsystem	BAM	Teufelstal	Anhalterbrücke	Bohnsdorf
System	Funk nach Richtlinie FTZ 17 TR 2100	C-Netz-Funktelefon	D-Netz Funktelefon	D-Netz Funktelefon
Max. Datenrate (Baud)	1200	max. 2400	max. 9600	max. 9600
Sendeleistung	20 mW	max. 15 W	max. 8 W	max. 8 W
Sendefrequenz	ca. 433 MHz	ca. 460 MHz	ca. 900 MHz	ca. 900 MHz
Reichweite	max. 1000 m	unbegrenzt	unbegrenzt	unbegrenzt
Lfd. Kosten (monatl. ca.)	-	100 DM	90 DM	90 DM

Tabelle 3: Die verwendeten Systeme zur Datenfernübertragung (DFÜ)

Die maximal übertragbare Datenrate wird nach unseren bisherigen Erfahrungen nur selten erreicht. Beim C-Netz wurden unsere Daten auch nachts meist nur mit einer Geschwindigkeit von 300 Baud übertragen, weil das Netz häufig stark gestört ist.

Meßsystem	BAM	Teufelstal	Anhalterbrücke	Bohnsdorf
Geforderte Energie	1,2 Wh/d	4,5 Wh/d	4,5 Wh/d	15 Wh/d
Solarpanel-Abmessungen	330x360 mm ²	430x960 mm ²	2x(175x230) mm ²	2x(330x1293) mm ²
Batterie (12 V)	12 Ah	36 Ah	36 Ah	100 Ah
Autarkiezeit	96 Tage	77 Tage	77 Tage	64 Tage

Tabelle 4: Solare Energieversorgungen

Einige Angaben zu den solaren Energieversorgungen sind in der **Tabelle 4** zusammengestellt. Hierzu ist anzumerken, daß bei den ersten beiden Meßeinrichtungen die Solarzellenflächen mit einem großen Sicherheitszuschlag versehen wurden, so daß die Batterien immer randvoll waren. Bei den folgenden Systemen wurden sie absichtlich mit geringerer Sicherheit ausgelegt, um im Winter auch einmal den Zustand einer Teilentladung der Batterie zu erreichen. Der relativ große Energiebedarf der Anlage in Bohnsdorf ist v.a. durch den ständigen Meßbetrieb mit 4 parallelen DMS-Meßkanälen bedingt.

Als Beispiel weitergehender Auswertungen in einem solchen Überwachungssystem zeigt **Bild 2** Ergebnisse einer bereits online vorgenommenen Klassierung von Meßsignalen der Meßeinrichtung in Bohnsdorf. Hier sei nur angemerkt, daß erwartungsgemäß die schweren Fahrzeuge (große Amplitude des Dehnungssignals) vor allem im unteren Geschwindigkeitsbereich zu beobachten sind. Die Ergebnisse umfassen den Zeitraum etwa eines Monats. Die per Funk ausgelesenen Klassier-

matrizen erlauben auch eine hier nicht gezeigte Zuordnung zu verschiedenen Temperaturbereichen und eine grobe Aussage über die Radlasten.

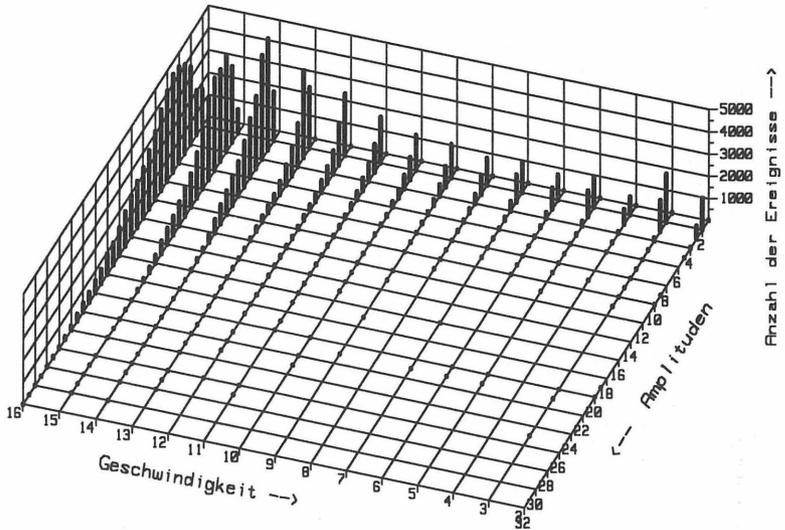


Bild 2: Klassierung der Meßsignale eines DMS im Fahrbahnbelag einer Brücke

10. Schlußbemerkungen

Die bisherigen Erfahrungen mit den autarken Meßeinrichtungen sind sehr positiv; es traten keine wesentlichen Probleme auf. Es ist damit zu rechnen, daß Überwachungseinrichtungen der beschriebenen Art häufiger für die Beobachtung der Entwicklung von Bauwerksschäden eingesetzt werden. Dann könnten auch die Kosten sinken. Eine generelle Überwachung beispielsweise von Brücken ist jedoch nicht zu erwarten und auch nicht sinnvoll. Denn dazu müßte man bereits vor dem Auftreten eines Schadens die Stelle kennen, an der er auftreten wird. Sind jedoch bei älteren Brücken Schwachstellen bekannt, so können Überwachungsmessungen dazu beitragen, rechtzeitig die Entstehung von Schäden aufzudecken und dadurch Folgeschäden zu vermeiden.

Wesentliche Teile der hier vorgestellten Arbeiten sind vom Bund im Rahmen einer Förderung des Einsatzes von Photovoltaik im bundeseigenen Bereich sowie vom Berliner Senat für Untersuchungen an Verkehrsbauten gefördert worden.

11. Literatur

- [1] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung, März 1983
- [2] Bauwerksüberwachung im Ingenieur- und Industriebau. Tagung Düsseldorf, 27.-28.9.1994, VDI-Bericht 1165, Düsseldorf: VDI-Verl., 1994
- [3] K.-H. Laermann: Über die Sicherheitsbeurteilung von Baukonstruktionen mit Methoden der experimentellen Mechanik. Bautechnik 71 (1994), S. 2-7
- [4] N. Mayer, J. Knapp und E. Thebis: Einsatz von Datensammlern zur Bauwerksüberwachung. DGZfP-Symposium: Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen, 27.2.1991 in Berlin
- [5] W. Kuntz und R. Mores: Intelligente Sensoren und Aktoren. Elektronik (1991), H. 18, S. 58-65
- [6] Möglichkeiten zur Datenfernübertragung (DFÜ). BAM-interner Bericht 2/1992
- [7] H. K. Köthe: Stromversorgung mit Solarzellen. München: Franzis-Vlg., 1988
- [8] H. A. Kiehne u.a.: Gerätebatterien. Ehningen bei Böblingen: expert-Verl., 1988

MESSTECHNISCHE ÜBERWACHUNG EINES VERFORMUNGSARMEN VERBAUS

Dipl.-Ing. M. Horst, Dipl.-Ing. J. Gattermann

1 EINLEITUNG

Die Wayss & Freytag AG führt den Neubau des Karstadt-Kaufhausgebäudes in der Innenstadt von Lübeck aus. Aufgrund alter, schützenswerter Bebauung in unmittelbarer Nachbarschaft zum geplanten Neubau wurde der Wayss & Freytag AG für die Bauausführung die Auflage gemacht, die Verformungen der Baugrubenwand zu begrenzen und durch Messungen die Einhaltung von Verformungsgrenzwerten festzustellen.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) hat daraufhin ein Meßkonzept für den westlichen Teil der Baugrube entwickelt, welches u.a. bei geringem finanziellen Aufwand eine **permanente Überwachung** der Verformungen bietet, und anschließend das Meßprogramm durchgeführt. Es wurden zwei verschiedene Meßverfahren angewandt.

1. die direkte Messung von Verformungen der Baugrubenwand mit dem Inklinometermeßverfahren (IKL) zu diskreten Zeitpunkten
- und
2. die kontinuierliche Messung von Dehnungsänderungen der Baugrubenaussteifung mit Dehnungsmeßstreifen (DMS), einschließlich Temperaturmessung der Streifen

Bei diesem Projekt wurde erstmals eine vollständige Fernsteuerung eines Meß- und Datenerfassungssystems auf einer Baustelle über analoge Telefonleitungen durchgeführt.

2 BAUMAßNAHME

Das neue Karstadt-Gebäude wird mit zwei Kellergeschossen und fünf Obergeschossen in drei großen Abschnitten A, B und C ausgeführt. Im weiteren wird hier nur das von der Grundfläche größte Bauteil A beschrieben, da nur dort das Meßprogramm durchgeführt worden ist.

Die vorhandene Bebauung ist in einem ersten Schritt abgerissen worden. Da die Geländeoberfläche nach Osten hin stark abfällt und die als gefährdet angesehenen alten Bauwerke *Kanzleigebäude* und *Marienkirche* westlich an die Baüfläche des Bauteils A angrenzen, wurde der Baugrubenverbau über den Umfang der Baugrube unterschiedlich gewählt. Den wesentlichen Teil der Umschließung stellt ein verankerter Spundwand- und Trägerbohlwandverbau dar. Für den mit einer Aushubtiefe

bis ca. 9,60 m unter Geländeoberfläche tiefsten Bereich der Baugrube an der westlich zur Baufläche gelegenen "Breiten Straße" wurde ein verformungsarmer Verbau mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand \varnothing 88 cm auf einer Länge von ca. 35 m hergestellt. Die Bohrpfahlwand ist um die Ecken zu den beiden angrenzenden Baugrubenseiten, Am Schranken und Dr.-Julius-Leber-Straße, auf einer Länge zwischen 21 und 25 m herumgeführt worden.

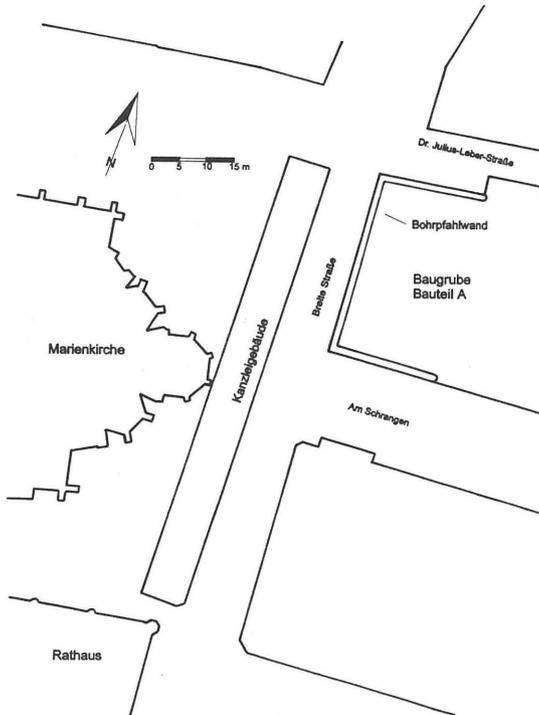


Abb. 1: Lage der überwachten Baugrube zur vorhandenen Bebauung

Die Stützung der Wand erfolgte über Eck durch Steifen, deren Kräfte über die Gurtung und zusätzliche Hilfssteifen in das rückwärtig hergestellte Kellergeschoß eingeleitet wurden. Die Baugrubenwand wurde zweilagig ausgesteift. Die Kraftübertragung der aus paarweise angeordneten IPB-Trägern bestehenden Steifen war hydraulisch regelbar. Die Steifen wurden auf 50% der rechnerisch erwarteten Last vorgespannt, um die ansonsten zur Weckung der Reaktionskräfte erforderlichen Verformungen zu verhindern. Gleichzeitig sollten jedoch auch keine Wandverformungen zum Boden hin erzeugt werden.

Gemäß zweier zur Verfügung gestellter Bohrprofile aus dem Bereich der Baugrube beginnt der gewachsene Boden unter einer 3 bis 4 m mächtigen Auffüllung zwischen 11 und 12,5 m ü. NN mit unterschiedlich geschichteten Schluffen und Grobschluffen

mit variablen Feinsand- und Tonanteilen sowie eingeschalteten Streifen unterschiedlicher Korngröße von Feinsand bis Ton. Der Boden ist kalkhaltig.

Die Herstellung der Bohrpfahlwand erfolgte zeitgleich mit dem Bodenaushub im mittleren und östlichen Bereich der Baugrube für das Bauteil A im Herbst 1994. Der anschließende sukzessive Bodenaushub im Bereich der Bohrpfahlwand erfolgte in drei Stufen, jeweils eine für den Einbau der ersten und zweiten Steifenlage und der Vollaushubstufe. Die beiden Untergeschosse im mittleren und östlichen Bereich der Baufläche (Bauteil A) wurden vorlaufend erstellt und dienten nach ausreichender Festigkeit des Betons als Widerlager für die Aussteifung der Bohrpfahlwand.

In den Abbildungen 2 und 3 ist das Baugrubensystem im Schnitt (Abb.2) und im Grundriß (Abb.3) grafisch dargestellt. Der Schnittdarstellung ist neben der Anordnung der Steifen auch zu entnehmen, daß der Bereich bis 1,5 m unter Geländeoberfläche mit einem später wieder rückbaubaren Trägerbohlverbau ausgeführt worden ist. Im Grundriß ist der Bereich der Baugrube, der von der Bohrpfahlwand umschlossen wird in der Aufsicht auf die erste Steifenlage mit allen installierten Meßsystemen dargestellt. In der zweiten Steifenlage sind nicht je zwei sondern je drei Steifen über die Ecken der Bohrpfahlwand angeordnet.

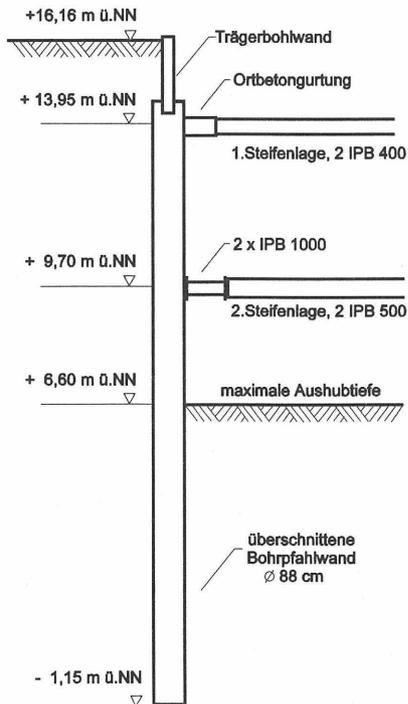


Abb. 2: Schnitt durch die Baugrubenwand

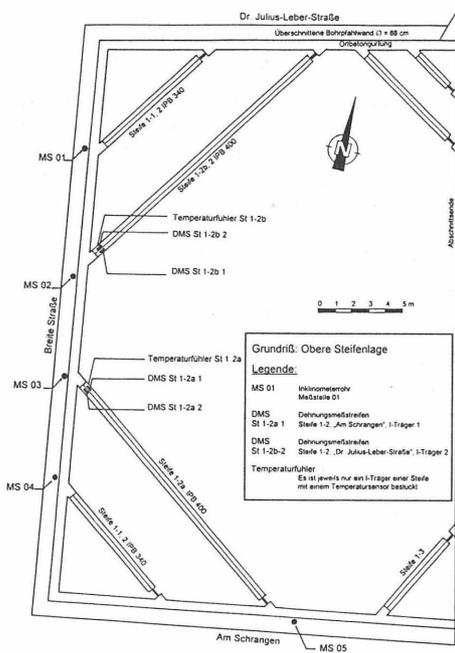


Abb. 3: Grundriß der Baugrube

Um die periodischen Zwangsspannungen in den Steifen und damit eventuell verbundenen Wandverformungen infolge der täglichen Temperaturgangkurve und der Wirkung direkter Sonneneinstrahlung zu minimieren, wurden die längeren Steifen beider Steifenlagen mit einer Wärmeisolierung versehen. Mit einer ca. 5 cm starken Styroporisolierung mit Spanplattenabdeckung wurden die Steifen auf ihrem gesamten Umfang eingehaust.

3 MEßKONZEPT

3.1 Allgemeines

Die Erarbeitung von Meßkonzepten stellt die Aufgabe dar, Ingenieurerfahrung, Kenntnisse in der Meßwert erfassungstechnik und den Methoden der Meßdatenverarbeitung in angemessener Weise zu koppeln. Dabei sind die Ziele hoher Aussagegenauigkeit und Zuverlässigkeit auf der einen und geringe Kosten auf der anderen Seite im Sinne einer Optimierungsaufgabe zu verbinden. Bei geotechnischen Überwachungskonzepten empfiehlt es sich u.a. wegen der Gefahr von Meßwertgerbedefekten eine redundante Erfassung der Leitgrößen.

Das Meßkonzept beinhaltet zwei aufeinander aufbauende Vorgehensweisen. Zu bestimmen, durch den Bauablauf definierten Zeitpunkten erfolgten direkte Verformungsmessungen der Baugrubenwand mit dem Inklinometermeßverfahren in Kombination mit geodätischer Kopfpunkteinmessung. Die Messungen wurden in zuvor

eingerrichteten Meßstellen durchgeführt, und die Auswertungen geben direkte Verschiebungen der vertikalen Meßachsen senkrecht zur Wand an.

Für eine kontinuierliche Überwachung der Baugrubenverformungen wurden während der gesamten Aushubphase automatisch im Halb-Stunden-Takt DMS-Messungen und Temperaturmessungen ausgewählter Steifen beider Steifenlagen durchgeführt. Die Ergebnisse wurden interpretiert und sollten den Bedarf für zusätzliche direkte Verformungsmessungen mit der IKL-Sonde zeigen.

3.2 Permanente Überwachung

Um Personalkosten vor Ort zu sparen, wurde vom IGB-TUBS erstmals eine On-Line-Telefonverbindung zur Baustelle eingesetzt. Die ursprüngliche Konzeption des Projektes sah vor, über die neuen digitalen ISDN-Leitungen der Telekom mit hoher Übertragungsrate und Datensicherheit die Steuerung und Kontrolle des Meßsystems von Braunschweig aus durchzuführen. Da die erforderlichen Anschlüsse durch die Telekom nicht rechtzeitig hergestellt werden konnten, wurde über analoge Telefonleitungen per Modem-Betrieb die Kommunikation der beiden Rechner und damit die Fernsteuerung des Lübeck-Rechners realisiert. Hierbei handelte es sich nicht nur um eine Abfrage der Meßdaten, sondern um eine Übernahme der gesamten Rechnerfunktionen des PCs auf der Baustelle.

Die DMS-Meßwerte wurden automatisch mit einem AD-Wandler und Datenlogger ermittelt und gespeichert. Das DMS-System ist als Alarmanlage für die permanente Fernüberwachung des Verbaus programmierbar. Durch die Eingabe von Schwellenwertgrößen in den Meßcomputer können bei deren Unter- oder Überschreitung Alarme ausgelöst werden, auf die z.B. unmittelbar vor Ort in Lübeck von der Bauleitung reagiert werden kann. Gleichzeitig kann durch die Datenübertragung nach Braunschweig und die Weiterverarbeitung der Meßwerte mit üblichen Tabellenkalkulationsprogrammen eine grafische Darstellung der Meßwertentwicklung über die Zeit erstellt werden. Durch die Verwendung von Standardsoftware sind die Daten komfortabel zu handhaben und es können beispielsweise Trendanalysen der Daten durchgeführt werden sowie präsentationsfähige Grafiken erstellt werden.

3.3 Verformungsmessungen

Die direkten Verformungsmessungen mit der Inklinometersonde waren bei diesem Anwendungsfall das geeignetste Verfahren, um die Wandverschiebungen in verschiedenen Tiefenlagen anzugeben. Es bietet gleichzeitig die Möglichkeit bei ggf. einzuleitenden Gegenmaßnahmen im Falle zu großer Verformungen deren Wirksamkeit zu kontrollieren. Die Ergebnisse der beiden Meßverfahren (IKL und DMS) können qualitativ miteinander verglichen werden.

Es wurden insgesamt fünf bewehrte Pfähle mit Inklinometerrohren bestückt. Vier Inklinometerrohre sind jeweils in den Anschlußpunkten der Horizontalsteifen (obere Steifenlage, s. Abb. 3) an der Wand zur 'Breiten Straße' und das fünfte Rohr in der Nähe des Anschlußpunktes der längeren Steife an der Wand 'Am Schranken' angeordnet worden. Die Inklinometerrohre reichen bis auf die Bodenplatte des Bewehrungskorbes und damit bis ungefähr zur Bohrlochsohle herunter. Die Länge der IKL-Rohre beträgt zwischen 17 und 17,5 m für die Rohre in der Baugrubenwand zur Breiten Straße und 13,5 m für das Rohr an der Straße Am Schranken.

Das IGB-TUBS gibt aus den Ergebnissen der Inklinometermessungen direkt die horizontalen Verformungen der jeweiligen IKL-Rohre senkrecht zur Baugrubenwand an. Dabei werden die Werte auf den als unverschieblich angenommenen Fußpunkt

bezogen oder bei Vorliegen geodätischer Kopfpunkteinmessungen als Absolutverschiebung des Rohres auf die Baugrubenmeßachsen bezogen. Mit der geodätischen Vermessung ist im Zuge der normalen Baumaßnahme ein Vermessungsbüro beauftragt worden.

4 MEßVERFAHREN

4.1 Inklinometermessung

4.1.1 Meßprinzip

Für die Messung der horizontalen Verformungen der Baugrubenwand wird das Inklinometermeßsystem verwandt. In der Inklinometersonde befinden sich Sensoren, die als Beschleunigungsmesser nach dem Prinzip der Servo-Accelerometer arbeiten. Der von den Sensoren angezeigte Meßwert ist gleich dem Sinus des Neigungswinkels und verhält sich proportional zur Meßspannung. In Abbildung 4 ist der Aufbau einer Neigungsmeßsonde mit einem Sensor sowie das Meßverfahren und die Arbeitsweise in einer Meßachse dargestellt.

Zur verdrehungssicheren Führung der Sonde werden bei der Herstellung der Wand IKL-Rohre mit Führungsnuten installiert. Das Führungsrohr wird mit der Sonde schrittweise von unten nach oben abgefahren. In jedem Meßschritt erfaßt die Sonde den Neigungswinkel zwischen der Vertikalen und der Sondenlage in einer oder zwei Meßebenen (A- bzw. A- und B- Achse). Die Ausgabe am Anzeigergerät erfolgt als Sinus des Neigungswinkels oder als horizontale Abweichung (mm/Schritt).

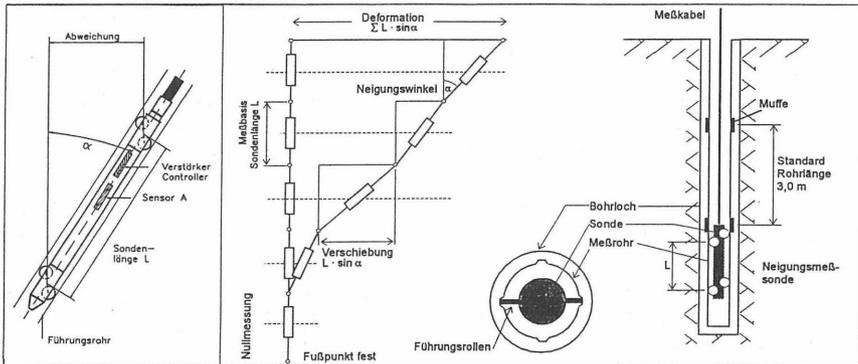


Abb. 4: Meßverfahren der Vertikalinklinometer [GLÖTZL, 1994]

Um eine höhere Meßgenauigkeit zu erreichen wird vom IGB-TUBS zusätzlich eine Umschlagmessung mit um 180° gedrehter Sonde durchgeführt. Aus der Summation der gemittelten Meßwerte wird der Bohrlochverlauf bzw. die absolute Lage des Meßrohres ermittelt. Die Deformation (Relativverschiebung) und deren mittlere Geschwindigkeit ergibt sich aus dem Vergleich zweier oder mehrerer zeitlich aufeinanderfolgender Messungen.

4.1.2 Installation des Meßsystems

Der Einbau der IKL-Rohre in die Bohrpfähle erfolgte durch Mitarbeiter des IGB-TUBS. Es wurden ABS-Kunststoffrohre mit Kreisquerschnitt und Führungsnuten für die Meßsonde verwendet. Die IKL-Rohrschüsse von 3,0 m Länge wurden mit Muffen-Nietverbindung miteinander verbunden, abgedichtet und am Bewehrungskorb verdrehsicher und elastisch montiert. Beim Einführen des Bewehrungskorbes in die Bohrung wurde dann versucht, durch entgegengesetztes Vorverdrehen des Bewehrungskorbes dessen, durch die Wendelbewehrung verursachte Drehung beim Ablassen zu kompensieren und eine Orientierung der IKL-Meßachsen parallel und senkrecht zur Baugrubenwand sicherzustellen. Dieses Vorhaben wurde bei jeder Meßstelle erfolgreich erreicht. Direkt nach dem Einbau wurden die Rohre mit Wasser befüllt, um einen Druckausgleich zum Betondruck zu erzielen und durch Befahrung mit einer Blindsonde auf Integrität geprüft.

Der Ausbau der Baugrubenwand bis ca. 1,50 m unter Geländeoberkante ist mit einer Trägerbohlwand vorgenommen worden. Um die oberen Abschnitte der Inklinometerrohre unverschieblich zu halten, wurden diese vor Einbau der Bohlen in Betonfundamente eingegossen.

4.1.3 Durchführung der Messungen

Nach dem Abbinden des Betons wurden erste Nullmessungen durchgeführt. Die Bewertung jeder Messung erfolgte vor Ort, um ggf. weitere Messungen durchführen zu können.

Bei jeder Messung wird zunächst die Sonde nach der Eingabe der Meßstellendaten und Funktionskontrolle bis auf den Fuß des Meßrohres abgelassen. Anschließend wird sie in 0,5 m-Schritten nach oben gezogen. Nach Erreichen jeder Kote wird kurz gewartet bis sich der Meßwert stabilisiert hat, der anschließend durch Knopfdruck in dem Gerät gespeichert wird. Danach wird die Sonde um den nächsten 0,5 m-Schritt angehoben bis zum Erreichen des Kopfpunktes. Für die Umschlagmessung wird die Sonde aus dem Rohr gehoben, 180° um ihre Längsachse gedreht und wieder bis auf den Fuß des Meßrohres abgesenkt und erneut wie beschrieben verfahren. Nach Beendigung der Umschlagmessung kann die nächste Meßstelle aufgesucht werden. Sind alle Meßstellen gemessen, d.h. eine Meßreihe beendet, werden die Daten in einen PC übertragen und können entweder mit der Herstellersoftware oder einem üblichen Tabellenkalkulationsprogramm bearbeitet und dargestellt werden.

Die Kopfpunkte der IKL-Rohre sind im Rahmen der Baustellenmeßaufgaben geodätisch vermessen worden. Anschließend werden die Bohrpfahlverschiebungen senkrecht in Richtung der Baugrube angegeben, indem die berechneten horizontalen Verschiebungen entweder auf den als unverschieblich angenommenen Fußpunkt bezogen werden oder an die Lage des geodätisch vermessenen Kopfpunktes angehängt werden.

4.2 DMS-Messungen

4.2.1 Meßprinzip

Für die Messung der Dehnungsänderungen der Steifen wurde das DMS-Meßsystem verwandt. Das grundsätzliche Prinzip des Dehnungsmeßstreifens besteht darin, daß die in der Oberfläche des Meßobjekts auftretenden Dehnungsänderungen einem auf dieser Oberfläche befestigten elektrischen Leiter aufgezwungen werden, der seinen

Widerstand entsprechend ändert. Aus der gemessenen Widerstandsänderung läßt sich die aufgetretene Dehnungsänderung mit hoher Präzision bestimmen.

Die nach Wheatstone benannte Brückenschaltung von vier Widerständen (Dehnungsmeßstreifen) erlaubt es, geringste Widerstandsänderungen auch bei instabilen Spannungsquellen zu messen.

Bei entsprechender Verschaltung der Widerstände haben gleich große Widerstandsänderungen in allen Brückenäzweigen keine Auswirkungen auf die Ausgangsspannung U_M . Damit eröffnet die Wheatstonesche Brückenschaltung die Möglichkeit zur Kompensation der Auswirkung von Störeinflüssen, die auf die gesamte Schaltung einwirken.

Unterwirft man eine Vollbrückenschaltung einer Temperaturänderung, so wird diese in jedem der vier Dehnungsmeßstreifen die gleiche Widerstandsänderung (gleiche scheinbare Dehnung) hervorrufen. Diese gleichartig in allen vier Brückenäzweigen auftretenden Widerstandsänderungen heben sich in ihren Auswirkungen auf das Ausgangssignal gegenseitig auf. Die Schaltung ist in sich voll temperaturkompensiert.

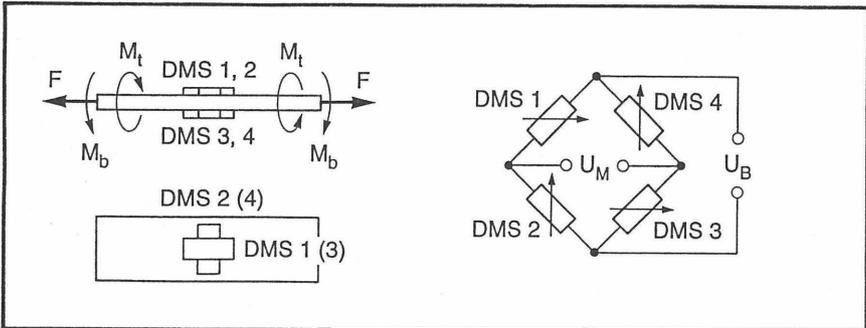


Abb. 5: Applikation und Verschaltung der DMS [KEIL, 1995]

Die hier gewählte Vollbrückenschaltung (Abb. 5) reagiert auf Längskräfte im Stab. Die quer zur Stabachse geklebten Streifen nehmen die von der einachsigen Längsbeanspruchung erzeugte Querdehnung auf, die das ν -fache der Längsdehnung beträgt und ein der Längsdehnung entgegengesetztes Vorzeichen besitzt. Die Schaltung reagiert nicht auf Biegebeanspruchung (M_b), da sich deren Auswirkungen innerhalb der Schaltung gegenseitig aufheben. Sie ist auch unempfindlich gegen Verdrehung (M_t , hier aufgrund der IPB-Träger sowieso gering).

Zusätzlich angeordnete Temperaturempfänger wurden neben den DMS appliziert, um eine Temperatureinwirkung auf die Steifen feststellen zu können. Unter Annahme vereinfachter statischer Grundsysteme kann aus den Temperaturmeßwerten die theoretische Längenänderung eines frei aufgelagerten Balkens oder die induzierte Zwangsspannung bei Volleinspannung abgeschätzt werden.

4.2.2 Installation des Meßsystems

Es wurden jeweils die inneren (langen) Steifen der oberen und unteren Steifenlage doppelt mit Dehnungsmeßstreifen und Temperaturempfängern bestückt. Jeder der

beiden IPB-Träger einer mit DMS zu bestückenden Steife wurde mit zwei, in den Mitten des oberen und unteren Flansches angeordneten Halbbrücken bestückt, die zu einer Wheatstoneschen Vollbrücke zusammengeschaltet wurden. Die in Längsrichtung angeordneten DMS liegen in gegenüberliegenden Brückenzweigen. Diese Doppelbestückung wurde aus Gründen der Plausibilitätskontrolle der Meßwerte und zur Kompensation eines Meßwertgebersausfalls angeordnet.

Die Applikation der DMS wurde von Mitarbeitern des IGB-TUBS in einem Zeitraum von 2 bis 3 Arbeitstagen je Steifenlage vorgenommen. Unter Witterungsschutz wurden die Meßelemente auf dem metallisch blanken Stahl mit einem Spezialkleber appliziert. Anschließend erfolgte das Anbringen der elektrischen Anschlüsse und eine Abdichtung gegen eindringende Feuchtigkeit. Die Verkabelung von den Meßstellen zum Datenlogger erfolgte zum Schutz gegen mechanische Beschädigungen in Hüllrohren, die an den Steifen fixiert und an der Baugrubenwand hochgeführt worden sind.

Der Datenlogger hat in der Grundkonfiguration 10 Meßkanäle und kann bis auf 30 Kanäle aufgerüstet werden. Neben der freien Ansteuerung und Programmierung verschiedener Meßelemente auf den einzelnen Kanälen bietet das Gerät auch Optionen für den Anschluß standardisierter Meßelemente mit bereits festen Rechenfunktionen. Für jeden Kanal können verschiedene und beliebige Zeittakte für die durchzuführenden Messungen gewählt werden.

Da es sich bei der DMS-Technik um ein Labor-Meßsystem handelt, wurde besondere Sorgfalt darauf verwendet, den Bereich auf den Stahlträgern für die Applikation sehr sauber zu schleifen und zu polieren, die Anschlüsse symmetrisch auszuführen und aufwendige Maßnahmen zum Schutz vor Feuchtigkeit und mechanischer Beschädigung durchzuführen. Letztendlich ist kein Meßwertaufnehmer ausgefallen und die ermittelten Ergebnisse sind vertrauenswürdig. Eine gute Kooperation der Baustellenmannschaft mit dem Meßteam ist dafür unabdingbar.

4.2.3 Durchführung der Messungen

Aufgrund des hochgradig statisch unbestimmten Baugrubensystems ist nicht unmittelbar aus der Steifenverformung auf die Baugrubenwandbewegung zu schließen. Für die Auswertung der Meßergebnisse sollten in Abhängigkeit der Anfangsmessungen die Grenzwerte für weiteren Handlungsbedarf erst kurzfristig im Detail festgelegt werden

Bei jeder Einzelmessung wird zunächst vom Datenlogger ein Prüfstrom auf die DMS-Meßbrücke gegeben und dann der Meßwert abgegriffen. Der Meßwert wird über den AD-Wandler dem Datenlogger zugeführt und gespeichert. Anschließend wird die nächste Meßbrücke nach gleichem Verfahren abgefragt. Durch diese aufeinanderfolgende Abfrage der einzelnen Meßstellen wird eine galvanische Trennung der Meßkreise (Multiplexer) erreicht. Die schnellste erreichbare Meßfrequenz liegt im Falle einer Belegung aller Kanäle unter einer Sekunde für jede Meßstelle. Für die hier gestellte Aufgabe wurde ein einheitlicher Meßtakt für alle Messungen von 30 Minuten gewählt.

Die DMS liefern im unbelasteten Zustand nicht den Wert Null, sondern unterschiedliche Grundwerte. Bei allen DMS wurde das unmittelbar vor dem Anspannen der Steifen, also im unbelasteten Zustand der Steifen, gemessene Meßsignal zu Null gesetzt.

Für die Auswertung der Meßergebnisse wurde nachfolgende Gleichung 1 verwendet:

$$\frac{U_M}{U_B} = \frac{2 \cdot k \cdot (1 + \nu)}{4} \cdot \varepsilon_F \quad (\text{Gl. 1})$$

- mit U_M = Brückenausgangsspannung (Meßsignal)
 U_B = Brückenspeisespannung
 k = k-Faktor, hier laut DMS-Hersteller $k = 2,09$
 ν = Querdehnzahl, hier gewählt $\nu = 0,3$
 ε_F = Längsdehnung (Meßwert)

5 ERGEBNISSE

5.1 Allgemeines

Die DMS-Messungen dienen zur kontinuierlichen Überwachung des Baugrubentragsystems. Die Fernsteuerung des elektronischen Meßsystems funktionierte ausgezeichnet. Durch die verwendeten Systemkomponenten konnte eine hohe Datensicherheit erreicht werden, da selbst bei Unterbrechung der Stromversorgung die abgespeicherten Informationen nicht verloren gegangen sind.

In Abhängigkeit nach Beginn der Messungen festzulegender Schwellenwerte sollte weiterer Handlungsbedarf definiert werden. Die fortlaufende Beurteilung der DMS-Meßwerte ist durchgeführt worden, hatte aber zum Ergebnis, daß aufgrund der geringen Veränderungen der Meßwerte und der relativen Häufigkeit der Inklinometermessungen keine weiteren Festlegungen oder Untersuchungen erforderlich waren.

5.2 Inklinometermessungen

Es wurden nach Fertigstellung der Inklinometermeßstellen in mehrwöchigem Abstand mehrere Messungen der Meßrohrverläufe durchgeführt, um eine abgesicherte Messung des Ausgangszustandes, eine s.g. Nullmessung zu erhalten. Der Einbau der IKL-Rohre sollte möglichst gerade und senkrecht erfolgen. Die durch die Messungen im unbelasteten Zustand ermittelten Rohrachsen haben auf einer Meßlänge von maximal 17,5 m höchstens eine Lotabweichungen von ca. 13 cm. Sie ist verursacht durch die nicht geradlinige Befestigungsmöglichkeit der IKL-Rohre am Bewehrungskorb und die Bewehrungskorbverformungen beim Einbau. Beim Vergleich der verschiedenen Messungen waren unsystematische Abweichungen der Messungen untereinander festzustellen, deren Maß größer war als die eigentliche Meßgenauigkeit. Sie wurden vermutlich verursacht durch nicht quantifizierbare äußere Einflüsse, wie z.B. klimatische Schwankungen, Eigenschaften des erhärtenden Betons, Baustellenverkehr, Baugrund- und Grundwasserveränderungen. Aus Berücksichtigung dieser Effekte wurden wenige Tage vor dem Beginn des Bodenaushubes zwei Inklinometermessungen im mehrstündigen Abstand zueinander durchgeführt und gemittelt als Nullmessung für die Beurteilung der Wandverformungen herangezogen. Die beschriebenen unsystematischen Abweichungen sind bei allen Folgemessungen nicht mehr aufgetreten.

Im Verlauf der Baugrubenherstellung sind jeweils nach Erreichen eines durch den Bauablauf definierten Aushubniveaus und vor und nach dem Anspannen einer Steifenlage Inklinometermessungen durchgeführt worden. Durch Differenzenbildung der jeweils ermittelten Meßrohrverläufe mit den beschriebenen Nullmessungen sind die Biegelinien der Meßrohre darstellbar. In den nachfolgenden Abbildungen 6 und 7 sind beispielhaft die Ergebnisse der Verformungsmessungen zweier Meßstellen dargestellt.

Durch die Ausbauzustände wurde die größte Verformung der Baugrubenwand vor dem Anspannen der 2. Steifenlage mit ca. 3 mm etwa in Höhe der 2. Steifenlage erreicht. Durch das Anspannen der 2. Steifenlage wurde die Wand um 1 mm zurückgedrückt. Bei Erreichen des Vollaushubniveaus betragen die Verformungen bis zu 2,5 mm in der Feldmitte zwischen den beiden Steifenlagen. Die Kopfpunktverschiebungen der Inklinometerrohre sind etwas geringer.

Die maximalen Verformungen der Baugrubenwand sind nach dem Entspannen und Ausbau der oberen Steifenlage in den Meßquerschnitten überwiegend in den Kopfpunkten der Rohre aufgetreten und betragen bis zu 7,5 mm Gesamtverschiebung seit der Installation des Meßsystems. Die Verschiebung in Höhe des Vollaushubniveaus beträgt maximal 5,0 mm. Die Entspannung der oberen Steifenlage hat die Verformung in der Mitte zwischen den beiden Steifenlagen um bis zu 1,0 mm anwachsen lassen, die der Kopfpunkte jedoch um bis zu 4,0 mm.

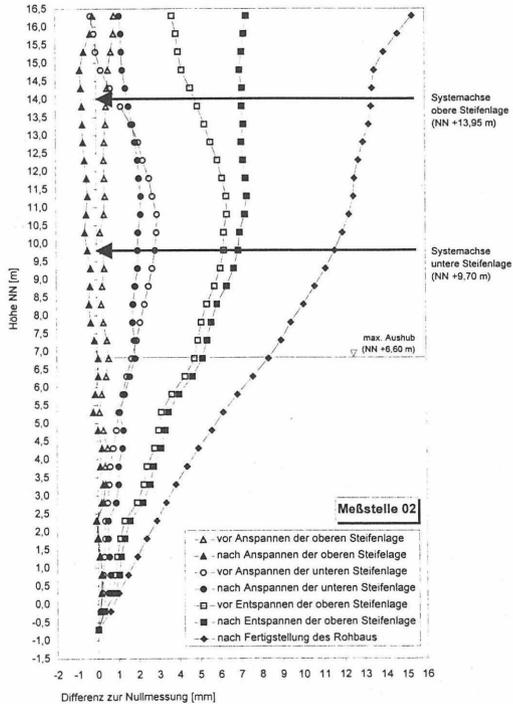


Abb. 6: Ergebnisse der Inklinometermessungen Meßstelle MS02, 'Breite Straße'

Über die eigentliche Phase der Untergeschoßherstellung hinaus wurden weitere Inklinometermessungen durchgeführt um die zeitliche Entwicklung der Bohrpfehlwandverformungen zu ermitteln. Bei diesen Messungen sind bis zu 2 Monate nach Ausbau der oberen Steifenlage zunehmende Verformungen bis ca. 12 mm an den Kopfpunkten feststellbar. Die während des Bodenaushubes aufgetretene Krümmung der Bohrpfehlwand ist zurückgegangen, die Kopfpunktverschiebungen haben jedoch zugenommen. Bei den letzten durchgeführten Messungen, 3,5 Monate nach Ausbau der letzten Steifen, sind keine weiteren Verformungen feststellbar gewesen.

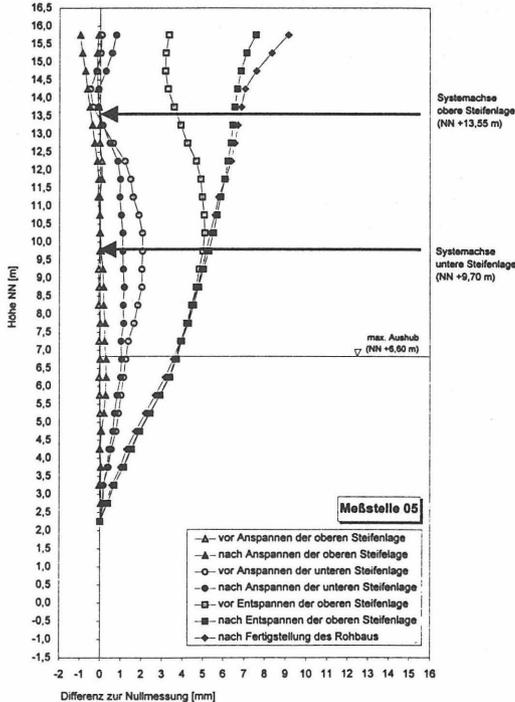


Abb. 7: Ergebnisse der Inklinometermessungen Meßstelle MS05, 'Am Schranken'

Die aus den IKL-Messungen berechneten Verformungen stehen in Einklang mit den erwarteten Wandbewegungen infolge äußerer Randbedingungen (Anspannen der Steifenlagen, Spannungsumlagerungen durch Bodenaushub).

Die mit dem Inklinometerverfahren gemessenen Wandverformungen konnten nur an den als unverschieblich angenommenen Wandfuß angehängt werden, da die geodätische Kopfpunktvermessung nur eine unzureichende Genauigkeit geliefert hat. Eine ausreichende, auf das IKL-Verfahren abgestimmte Genauigkeit der Kopfpunktvermessungen ist eine der Grundvoraussetzungen, um eine Aussage über die Bewegung der gesamten Wand machen zu können.

5.3 DMS-Messungen

Nach dem Applizieren der DMS im eingebauten aber nicht angespannten Zustand der Steifen sind die DMS-Meßwerte des Anspannvorganges mit rechnerischen Dehnungen aus den Pressenkräften beim Anspannen der Steifen verglichen worden. Die Übereinstimmung der gemessenen Dehnung mit der rechnerischen Dehnung liegt bei über 91%.

In Abbildung 8 sind die DMS-Meßwerte vom Anspannvorgang der zweiten Steifenlage dargestellt. Die Steifen wurden auf rund 50% ihrer rechnerischen Kraft im jeweiligen Endzustand vorgespannt. Beim Anspannen wurde mittels hydraulischen Pressen die Kraft in Stufen von sieben mal 50 bar und einmal 15 bar auf insgesamt 365 bar (entspricht ca. 1670 kN) gesteigert. Jede Laststufe wurde ca. zwei Minuten gehalten. Nach Erreichen der maximalen Pressenkraft wurden die Pressen mit einem Konterring festgestellt. Der dabei aufgetretene Dehnungssprung ist in den Grafiken ebenfalls deutlich zu sehen.

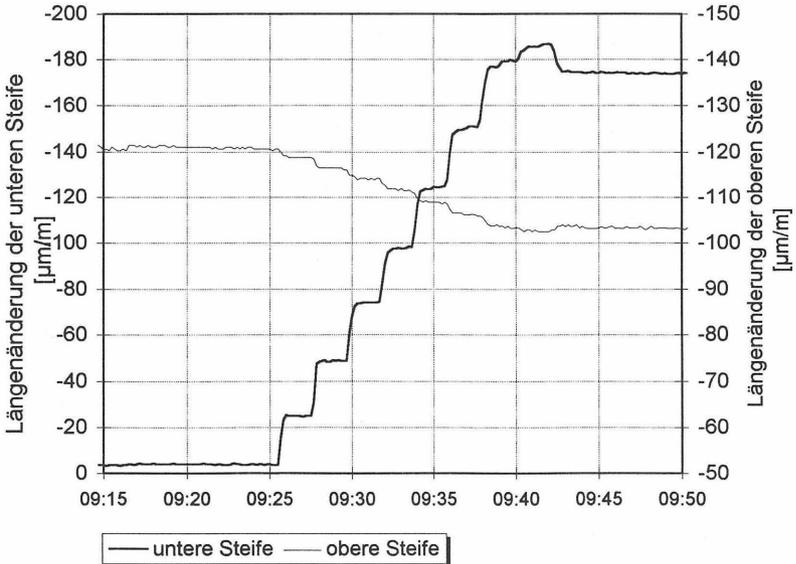


Abb. 8: Ergebnisse der DMS - Messungen, Anspannvorgang der 2. Steifenlage

In nachfolgender Abbildung 9 ist der zeitliche Verlauf der DMS-Meßwerte für den gesamten Zeitraum vom Anspannen bis zum Entspannen der jeweiligen Steifenlage sowie der Temperaturverlauf in den Steifen dargestellt. In den Grafiken sind Zeitpunkte markiert, an denen besondere Ereignisse aufgetreten sind, wie das An- oder Entspannen einer Steifenlage oder das Erreichen der Endaushubtiefe.

Die Übereinstimmung der gemessenen Längenänderung der Steifen mit den gemessenen Verformungen der Bohrpfahlwand kann als gut angegeben werden.

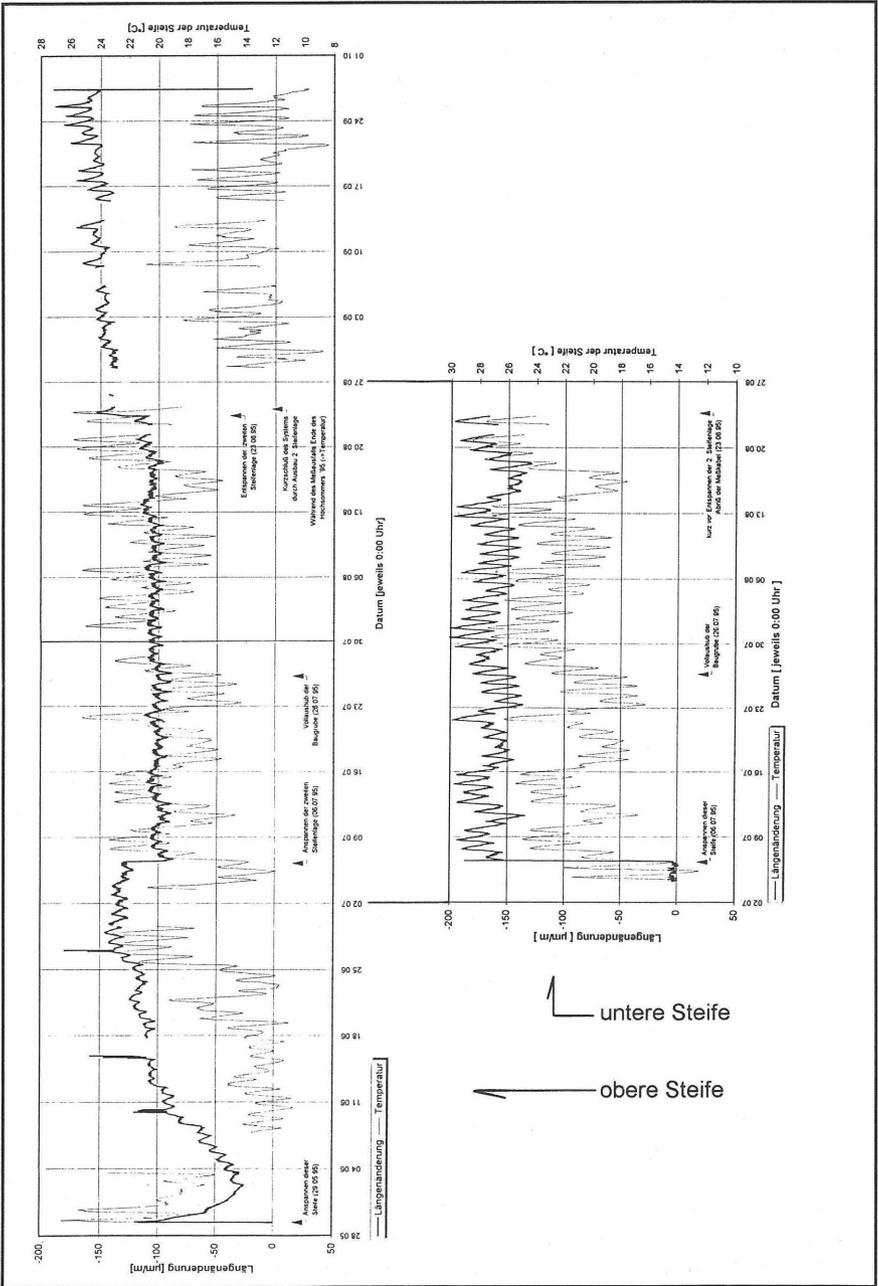


Abb. 9: Ergebnisse der DMS - Messungen, gesamter Meßzeitraum

5.4 Temperaturmessungen

Mit den durchgeführten Temperaturmessungen konnte die Wirksamkeit der eingebauten Wärmeisolierung bei den längeren Steifen nachgewiesen werden. Die Spanne der Temperaturganglinien im Tag-Nacht-Wechsel konnte mit der Isolierung auf weniger als die Hälfte reduziert werden. Sie lag im Regelfall, d.h. wenn keine größeren Wetterumschwünge stattfanden bei ca. 4 °C. In Abbildung 10 ist für ein ausgewähltes Zeitintervall beispielhaft der Temperaturverlauf einer unteren und einer oberen Steife der gemessenen Lufttemperatur gegenübergestellt. Die Lufttemperaturkurve zeigt häufig zwischen 8 und 9 Uhr morgens einen einzelnen höheren Meßwert, der durch direkte Sonneneinstrahlung auf den Meßfühler begründet ist.

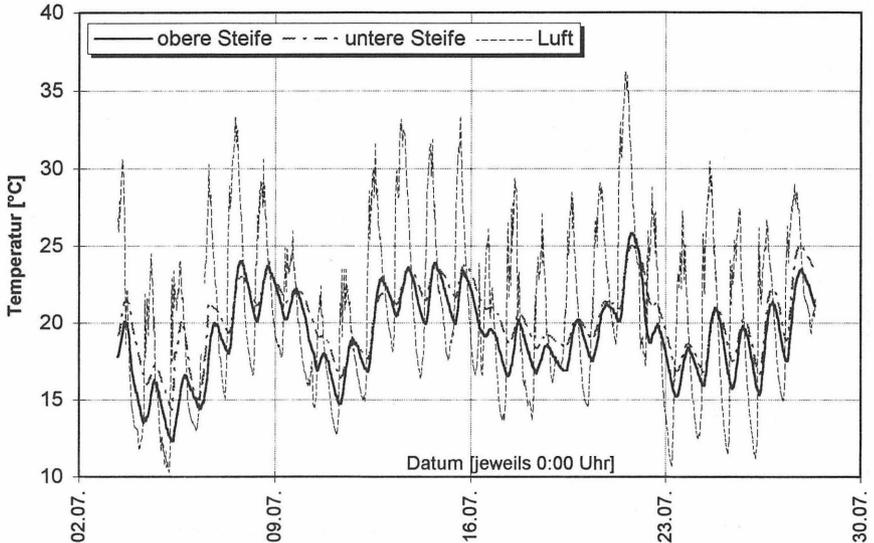


Abb. 10: Temperaturverläufe

Die Temperaturinduzierten Spannungen bzw. Dehnungen in den Steifen erreichen bereits bei einer Temperaturveränderung um 8 °C das Maß, daß durch die Vorspannung erzeugt worden ist. Durch die Ermittlung der Temperaturganglinien der Steifen unter der eingebauten Wärmeisolierung läßt sich sehr eindrucksvoll die Notwendigkeit einer solchen Isolierung zeigen.

6 AUSBLICK

Grundsätzliche Fehlermöglichkeiten eines DMS, wie z.B. Temperaturänderungen, Meßkabelwiderstände, Kriechen und Hysterese sind in der Fachliteratur nachzulesen. Auf einer Baustelle kommen neben sehr extremen Klimabedingungen noch eine Reihe von bauseits bedingten Störgrößen hinzu. Dieses sind z.B. exzentrische Kräfteinleitung, ungenau gefertigte Kopfplatten der Steifen, Krümmung der Steifen längs der Systemachse, hoher Abrostungsgrad und die Kopplungsmethode der bei-

den IPB-Träger einer Steife. Die hier mit über 91% erzielte Genauigkeit zeigt in Anbetracht der vorhandenen Randbedingungen, wie wichtig sorgfältige und gut abgestimmte Arbeiten speziell am DMS-Meßsystem sind.

Für differenzierte Erklärungen der Boden-Bauwerk-Interaktion müßten in Zukunft zusätzliche Messungen weiterer Meßstellen am Baugrubensystem stattfinden. Zusätzlich zu der genannten größeren Zahl von Meßaufnehmern ist es auch erforderlich den Baubetrieb mit den veränderlichen Lasten, oder nur in bestimmten Bauzuständen auftretenden Lasten, detailliert zu beobachten. Dadurch könnten viele, sonst nicht oder falsch erklärbare Effekte richtig zugeordnet werden.

Die IKL-Messungen dienen als Nachweisverfahren für Verformungen zu bestimmten Zeitpunkten sowie letztendlich auch zur Kontrolle für gegebenenfalls erforderliche Gegenmaßnahmen bei sich einstellenden Verformungen. Bei dieser Baumaßnahme mußten zu keinem Zeitpunkt Gegenmaßnahmen eingeleitet werden.

Werden bei einer Meßkampagne verschiedene Meßverfahren kombiniert, ist darauf zu achten, daß die jeweiligen Meßgenauigkeiten einander entsprechen. Gleichfalls ist es wichtig, daß die Messungen, zumindest teilweise, zu gleichen Zeitpunkten stattfinden, um die Vergleichbarkeit der verschiedenen Ergebnisse sicherzustellen.

Die größten Verformungen treten an einem Baugrubenverbau nicht bis zum Erreichen des Vollaushubniveaus auf, sondern erst durch die Rückbauzustände. Die zur Weckung ausreichenden Widerstandes erforderlichen Verformungen von stützenden Elementen (Steifen, Anker oder später das Bauwerk) sollten durch Vorbelastungen vorweggenommen werden.

7 LITERATUR

GLÖTZL, Franz

Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung,
in Mitteilungen des IGB-TUBS, Heft 44, Messen in der Geotechnik '94 -
Fachseminar am 26. und 27.05.1994 in Braunschweig

IGB-TUBS

- Meßkonzept
- Zwischenberichte 1 bis 3
- Abschlußbericht zur Baugrube Karstadt, Lübeck
März bis November 1995, unveröffentlicht

KEIL, Stefan

Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen
Cuneus-Verlag, 1995

Die Autoren sind wissenschaftliche Mitarbeiter am
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
TU Braunschweig
Gaußstraße 2
38106 Braunschweig

MESSTECHNISCHE BESTIMMUNG DES SPANNUNGS- VERFORMUNGSVERHALTENS EINER KAIMAUER IN EINEM TIDEHAFEN

Dipl.-Ing. Jörg Gattermann und Dipl.-Ing. Matthias Horst

1 Einleitung

Im Hamburger Hafen wird vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) seit Herbst 1993 am Neubau des 10. Liegeplatzes (neue Bezeichnung: 8. Liegeplatz) am Containerterminal Burchardkai ein umfangreiches Meßprogramm durchgeführt. Dieses Meßprogramm soll die am O'Swaldkai gewonnenen Erkenntnisse [MAYBAUM, 1996] verifizieren und ergänzen und wird vom Amt für Strom- und Hafengebäude der Freien und Hansestadt Hamburg finanziert.

Anlaß für dieses Meßprogramm sind die neuen Konstruktionen für die geforderten großen Geländesprünge (hier: 24,50 m), wie z.B. die am O'Swaldkai und hier zur Anwendung gekommene Schlitzwandbauweise, sowie die durch Beobachtung vorhandener Kaimauern gewonnenen Erkenntnisse, daß derartige Bauwerke bislang offensichtlich unter der Annahme nicht richtiger Belastungen dimensioniert worden sind. Es soll die Möglichkeit geschaffen werden, das Tragverhalten und vorhandene Sicherheiten der Gesamtkonstruktion in den betrachteten Meßquerschnitten beurteilen zu können.

Die Baumaßnahme wurde von der Arge Burchardkai 10. Liegeplatz (Hochtief AG, Fr. Holst und Brückner Grundbau) ausgeführt und ist von DÜCKER [1994] ausführlich beschrieben.

In diesem Beitrag werden das Meßkonzept, die installierten Meßaufnehmer und das Meßwerfassungssystem beschrieben sowie erste Ergebnisse der Messungen vorgestellt.

2 Ziel der Untersuchungen

Die rechnerische Bestimmung der auf Kaimauern einwirkenden Erddrucklasten beruht üblicherweise auf der von Coulomb entwickelten Erddrucktheorie. In Abhängigkeit von der Wandbewegung können dabei die zwischen den Grenzzuständen des aktiven und passiven Erddrucks liegenden Lastgrößen angenommen werden. Die zugrunde gelegten Lastansätze beruhen im wesentlichen auf den Vorschriften, die für Kaimauern in Spundwandbauweise entwickelt worden sind [SCHMIDT, 1992]. Die Übernahme von Berechnungsverfahren der relativ weichen Spundwände auf die statisch anders wirkenden Schlitzwände muß kritisch überdacht werden.

MAYBAUM [1996] beschreibt ausführlich die für Kaimauerkonstruktionen geltenden Berechnungsgrundlagen, so daß an dieser Stelle auf eine nähere Ausführung verzichtet wird.

Als Ergebnis dieses Meßprogramms am Burchardkai sollen allgemeingültige Kenntnisse über die Wasserdruckverteilung und die dazugehörigen Strömungsvorgänge auf und hinter einer Kaimauer gewonnen werden. Daneben sollen die Belastungen auf die Wand, die Verformungen der Wand und die sich einstellenden Ankerkräfte bestimmt werden.

3 Projektbeschreibung

3.1 Aufgabenstellung

In Abb. 1 ist die Lage des Liegeplatzes im Hamburger Hafen sowie eine Draufsicht der durchgeführten Baumaßnahme zu ersehen. Ziel der Baumaßnahme war es, den vorhandenen 8. Liegeplatz um 300 m zu verlängern und eine Liegegwanne (Sohle NN -16,50 m) zu erstellen. Die Kaiflächenbreite wurde mit 60 m festgelegt. Die Kranspur vom bestehenden 8. Liegeplatz mit 18 m Breite wurde weitergeführt. Die gesamte Konstruktion ist in zwölf Abschnitte unterteilt: Block 1 'Übergang vom alten zum neuen Liegeplatz', Block 2-9 'Regelblock' und Block 10-12 'Abschlussbauwerk am Höft'.

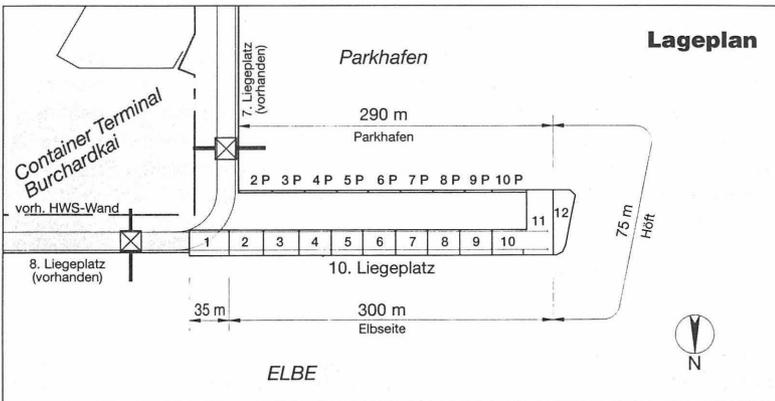


Abb. 1: Lage und Draufsicht der neugebauten Kaianlage [STROM- UND HAFENBAU, 1993]

3.2 Baugrund

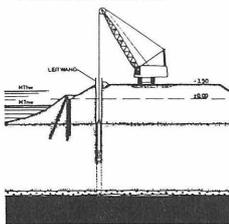
Der eiszeitlich geprägte Baugrund im Hamburger Hafen besteht an dieser Stelle aus holozänen Klei-, Torf- und sandigen bis kiesigen Schichten, die von der Höhe der Kaianlage bei NN + 6,00 m unter einer 6 bis 11 m mächtigen Sandauffüllung bis in Tiefen von NN - 22,00 m reichen. Eiszeitliche, pleistozäne Grobsand- bis Geröllschichten liegen auf einer ab Tiefen von NN - 23,00 m anstehenden tertiären Schicht aus Glimmerton, Beckenton und Beckenschluff. Diese Schicht kann bis zu 150 m mächtig sein.

Problematisch für die Herstellung der Kaikonstruktion sind die im Übergangsbereich der beschriebenen pleistozänen und tertiären Schichten vorhandenen Geröllschichten, in die bekanntermaßen große Steine eingelagert sein können. Beim Greifen des Schlitzes sind Steine bis zu einem Durchmesser von 1,70 m geborgen worden.

3.3 Ausgeführte Konstruktion

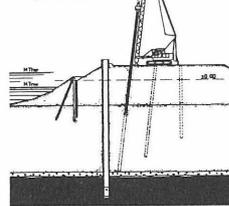
Zur Erstellung der ca. 300 m langen neuen Kaikonstruktion wurde an der elbseitigen Böschungskante der vorhandenen Landzunge ein 1,20 m breiter Schlitz ausgehoben. Die Stützflüssigkeit der im Einphasenverfahren hergestellten Schlitzwand wurde mit Zement angereichert und verfestigte sich zu einem Mörtel mit annähernd den gleichen Eigenschaften des umgebenden Bodens ($\approx B5$). In die noch weiche Suspension wurden Einzelbohlen PSp 1000 mit Schlössern und Zwischenbohlen PZi 610 eingestellt. Abbildung 2 zeigt den Bauablauf der elbseitigen Kaikonstruktion. Die kombinierte Wand erhielt zur Verbesserung der Vertikallastabtragung ein im Kontraktorverfahren hergestelltes Betonstreifenfundament am Fuße der Einzelbohlen. Hierfür wurden die Doppel-T-Träger mit einer Öffnung im Steg sowie angeschweißten Knaggen am Steg versehen. Weiterhin erhielt die Wand einen Stahlbetonkopfbalken, an dem horizontal verlegte Rundstahlanker (Durchmesser: $6\frac{1}{4}$ bzw. $6\frac{1}{2}$ Zoll) gelenkig angeschlossen wurden. Die Verankerung ist durchgehend bis zur Wand am Parkhafen geführt.

1. SCHLITZARBEITEN



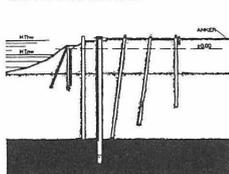
1. Arbeitsebene
2. Betonleitwände
3. Schlitzaushub (Bentonit-Zement Suspension)
4. Bohleneinbau
5. Fußbeton im Kontraktorverfahren

2. GRÜNDUNGS-PFÄHLE



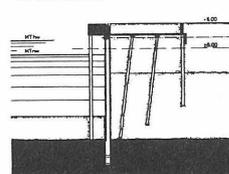
1. Vorbohren
2. Bewehrungseinbau
3. Betoneinbau

3. VERANKERUNG



1. Kopfbalken
2. Spundwandschürze
3. Rundstahlanker
4. Reibepfähle

4. ÜBERBAU



1. Pfähle kappen
2. Stahlbetonüberbau
3. Ausrüstung
4. Baggerung

Abb. 2: Bauverfahren der Hauptwand [DÜCKER, 1994]

Wie aus dem Querschnitt (Abb. 3) zu ersehen ist, wird der Überbau für die Aufnahme der 18 m breiten Kranspur ausgebildet, wobei die Wand zur Sicherung des Geländesprunges in der Achse der wasserseitigen Kranschiene angeordnet ist. Diese Schiene verläuft in 4,50 m Abstand von der Vorderkante der Kaimauer. Durch die zurückliegende Wand wird neben der optimalen Vertikalkraftabtragung der Containerbrücken eine Kolkammer geschaffen. Zur Stabilisierung des Kai Kopfes sind je Block (s. Abb. 1, Blocklänge=29,52m) 6 Reibepfähle eingebaut. Durch wasserseitige Baggerarbeiten wurde die Kaimauer zwischen den Reibepfählen und der Hauptwand bis zu einer Sohlentiefe von NN - 15,50 m frei gelegt. Die Kaiplatte erhielt eine Überschüttung von 2,50 m, so daß die Verkehrsfläche das gleiche Niveau wie der Kopfbalken hat. Im Abstand von jeweils 6,0 m wird sie durch Reihen von Teilverdrängungsbohrpfählen mit einem Durchmesser von 60 cm gestützt.

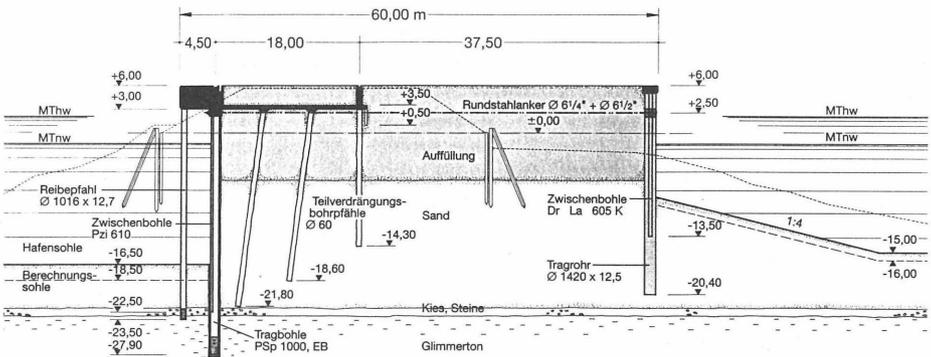


Abb. 3: Querschnitt des Regelblocks und Wand am Parkhafen [AMT FÜR STROM- UND HAFENBAU, 1993]

3.4 Meßkonzept

Das IGB-TUBS wurde vom Amt für Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg beauftragt, folgende Meßaufnehmer in die Kai konstruktion einzubauen:

- 11 Dehnungsmeßstreifen (Vollbrücken), auf der Elb- und Parkhafenseite auf drei horizontalen Rundstahlankern zur Messung der Ankerkräfte
- 3 Inklinometerrohre in der Kaimauer zur Messung der Verformungen der Wand
- 1 Inklinometerrohr hinter der Wand zur Messung der Verformungen des Bodens
- 7 Porenwasserdruckaufnehmer zur Messung des Porenwasserdruckes hinter der Wand
- 9 Erddruckkissen zur Messung der Totspannung hinter der Wand

Das Diagramm in Abb. 4 beschreibt die verschiedenen Möglichkeiten und Zusammenhänge, mit deren Hilfe die Belastung auf die Kaimauerwand bestimmt werden kann.

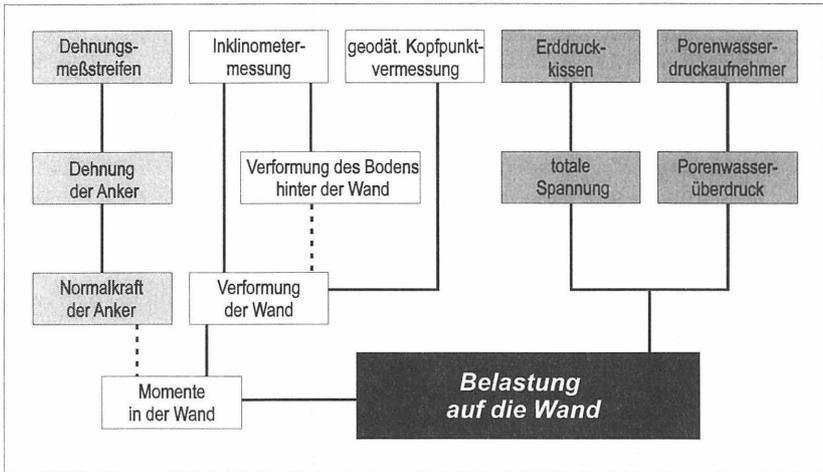


Abb. 4: Diagramm des Meßkonzeptes zur Bestimmung der Belastung auf die Wand

Das Risiko des Verlustes von Meßwerten in einem Beobachtungshorizont wurde durch die doppelte Anordnung eines jeden Meßwertgebers verringert. Gleichzeitig wird durch die doppelte Anordnung auch die Möglichkeit der Kontrolle jedes Meßwertgebers gegeben. Eine weitere Kontrolle des Systems in Hinblick auf die Ermittlung des Erddrucks auf die Wand ist durch die Möglichkeit, die Belastung auch aus den gemessenen Verformungen der Wand berechnen zu können, vorhanden.

Der Einbau der kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber sowie des IKL-Rohres im Boden (hinter der Wand) erfolgte erst nach Fertigstellung der Kaiplatte. Dies hatte den Vorteil, daß die Kabel zum Datenerfassungsgerät während der restlichen Bauzeit relativ sicher geführt werden konnten, und damit das sonst hohe Risiko von Datenverlusten verringert werden konnte. Nachteilig ist die fehlende Aussage über den Primärspannungszustand vor Beginn der Baumaßnahme.

3.4.1 Meßquerschnitte (eingebaute Meßsysteme)

Abbildung 5 zeigt auf der nächsten Seite eine Übersicht der eingebauten oder applizierten Meßaufnehmer, in Tabelle 1 sind die zu jedem Aufnehmer wichtigsten Kenndaten aufgelistet.

Es wurden 5 Meßquerschnitte (MQ) gewählt, von denen MQ2 (Block 7) und MQ3 (Block 8) als Haupt- und MQ1 (Block 2) sowie MQ4 (Block 12) als Nebenmeßquerschnitte ausgebildet wurden. Dazu kommt noch in MQ5 (Block 4) das Inklinometerrohr im Boden hinter der Wand.

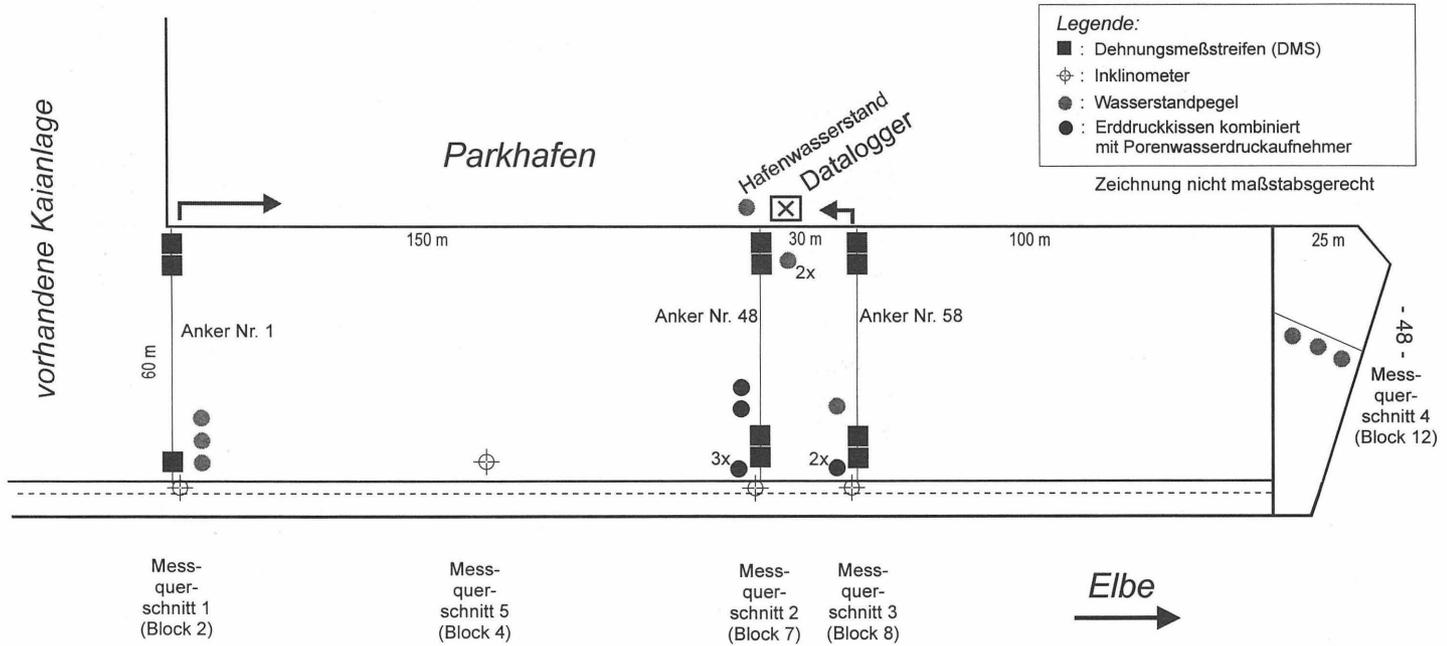


Abb. 5: Übersicht der installierten Meßwertgeber

Tabelle 1: Kenndaten der installierten Meßwertgeber

Block	Geberart	Anz.	Tiefe [mNN]	Abstand von der Wand [m]	Bemerkungen	Meßwerterfassung
2 (MQ 1)	DMS	1	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücke, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	+ 6,00 bis - 23,50	Achse		händisch, je nach Anforderung (ca. 1 / Monat)
	Wasserstandpegel	1	- 19,45	ca. 1,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 7,73	ca. 10,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 3,65	ca. 14,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
4 (MQ 5)	Inklinometer	1	- 24,00	ca. 1,50		händisch, s.o.
7 (MQ 2)	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	3	- 5,20 - 11,50 - 22,00	ca. 1,50	kombinierter einpreßbarer Erd- und Porenwasserdruckgeber	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	+2,00	ca. 10,00	- " -	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	+ 2,00	ca. 14,00	- " -	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	1	-2,50	Parkhafen	Messung des Hafenpegels	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	+ 6,00 bis - 25,50	Achse		händisch, s.o.
	Wasserstandpegel	1	- 15,27	ca. 6,00	Parkhafenwand, Ø 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 7,18	- " -	Parkhafenwand, Ø 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
8 (MQ 3)	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Elbseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	DMS	2	+ 2,50	ca. 3,00	Vollbrücken, Parkhafenseite	kontinuierlich, alle 30 min.
	Spannungsgeber	2	- 4,70 - 22,00	ca. 1,50	kombinierter einpreßbarer Erd- und Porenwasserdruckgeber	kontinuierlich, alle 30 min.
	Inklinometer	1	- 25,50	Achse		händisch, s.o.
	Wasserstandpegel	1	- 9,63	ca. 10,00	Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
12 (MQ4)	Wasserstandpegel	1	- 20,00	ca. 1,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 12,00	ca. 5,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 5,00	ca. 5,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich
	Wasserstandpegel	1	- 2,00	ca. 9,70	Leitwand, Durchmesser 2", Filterlänge: 1,00 m	teilweise kontinuierlich

3.4.2 Spannungsgeber

Die Totalspannung im Boden σ_{tot} setzt sich aus der neutralen Spannung (Porenwasserdruck) u sowie der effektiven Spannung σ_{eff} zusammen. Eine direkte Messung der effektiven Spannungen ist nicht möglich. Aus diesem Grunde wurden die kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber eingebaut, mit denen die totale und die neutrale Spannung am gleichen Ort gemessen werden kann. Die effektive Spannung lässt sich danach als Differenz dieser gemessenen Spannungen angeben.

In Abbildung 6 sind skizzenhaft die eingepreßten kombinierten Erd- und Porenwasserdruckgeber dargestellt. Mit diesen Gebern wird die Möglichkeit geschaffen die vorhandenen und sich durch den Abbaggerungsvorgang einstellenden Spannungen auch an der schon fertiggestellten Kaimauerwand im weitgehend ungestörten Untergrund zu messen. Es wurden bei dieser Meßkampagne Geber der Firma GLÖTZL Baumeßtechnik, Rheinstetten verwendet. Die Druckkissen dieser Aufnahme sind sehr flach und spatenförmig ausgebildet. Im Kissen, das an einen elektrischen Aufnehmer angeschlossen ist, befindet sich im geschlossenen System eine Hydraulikflüssigkeit. Bei Belastung des Druckkissens wird der entstehende Hydraulikdruck auf die Membran des elektrischen Aufnehmers übertragen und in eine Spannung proportional zur Belastung gewandelt. Diese Spannung liegt im Bereich zwischen 0 und 1000 mV und wird mit einem Datenerfassungssystem (s. 3.4.5) registriert.

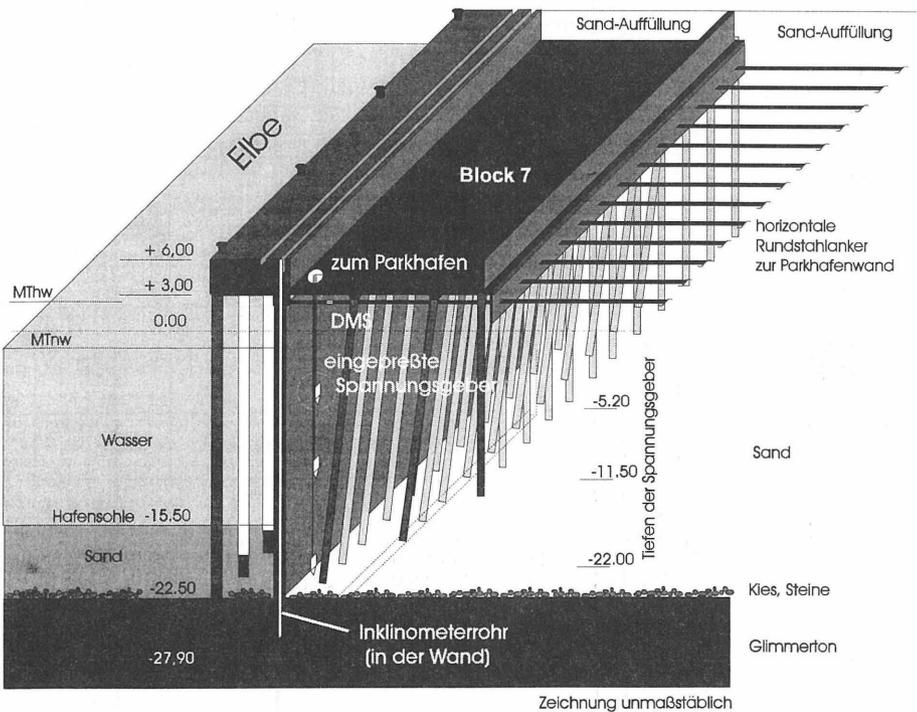


Abb. 6: Darstellung des Regelblocks (hier Block 7) mit einigen installierten Meßwertgebern

Oberhalb des spatenförmigen Erddruckkissens befindet sich eine kreisrunde Öffnung des Porenwasserdruckaufnehmers. Der am Einbauort herrschende Porenwasserdruck wird über ein Sintermetallfilter in den Druckaufnehmer geleitet, und dort wie auch beim Erddruckkissen in ein Ausgangssignal von 0 bis 1000 mV proportional zum Druck umgewandelt.

Da beide Geber in einem Gehäuse angeordnet sind, können mit Hilfe dieser kombinierten Geber die Totspannungen und der Porenwasserdruck unter gleichen Einbaubedingungen gemessen werden. Die gesuchte effektive Spannung ergibt sich aus der Differenz der beiden gemessenen Spannungen.

Alle Geber wurden vor dem Einbau in unserem Labor überprüft und kalibriert.

Die Geber wurden eingebaut, indem eine Bohrung (\varnothing 10cm) durch die fertiggestellte Kaiplatte hindurch bis ca. 0,5 m vor dem Einbauort niedergebracht wurde. Von dieser Position aus wurden sie mittels Gestänge ca. einen halben Meter in den ungestörten Boden eingepreßt. Hierbei wurde besonders auf die Lagegenauigkeit geachtet, denn die Druckkissenfläche muß parallel zur Wand stehen. Ein leichtes Verdrehen der Kissen, z.B. hervorgerufen durch das Verkanten an Steinen etc., kann bei einer Gestängelänge von mehr als 20 m nicht mehr beobachtet werden. Die endgültige Lage der Kissen kann nicht überprüft werden.

Es ist ebenfalls wichtig, die nötige gleichmäßige Kraft zum Eindrücken der Kissen steuern zu können. Das Kissen soll eingedrückt und nicht eingeschlagen werden. Deshalb wurde vor dem ersten Versuch auch probeweise in einer Zusatzbohrung ein Dummy (Erddruckgeber ohne elektrische Aufnehmer) eingedrückt, der fest mit dem Gestänge verbunden war, und somit wieder geborgen werden konnte.

Nach dem Eindrücken der Geber und dem Ziehen des Gestänges wurden die Bohrungen mit Quillon und Filtersand wieder verfüllt.

3.4.3 Inklinometer

Bezüglich der Grundlagen, Anforderungen und Arbeitsweise von Inklinometermessungen sei auf die Beiträge von HORST und GATTERMANN [1996] sowie VITTINGHOFF [1996] in diesem Heft verwiesen.

Zur Führung der Inklinometersonde in der Schlitzwand wurden die Inklinometerrohre mit Rohrschellen (Abstand 1,0 m) in der Stegmitte der auf dem Boden liegenden Einzelbohlen PSp1000 befestigt. Dieses Verfahren konnte die Lagegenauigkeit bezüglich der Meßachse der Sonde und der Vertikalität der Meßrohres sicherstellen. Die 30 m langen Doppel-T-Träger wurden dann vom Kran aufgenommen und in die Stützflüssigkeit des Schlitzes eingestellt. Mit Fortschreiten der Baumaßnahme mußten die Rohre nach oben mehrfach verlängert werden. Hierbei auftretende Probleme sind auf dem letzten Meßseminar erläutert worden [GATTERMANN, 1994].

Kurz vor Fertigstellung des Kaikopfbalkens wurde festgestellt, daß die Achse des Inklinometerrohres mit der Achse der Kranbahnschiene zusammentreffen würde. Dieses Problem konnte gelöst werden, indem die obersten drei Meter des IKL-Rohres am Kopfpunkt um ca. 20 cm aus der Lotrechten in einer leichten Krümmung herausgebogen wurden. Untersuchungen über den Einfluß der Rohrneigung auf die Genauigkeit der Meßergebnisse werden zur Zeit am IGB-TUBS durchgeführt.

Beim Herstellen der Fütterung für die Kranbahnschienen in unmittelbarer Nähe des IKL-Rohrendes in Block 2 lief Kunstharz in das Rohr. Die Führungsnuten für die Sonde waren über ca. fünf Meter unterhalb des Rohrkopfes verklebt. Das Kunstharz konnte, wenn auch mühselig, vom Rohr getrennt werden, da es sich mit der Oberfläche des Rohres (Material ABS) nicht verbunden hatte. Jedoch fielen die gelösten Kunstharzstücke in das IKL-Rohr und machten es auf den untersten zwei Metern unbrauchbar.

Seit Beginn der Abaggerung der vor der Kaimauer vorhandenen Böschung wurden die Verformungsmessungen ungefähr im Abstand von vier Wochen bis heute durchgeführt.

3.4.4 Dehnungsmeßstreifen (DMS)

Bezüglich der Grundlagen und der Applikation der DMS sei auf das umfassende Werk von KEIL [1995] verwiesen. Probleme bei der Applikation der DMS an den Ankerstählen wurden ebenfalls auf dem letzten Meßseminar beschrieben [GATTERMANN, 1994].

3.4.5 Meßwerterfassung

Die Meßwerterfassung spielt in der Meßtechnik eine ebenso wichtige Rolle wie die richtige Auswahl und der fachgerechte Einbau der Meßwertgeber.

Für diese Meßkampagne wurde ein Datalogger der Firma Data Electronics, Australien (Deutscher Vertrieb: Dr. Seitner System- und Sensortechnik GmbH, München) gewählt. Der Datalogger (Modell Datataker 605) hat folgende Ausstattungsmerkmale:

- bis zu 30 Eingänge verwendbar in jeder Kombination
- Auflösung: 16 Bit mit Vorzeichen
- eingebaute Echtzeituhr
- Abtastrate bis 25 Abtastungen/sec.
- Sensorversorgung vom Logger 4,5V, 250µA oder 2,5 mA je Kanal
- Spannungs- oder Stromversorgung für Dehnungsmeßstreifen
- Multiplexer mit galvanisch getrennten Kanälen
- voreingestellte Konfiguration für zahlreiche Meßwertgeber
- Speicherkarte (1MB) für 340000 Meßwerte (inkl. Datum und Zeit)
- über PC beliebig programmierbar (versch. Zeitintervalle etc.)
- eingebaute Batterie (Lebensdauer: 800 Tage bei Abfrage 10 Kanäle / 30 min.) und vieles mehr

Anfänglich wurde der Datalogger temporär im Trog der Kaiplatte eingebaut. Nach dem Verlegen und Verlängern der Meßgeberkabel zur Parkhafenseite wurde er dort in einem hochwassersicheren und spritzwassergeschützten Metallschrank eingebaut und registriert seit Sommer 1995 alle 30 Minuten (jeweils zur vollen bzw. halben Stunde) alle eingebauten DMS- und Spannungsgebermeßwerte. Die Hochwassersicherheit wurde erreicht, indem der Meßschrank in einer Höhe von 1,70 m (Unterkante des Schrankes, entspricht NN +7,70m) über dem Niveau der Kaianlage angebracht wurde. Der Schrank befindet sich in Block 7 auf der Parkhafenseite. Diese Anordnung auf der Parkhafenseite und nicht auf der Elbseite wo der Hauptteil der Meßwertgeber installiert ist, hatte zwar höhere Leitungslängen zur Folge, vermeidet jedoch Störungen der Be- und Entladevorgänge der Schiffe am Liegeplatz. Ein Einbau des Dataloggers in die Kaiplatte (unterhalb NN +6,00m) in der Nähe der Meßwertgeber wurde aufgrund der Erfahrungen am O'Swaldkai (Überflutung der Meßanlage) verworfen.

4 Auswertung der Messungen

4.1 Spannungsgeber

4.1.1 Wasserdruckmessungen

Als erste Auswertung (auch zur Plausibilitätskontrolle der einzelnen Meßwertgeber) wurden die Porenwasserdrücke auf mNN bezogen und damit die Höhenlage der Porenwasserdruckgeber normiert. In Abbildung 7 sind die Pegelganglinien für alle fünf, im gleichen horizontalen Abstand von der kombinierten Schlitzwand eingebauten Geber sowie der Elbpegel dargestellt. Neben der einwandfreien Funktion der Geber läßt sich erkennen, daß sich in Abhängigkeit der Tiefenlage keine stark unterschiedlichen Porenwasserdrücke bezüglich des Elbpegels einstellen.

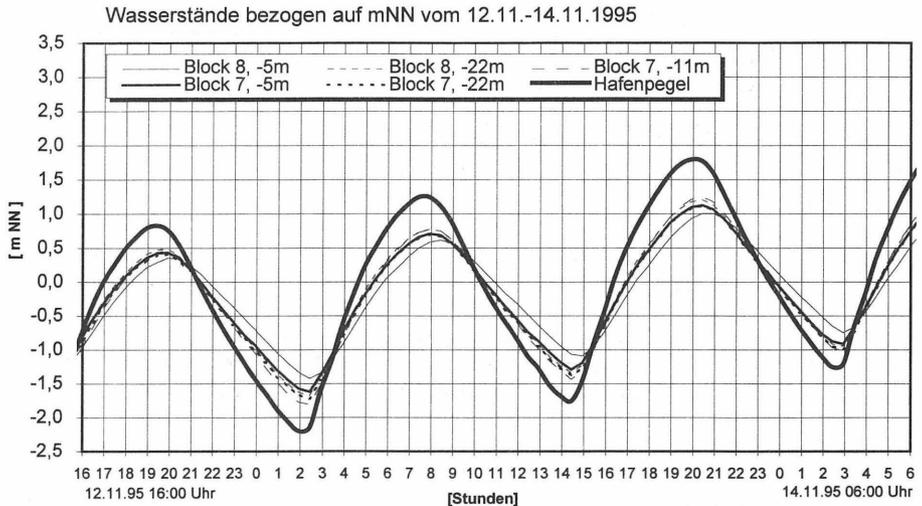


Abb. 7: Darstellung der aus den gemessenen Porenwasserdrücken errechneten Wasserstände

4.1.2 Totalspannungen

Die Belastungsänderung infolge der Tide auf die Wand ist beispielhaft für Block 7 in einer Tiefe von NN -11,00 m (Abbildung 8) dargestellt. Die dünne durchgezogene Linie beschreibt den Porenwasserdruck (u), die mittlere durchgezogene die Totalspannung (σ_{total}). Die Differenz dieser beiden Spannungen ergibt die dick gestrichelte Linie der effektiven Spannung ($\sigma_{effektiv}$). Die untere dünn gestrichelte Linie beschreibt die Differenz des Wasserüberdruckes (Δu) zwischen dem Außenwasserstand und dem Wasserstand hinter der Wand. Wird nun die Summe von $\sigma_{effektiv}$ und Δu gebildet, erhält man die eigentliche Belastung auf die Wand (dicke durchgezogene Linie).

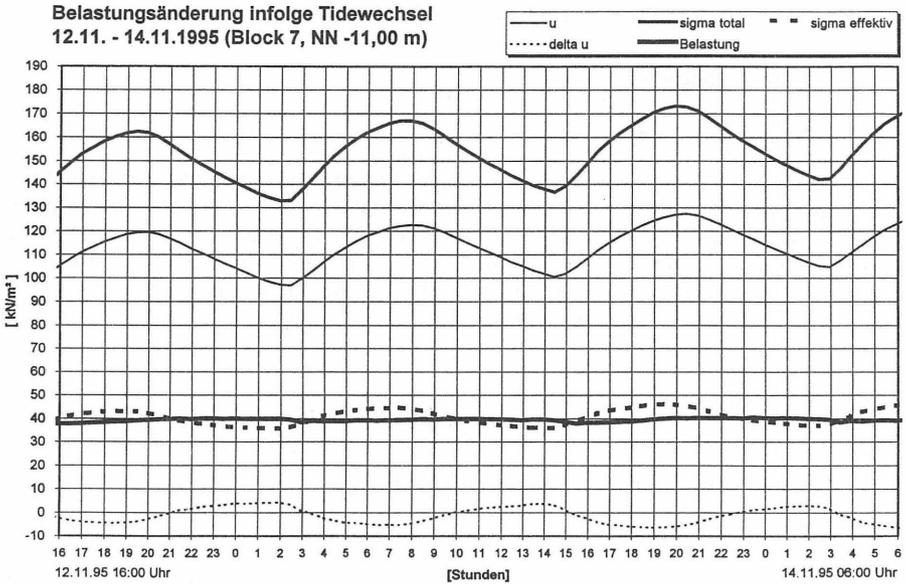


Abb. 8: Darstellung der Belastungsänderung auf die Wand infolge Tideänderung in einer Tiefe von NN -11,00m

Resultierend aus der Gegenläufigkeit der Spannungen Δu und σ_{effektiv} kann als Ergebnis festgestellt werden, daß die Belastung auf die Wand in der Tiefe NN -11,00m trotz des Tidenhubes mit einem Wert von ca. 40 kN/m² nahezu konstant ist.

4.2 Verformungen

4.2.1 Inklinometermessungen

Die Verformungsmessungen mit der Inklinometersonde wurden von Mitarbeitern des IGB-TUBS ab Anfang 1995 (vor Beginn der Abbaggerungsarbeiten) in regelmäßigen Abständen von ca. vier Wochen durchgeführt und ausgewertet. In Abbildung 9 sind beispielhaft die Deformationen der Wand in Block 8 dargestellt. Der Zeitraum beläuft sich von Meßreihe 08 (kurz nach Beginn der Abbaggerung) bis Meßreihe 24 (halbes Jahr nach Beendigung der Abbaggerung). Für diese Darstellung wurde der Fußpunkt als unverschieblich angenommen. Eine Anhängung an die vom Geodäten gemessene Lage der Kopfpunkte ist nach den in Kap. 3.4.3 beschriebenen Krümmungsproblemen des Meßrohres im Kopfbereich nicht ohne weiteres möglich. Tendenziell ist eine Fußverschiebung im Millimeterbereich zur Landseite hin auszumachen.

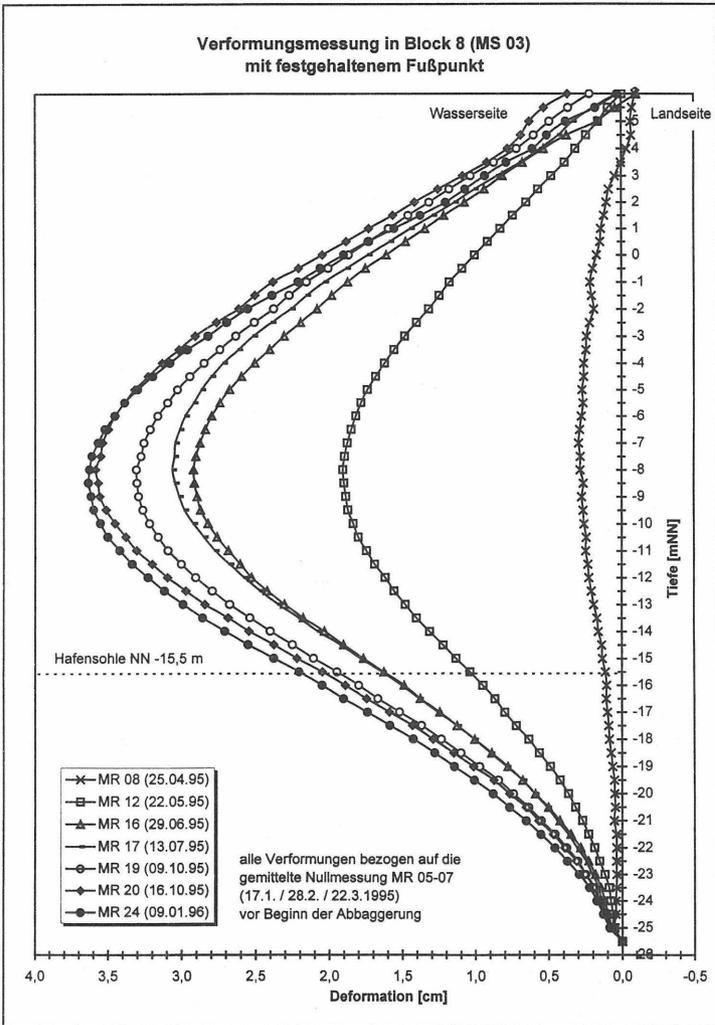


Abb. 9: Darstellung der Verformungsmessungen (Block 8) an verschiedenen Meßterminen in Bezug zur Nullmessung

In Abbildung 10 ist die einzelne Deformation von Meßreihe 20 (16.10.95) gegenüber der Nullmessung aufgetragen sowie die daraus ermittelte Momentenlinie. Der Verlauf des Biegemomentes wurde aus der zweiten Ableitung der gemessenen Verformungen bestimmt. Diese Verformungen wurden zuvor durch ein Polynom 7. Grades beschrieben. Zur Bestimmung dieses Polynoms wurden nur die Verformungen von NN +2,50m bis NN -25,50m betrachtet, da im Kopfbereich aufgrund der o.g. Meßprobleme der Fehlereinfluß zu groß sein würde.

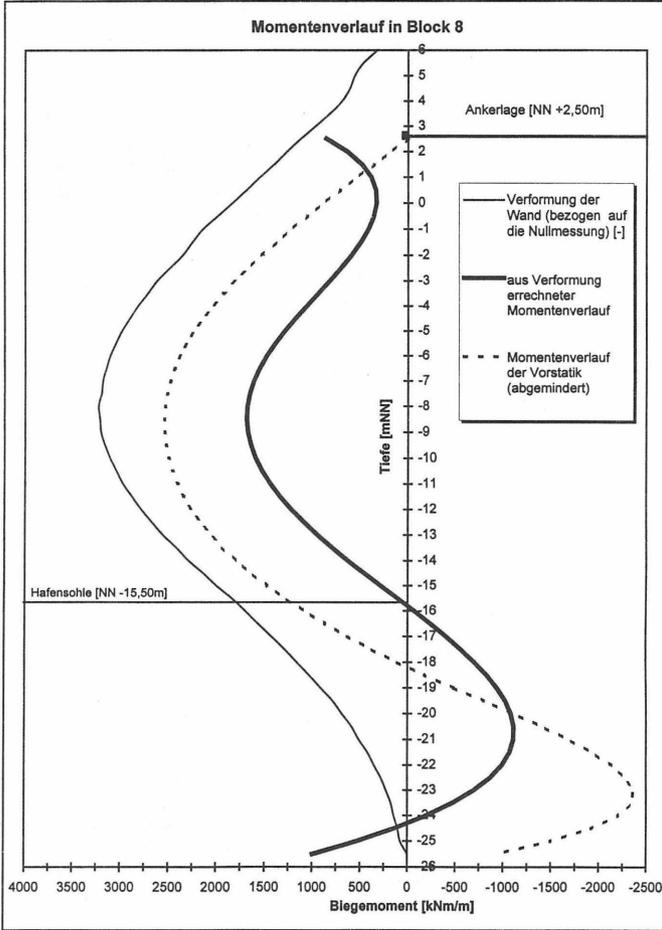


Abb. 10: Darstellung des aus gemessenen Deformationen (MR20) berechneten Momentenverlaufs in Block 8

Die aus den gemessenen Deformationen errechneten Momentenmaxima erreichen ca. 40-50% der entsprechenden Werte aus dem Verlauf der abgeminderten Biegemomente der Vorstatik. Die Randbereiche der errechneten Momentenlinie sind auch durch die Verwendung von Polynomen höherer Ordnung nur unzureichend bestimmbar [MAYBAUM, 1996].

Ein evtl. sich einstellendes Moment mit wasserseitigen Zugspannungen am Kopf der Kaikonstruktion könnte mit den erhaltenen geodätischen Daten erklärt werden. Die vordere Kante der Kaikonstruktion (4,50m Abstand zur Wandachse) hat sich bei der Messung Ende August 1995 auf der gesamten Länge um 20 bis 30 mm gehoben (siehe Abb. 12a). Demgegenüber blieben die Kopfpunkte der Inklinometerrohre fast in ihrer Nulllage bestehen (Abb. 12b). Diese Betrachtungen müssen durch Vergleichsrechnungen noch verifiziert werden.

4.2.2 Geodätische Kopfpunktvermessung

Mit der geodätischen Punktbestimmung der Kopfpunkte der Inklinometerrohre sowie weiterer Kaimauerpunkte wurde Prof. Stegner vom Fachbereich für Vermessungswesen der Fachhochschule Sachen Anhalt, Abt. Dessau beauftragt.

Das Ziel dieser ausgeführten Messungen bestand darin, die Lage der Rohrachse in Höhe der Rohroberkante der Inklinometerrohre sowie der ausgewählten Bauwerkspunkte mit einer Genauigkeit von zwei Millimetern dreidimensional zu bestimmen. Hierfür mußten die Referenzpunkte zur Bestimmung des Richtungs- und Streckennetzes auf standsicherem Grund, der nicht den Einflüssen der Tide unterliegt, vermarktet werden. Das Grundlagennetz ist in der nachfolgenden Abb. 11 dargestellt.

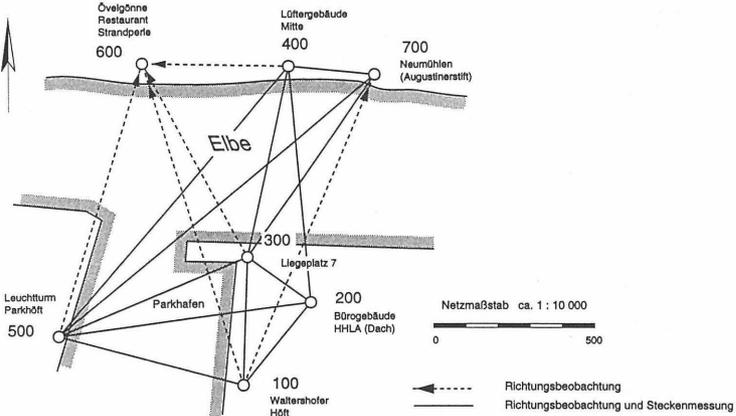


Abb. 11: Grundlagennetz der geodätischen Vermessung [STEGNER, 1995]

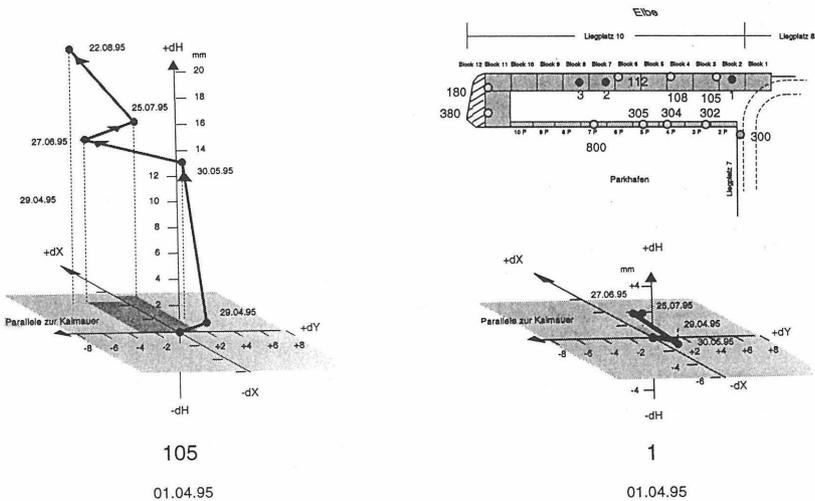


Abb. 12: a: Bewegung der Kaimauerpunkte Elbseite, [STEGNER, 1995]

b: Bewegung der IKL-Kopfpunkte

Die genauen Messungen der Kopf- und weiterer Kaimauerpunkte ist aus unserer Sicht eine Grundvoraussetzung, um gesicherte Aussagen über das Verformungsverhalten der gesamten Kaimauer bzw. des gesamten Kaimauerbauwerks machen zu können.

4.3 Ankerkräfte

Über die zur Zeit laufenden Auswertungen der erhaltenen Meßergebnisse der Dehnungsmeßstreifen zur Bestimmung der Normalkräfte in den horizontalen Rundstahlankern wird später an anderer Stelle berichtet.

5 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurden die eingebauten Meßwertgeber und das dazugehörige Meßkonzept des IGB-TUBS zur Überwachung des Spannungs-Verformungsverhaltens für den Neubau des 10. Liegeplatzes des Burchard-/Athabaskakai beschrieben. Es wurden weiterhin erste Ergebnisse zur Ermittlung der Belastungen auf die Wand, der Spannungsgeber sowie der Neigungsmessungen angegeben. Unter Zuhilfenahme der geodätischen Meßergebnisse wurde versucht, erste Antworten auf die sich ergebenden Fragestellungen zu geben.

6 Literaturverzeichnis

- AMT FÜR STROM- UND HAFENBAU (1993) *Container Terminal Burchardkai, 10. Liegeplatz, Prospekt 1, 'Baubeginn', Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde*
- DÜCKER, P. (1994) *Ideenwettbewerb zum Bau einer Kaianlage im Hamburger Hafen, HANSA, 3, S.74-84*
- GATTERMANN, J. (1994) *Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB-TUBS, 'Messen in der Geotechnik', Fachseminar am 26./27. Mai 1994 in Braunschweig Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44*
- HORST, M. und GATTERMANN, J. (1996) *Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen Verbaus, 'Messen in der Geotechnik 96', Fachseminar am 22./22.02.1996 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 50*
- MAYBAUM, G. (1994) *Messungen am O'Swaldkai, Hamburg 'Messen in der Geotechnik', Fachseminar am 26./27. Mai 1994 in Braunschweig Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44*
- MAYBAUM, G. (1996) *Erddruckentwicklung auf eine Kaimauer in Schlitzwandbauweise, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 52*
- KEIL, S. (1995) *Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen, Cuneus Verlag*
- SCHMIDT, W. (1992) *Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionsmerkmalen beim Kaimauerbau, HANSA, 7, S. 714-720*
- STEGNER, G. (1995) *Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten, Liegeplatz 10, Burchardkai, Hamburg, Ergebnisbericht, unveröffentlicht*
- VITTINGHOFF, T. (1996) *Auswirkung der Rohrverdrehung auf die Qualität von Inklinometermessungen, 'Messen in der Geotechnik 96', Fachseminar am 22./22. Februar 1996 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 50*

AUSWIRKUNG DER ROHRVERDREHUNG AUF DIE QUALITÄT VON INKLINOMETERMESSUNGEN

Teja Vittinghoff

1 Einleitung

Im Bereich der Geotechnik wird seit einigen Jahren das Verfahren der Inklinometermessung zur Bestimmung von horizontalen Bewegungen im Boden z. B. bei Böschungen genutzt [2]. Weitere Einsatzgebiete sind Verformungsmessungen an Baugrubenumschließungen, Ufereinfassungen und Schiffsschleusen [5].

Die Anwendung des Verfahrens zur Untersuchung von Standsicherheitsfragen im Sinne der Beobachtungsmethode nach Eurocode 7 wird exemplarisch bei der Untersuchung der Resttragfähigkeit von Verbaulementen eines Geländesprunges [13] sowie bei der Erstellung eines Schlitzwandschachtes [3] aufgezeigt.

Seit der Einführung des Verfahrens gibt es nicht nur eine Entwicklung im Bereich der Meßmimik bis hin zu speziellen Meßrohren und Digitalsonden [7], sondern auch eine intensive Diskussion über die Anforderungen an die Auswertesoftware sowie die Art der Durchführung einer Inklinometermessung. Grundlage für diese Diskussion bilden Versuchsmessungen, welche mit statistischen Methoden ausgewertet wurden [5].

1.1 Inklinometerrohr ohne planmäßige Ausmitte

Die bisher angesprochenen Einsatzgebiete haben gemeinsam, daß die dort verwendeten Inklinometerrohre eine planmäßig lotrechte Ausrichtung besitzen. **Bösinger** et al. (1983/[4]) schreiben: *Für die Durchführung von Relativmessungen ist beim Einbau des Meßrohres eine geradlinige Verbindung zwischen Kopf- und Fußpunkt bei geringer Abweichung von der Lotrechten anzustreben.* Auch **Blümel** et al. (1991/[2]) fordern diese lotrechte Ausrichtung.

Um zu beschreiben, was mit einer lotrechten Ausrichtung gemeint ist und um diese bei Rohren unterschiedlicher Länge und Abweichung in A- und B-Achse vergleichen zu können, wird folgende Verhältniszahl eingeführt.

Ein Inklinometerrohr mit der Tiefe 22 m und den Ausweichungen in der A-Achse von 125 mm und in der B-Achse von 65 mm [4] hat eine Ausmitte von

$$\frac{\sqrt{0,125^2 + 0,065^2}}{22} = 0,006 = 0,6\% .$$

Auf den Einfluß, den eine Verdrehung auf ein solchermaßen ausgerichtetes Rohr hat, wurde von **Bösinger** et al. (1983/[4]) eingegangen. Der Einfluß wurde jedoch nicht anhand eines Beispiels quantifiziert.

Eine mathematische Formulierung zur Berücksichtigung der Rohrverdrehung wurde von **Blümel** et al. (1982/[1]) angegeben und ist in kommerziellen Auswerteprogrammen [8] implementiert. Diese Näherungslösung liefert für fast senkrecht eingebaute Rohre mit sehr kleinen Neigungswinkeln gute Ergebnisse, da bei ihrer Ableitung die wahre räumliche Sondenlänge fast der ihres Projektionsbildes in dem gedrehten lokalen Koordinatensystem des jeweiligen Meßschrittes entspricht.

1.2 Inklinometerrohr mit planmäßiger Ausmitte

Unter Verwendung des Beispiels von tordierten Schrägpfähle werden von **Egey** (1983/[6]) die Auswirkungen einer planmäßigen Rohrneigung und Verdrehung beschrieben und anhand eines Beispiels verdeutlicht. Ein funktionaler Zusammenhang für diese Transformation wird nicht angegeben. Das Maß für die Ausmitte des untersuchten Schrägpfahls läßt sich nicht ermitteln.

Im folgenden sollen einige Fehlerquellen bei der Inklinometermessung sowie Möglichkeiten, die zu einer außerplanmäßigen Rohrverdrehung führen, aufgezeigt werden. Anschließend werden zwei Verfahren zur Bestimmung der Rohrverdrehung angegeben. Daraufhin soll gezeigt werden, welche Auswirkungen eine größere Ausmitte und eine Rohrverdrehung auf die Qualität der Inklinometermessung haben. Die mathematische Ableitung des dafür notwendigen Zusammenhanges wird an anderer Stelle erfolgen, da bei Vergleichsrechnungen mit den in Abschn. 1.1

angesprochenen Beziehungen nur geringe Abweichungen festgestellt werden konnten.

2 Verfahren der Inklinometermessung

Bei den vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) durchgeführten Messungen werden Sonden des Typs NMG30 der GLÖTZL GmbH Rheinstetten verwendet. Der empfohlene Meßbereich umfaßt eine Neigung von $\pm 30^\circ$ gegenüber der Lotrechten. Sie sind mit zwei um 90° versetzten Sensoren, die als Beschleunigungsmesser nach dem Prinzip der Servo-Accelerometer arbeiten [1], bestückt. Hiermit werden die Neigungen gegenüber der vertikalen Meßachse in zwei Ebenen gleichzeitig in Abhängigkeit der Sondenverdrehung erfaßt. Der von den Sensoren angezeigte Meßwert ist gleich dem Sinus des Neigungswinkels [7]. Als Bezugssystem dient das Gravitationsfeld der Erde. Die Funktionweise eines Sensors ist die eines sich nur in einer Ebene bewegendes Pendels, so daß Neigungsänderungen ohne Verdrehung dieser Ebene nur in einer Richtung aufgenommen werden können.

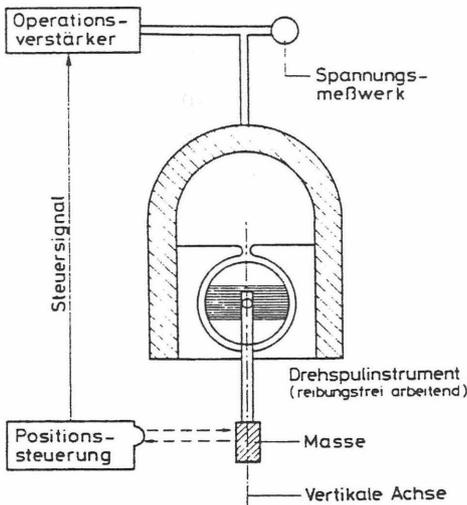


Abb. 1 : Prinzipskizze zum Neigungsmeßverfahren mit Servo-Accelerometer [1]

Die Durchführung der Messung ist u.a. von **Glötzl** (1994/[7]) und **Blümel** et al. (1982/[1]) beschrieben worden.

2.1 Meßgenauigkeit

Anhand der vom IGB-TUBS durchgeführten Projekte läßt sich bei in Bohrlöcher eingestellten Inklinometerrohren [11] ein größerer Vertrauensbereich [5] als bei in Bohrpfählen [10] oder Schlitzwänden [12] einbetonierten Rohren feststellen. Das bedeutet, daß die Qualität und auch die Auflösung der in einbetonierten Rohren durchgeführten Inklinometermessung höher als die bei in Bohrlöcher eingestellten Rohren ist. Dies kann in Zusammenhang mit den verwendeten Rohrtypen sowie den erwarteten Gesamtverformungen des zu überwachenden Bereichs gesehen werden [1].

Die Rohrverdrillung wird von **Blümel** et al. (1982/[1]) neben vielen anderen als ein die Meßqualität beeinflussender Parameter angeführt.

Nachfolgend werden einige Faktoren, von denen die Verdrehung des Inklinometerrohres abhängt, erläutert.

2.2 Rohrverdrehung

Eine mögliche, jedoch meist ungewollte Rohrverdrehung ist abhängig von dem gewählten Einbauverfahren, der Konstruktion des zu vermessenden Bauteils sowie dem verwendeten Rohrtyp für die entsprechende Meßaufgabe. Der Einbau erfolgt durch Einstellen in ein Bohrloch oder durch Befestigung an einem Trägerelement mit anschließendem Einbetonieren, wie z.B. bei der Schlitzwandherstellung. Beide Einbauvarianten sind in Abb. 2 dargestellt und werden nachfolgend näher erläutert.

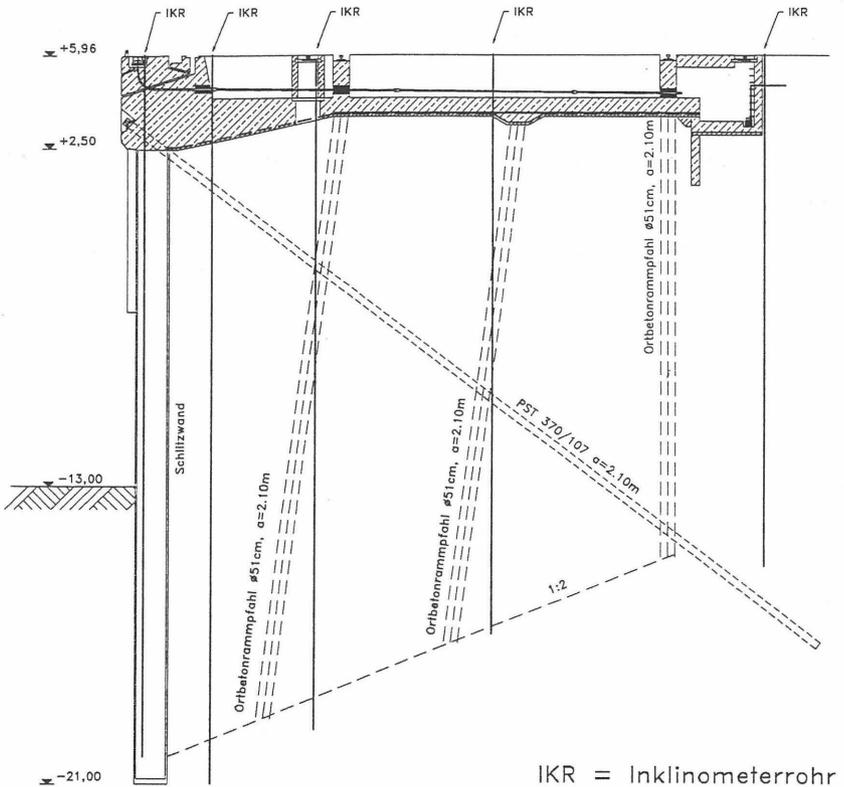


Abb. 2 : Neubau O'Swaldkai, Hauptmeßquerschnitt [12]

2.2.1 Bohrlöcher

In Bohrlöcher eingestellte Inklinometerrohre [11] werden z.B. bei der Überwachung von Bodenbewegungen eingesetzt. Entscheidend für die Meßqualität ist ein guter Verbund von Rohr und Boden. Dieser Verbund soll durch Wahl des geeigneten Verfüllmaterials sowie eine geringe Biegesteifigkeit des Rohres zur Aufnahme von großen Verformungen verbessert werden [1]. Eine solche Bauart hat meist auch eine geringe Torsionssteifigkeit des Rohres zur Folge.

Zur Vermeidung von Rohrverdrehungen sollte das lotrechte Rohr vor dem Verfüllen des Ringraumes angehoben werden. In Abhängigkeit der Art der Abstandshalter kann dies zu einer Glättung der Verdrillung führen.

Da bei planmäßig geneigten Bohrlöchern dieses Verfahren nicht angewendet werden kann, weisen diese Rohre meist große Verdrehungen auf. Die Verdrehungen können bei einem unter ca. 11° geneigten 32 m langen ABS-Kunststoffrohr mit Kreisquerschnitt und Führungsnuten 35° betragen.

Eigenverdrehungen bedingt durch Fertigungstoleranzen der einzelnen Rohrschüsse sind in den meisten Fällen vernachlässigbar klein.

2.2.2 Bohrpfähle

Zur Verformungsüberwachung einer überschnittenen Bohrpfahlwand werden Inklinometerrohre in bewehrte Pfähle einbetoniert. Bei dem Absenken des Bewehrungskorbs und dem daran befestigten Inklinometerrohr kann es zu Verdrehungen kommen. Diese Verdrehungen lassen sich auf das relativ torsionsweiche Trägerelement zurückführen.

Blümel et al. (1982/[1]) berichten von dem Einbau eines relativ torsionssteifen quadratischen Leichtmetallrohres von rd. 30 m Länge, bei dem anschließend Verdrehungen von $\pm 5^\circ$ gemessen wurden.

Auch über den Einsatz eines relativ torsionsweichen ABS-Kunststoffrohres, welches nach Absenkung und Nachjustierung im Kopfbereich keine Verdrehung aufwies, wird berichtet [10].

Anhand dieser Beispiele wird deutlich, inwieweit sich die Verdrehung des Inklinometerrohres durch Montage auf ein Trägerelement verringern läßt.

2.2.3 Schlitzwände

Bei der Verwendung torsionsteifer Trägerelemente, wie z.B. eines rechteckigen Bewehrungskorbes eines Schlitzwandelementes [3] oder eines IPE 1000 [9], treten vernachlässigbar kleine Verdrehungen des Inklinometerrohres über die Tiefe auf. Da bei diesen Einbringverfahren meist nur Kopfverdrehungen festgestellt werden, sollten diese, falls sie mehr als $\pm 5^\circ$ betragen, berücksichtigt werden, indem sie als konstant über die Tiefe angesetzt werden.

3 Verdrehungsmessung

Aus Gründen der Meßgenauigkeit sollten Inklinometer- und Verdrehungsmessungen bei geneigten und verdrehten Rohren nur in Querschnitten mit zweiachsiger Führungsmöglichkeit durchgeführt werden. Die in Abb. 3 dargestellten Quadrat- und Profilrohre besitzen diese Eigenschaft.

Vor Beginn der eigentlichen Verdrehungsmessung ist das Maß der Kopfverdrehung des Inklinometerrohres festzustellen. Mit diesem Maß lassen sich die gemessenen Verschiebungen in die vorher zu definierenden Verschiebungsrichtungen transformieren. In Abb. 3 sind die Kopfverdrehungen der drei Inklinometerrohre I 10, I 07 und I 11 dargestellt. Es wird jeweils die Verdrehung von den lokalen Meßachsen A' und B' in die global zu untersuchenden Verschiebungsrichtungen A und B angegeben.

Bei der abschließenden Transformation ist auf den Drehsinn in Verbindung mit dem entsprechenden Vorzeichen des Winkels zu achten.

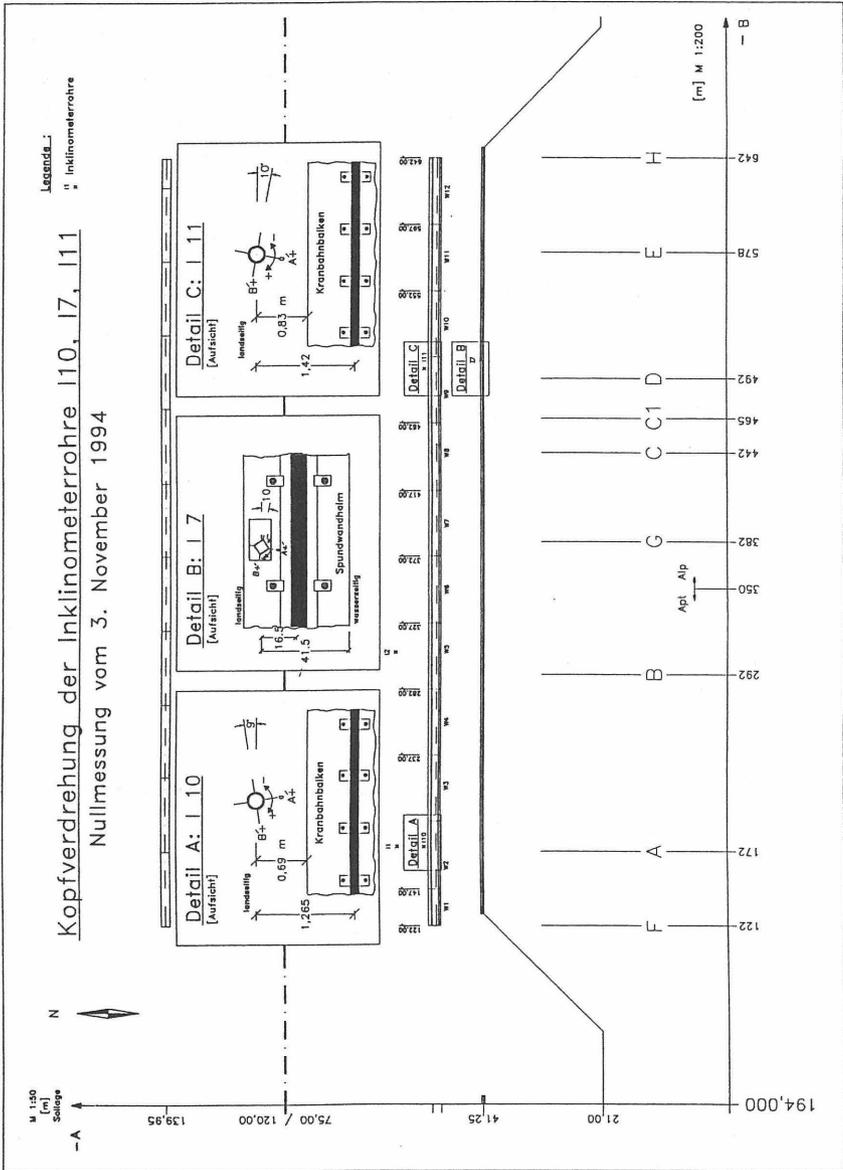


Abb. 3 : Kopfverdrehung der Inklinometerrohre I 10, I 07 und I 11

Um den Einfluß der Koppelstellen sowohl auf die Inklinometermessung als auch auf die Verdrehungsmessung erfassen zu können, empfiehlt es sich die Einbaugeometrie und die Position der Koppelstellen in einem Plan festzuhalten. Abb. 4 zeigt dies beispielhaft für das Rohr I 11.

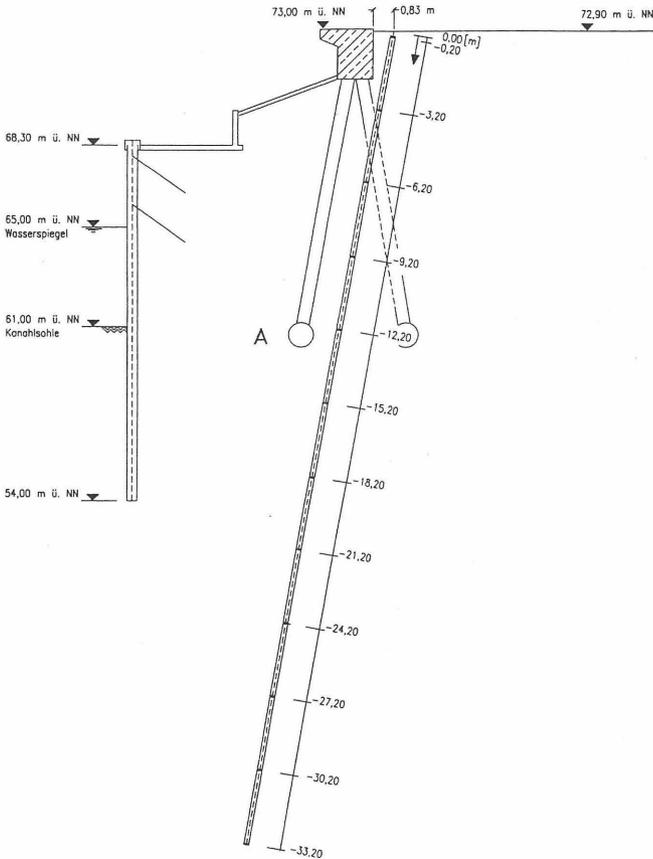


Abb. 4 : Lage der Koppelstellen von Inklinometerrohr I 11

Die Verdrehungsmessung sollte als Doppelmessung in der A'- und B'-Achse erfolgen und entsprechend protokolliert werden. Durch das Verfahren der

Doppelmessung in zwei Achsen lassen sich Meßfehler sowie Fertigungstoleranzen in der rechtwinkligen Maßhaltigkeit der Rohre kompensieren.

Nach Möglichkeit ist die Verdrehungsmessung in den gleichen Tiefenstufen wie die der Inklinometermessung durchzuführen.

3.1 Meßverfahren

Zur Bestimmung der Rohrverdrehung können das Verfahren der Gestängemessung [1] und das der Kompaßsonde genutzt werden. Beide Verfahren besitzen Vor- und Nachteile, auf die hier nicht näher eingegangen wird.

Bei dem vom IGB-TUBS eingesetzten Gestängesystem werden die Verdrehungswinkel in Abständen von 2 m gemessen.

Die GLÖTZL GmbH Rheinstetten bietet eine Kompaßsonde an, mit der in jeder Tiefenstufe der Inklinometermessung ein Verdrehungswinkel ermittelt werden kann. Sie kann jedoch nur in Meßrohren mit einer Neigung bis zu 10° verwendet werden.

3.2 Meßunsicherheiten

Im Bereich von Koppelstellen [5] der einzelnen Rohrschüsse muß wie bei Inklinometermessungen mit Meßfehlern gerechnet werden.

Aufgrund der Handhabbarkeit der Nutrohre sowie mechanischer Fertigungstoleranzen treten geringe Verdrehungen zwischen den Nutrohrschüssen auf [4]. Diese müssen bei der Auswertung der Verdrehungsmessung als Unstetigkeitsstellen in den Verdrehungsfunktionen berücksichtigt werden.

Ein weiterer die Messung beeinflussender Faktor ist das Spiel der Führungsrollen in den Führungsnuten sowie der Verschleiß von Rollen- und Wippenlagern.

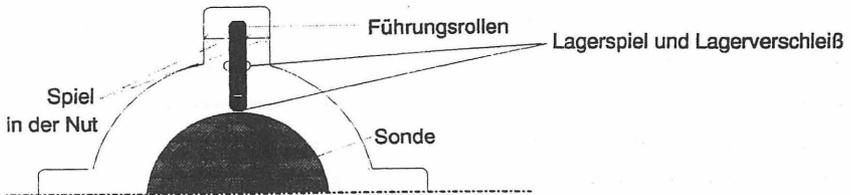


Abb. 5 : Lager- und Führungsspiel in den Nuten des Meßrohrs

Bei dem verwendeten Gestängesystem können zusätzliche Meßfehler durch fertigungsbedingte Eigenverdrehungen des Meßgestänges sowie seines Verschleißes entstehen. Dieser Einfluß konnte bei dem vom IGB-TUBS verwendeten Gestänge durch eine Kontrolle ausgeschlossen werden.

Zur Kompensation der nicht ganz rechtwinkligen Maßhaltigkeit der Meßrohre sollten die in Abschn. 3.1 angesprochenen vier Meßwerte ermittelt werden.

Ein auf Kostengründe zurückzuführender Fehler liegt in der Annahme, daß die bei den Nullmessungen festgestellte Rohrverdrehung über die Zeit konstant bleibt. Dieser Annahme sollte noch genauer untersucht werden.

3.3 Auswerteverfahren

Im Gegensatz zu dem Verfahren der Kompaßsonde liefert das Gestängesystem nicht den zu jeder Tiefenstufe der Inklinometermessung zugehörigen Verdrehungswinkel. Bei dem hier verwendeten Gestängesystem wurde nicht der in Auswerteprogrammen [8] verwendete Weg der geradlinigen Interpolation gewählt, sondern es wurden für vorher zu bestimmende Bereiche Ausgleichsfunktionen ermittelt, mit deren Hilfe die fehlenden Mittelwerte angegeben werden konnten. Die Festlegung dieser Intervalle erfolgte auf Grundlage der Verdrehungs- und Inklinometermeßwerte sowie der Kenntnis der Koppelstellenlage der einzelnen Rohrabschnitte.

Beispielhaft ist dies für die Verdrehungsmessungen der Inklinometerrohre I 07 und I 11 durchgeführt und in den Abb. 6 und 7 dargestellt worden. Dort sind die Funktionen der Verdrehungswinkel A' und B' in Abhängigkeit der Tiefe angegeben. Bei der Transformation der Inklinometermessungen A' , B' in das A, B-Koordinatensystem wird das arithmetische Mittel der Verdrehungswinkel A' und B' angesetzt.

Abb. 6 : Verdrehungen des Inclinometerrohres | 07

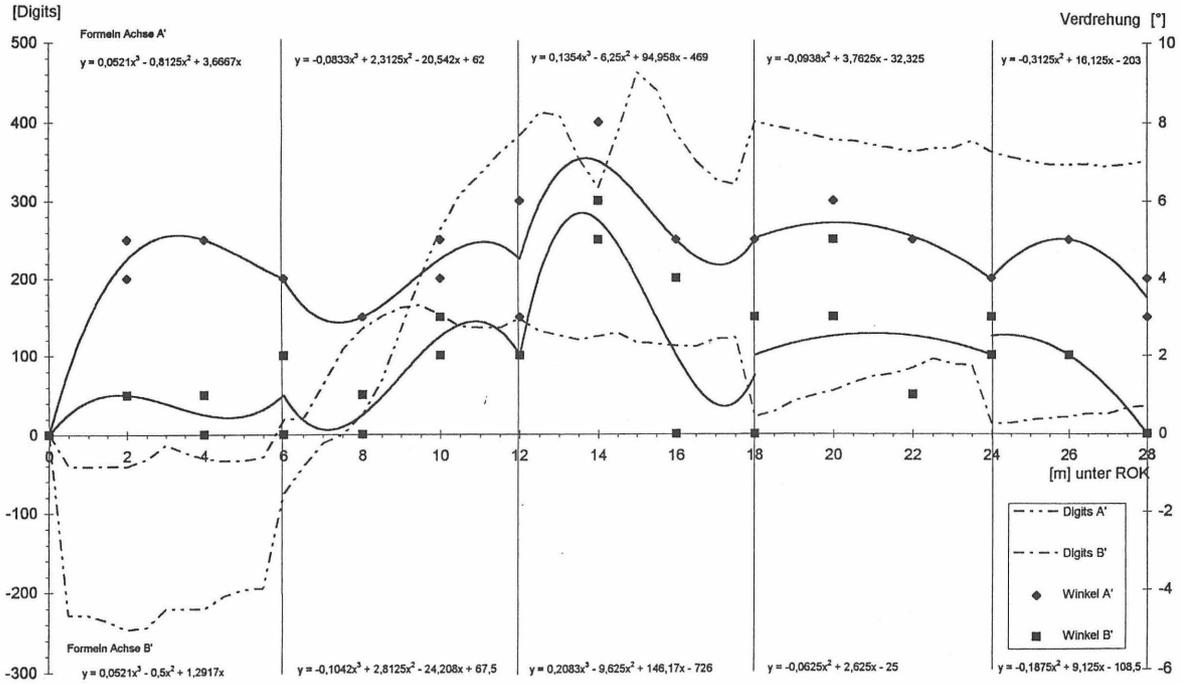
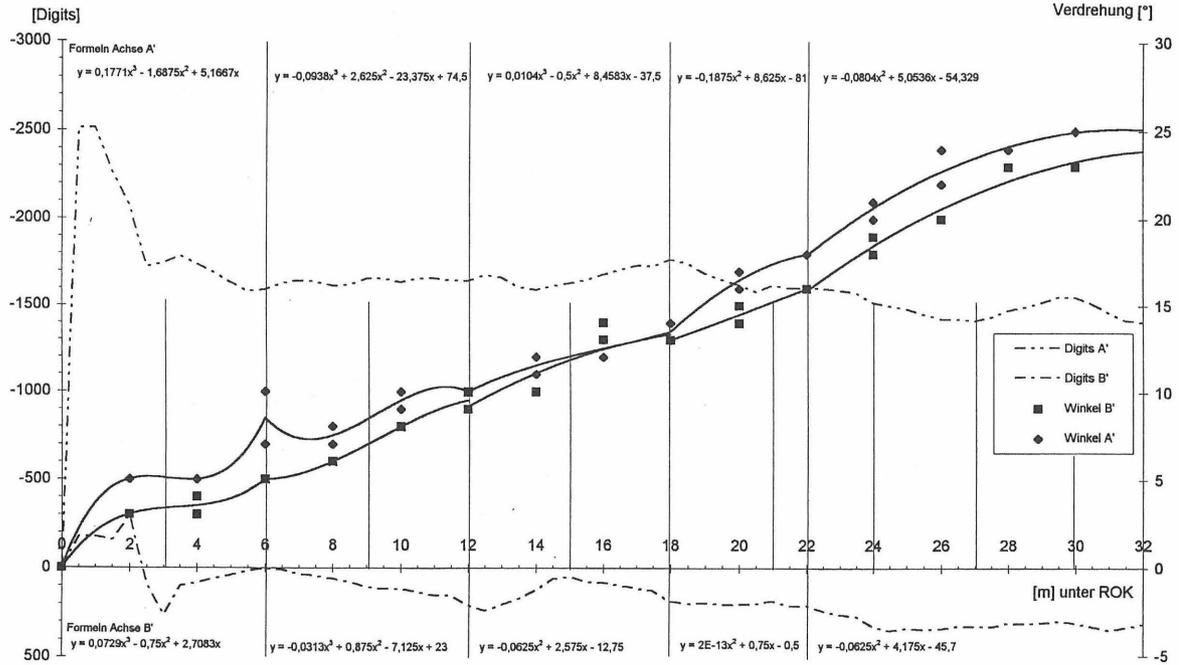


Abb. 7 : Verdrehungen des Inclinometerrohres I 11



4 Anwendungsbeispiele

Auf die bei der Vermessung von verdrehten und planmäßig geneigten Inklinometerrohren bestehende Kippgefahr der Sonde im Führungsrohr und der damit verbundenen größeren Abweichung in der Nebenachse wird von **Bösinger** et al. (1983/[4]) hingewiesen.

Aus diesem Grund wurden die zu den Anwendungsbeispielen gehörenden Inklinometermessungen mit erhöhtem Meßaufwand durchgeführt. Dazu wurden acht Meßwerte im Sinne der Abb. 8 ermittelt.

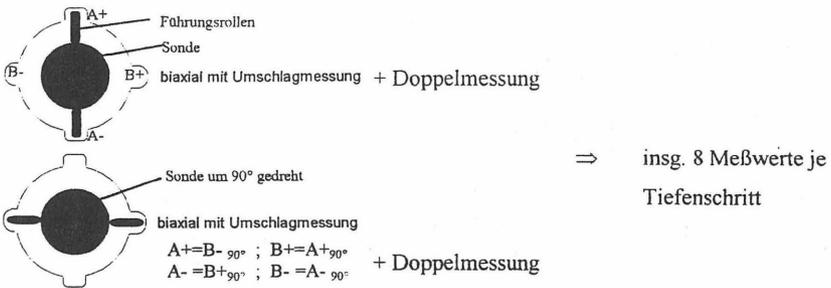


Abb. 8 : Meßvorgang mit erhöhter Meßwert-Zuverlässigkeit

Zum Vergleich der acht Meßwerte werden die Begriffe Haupt- und Nebenachse eingeführt. Dabei beschreiben Meßwerte der Hauptachse Größen, die in Richtung der Führungsrollen gemessen wurden. Im Gegensatz dazu geben die Größen der Nebenachse Meßwerte senkrecht dazu an.

Mit Hilfe der vorher erstellten Kalibrierprotokolle der verwendeten Sonden und des Vergleiches der Meßdaten einzelner Tiefenstufen im unverschieblichen Bereich des

Inklinometerrohres lassen sich die Neigungswinkel α und β in A'- und B'-Richtung angeben. Der exemplarisch in Abb. 9 dargestellte Vergleich der Meßwerte in Abhängigkeit der Zeit führt zu einer Elimination von Meßdaten aufgrund von Meßfehlern, Sondenwechsel und Reparatur der IGB-TUBS-Sonde.

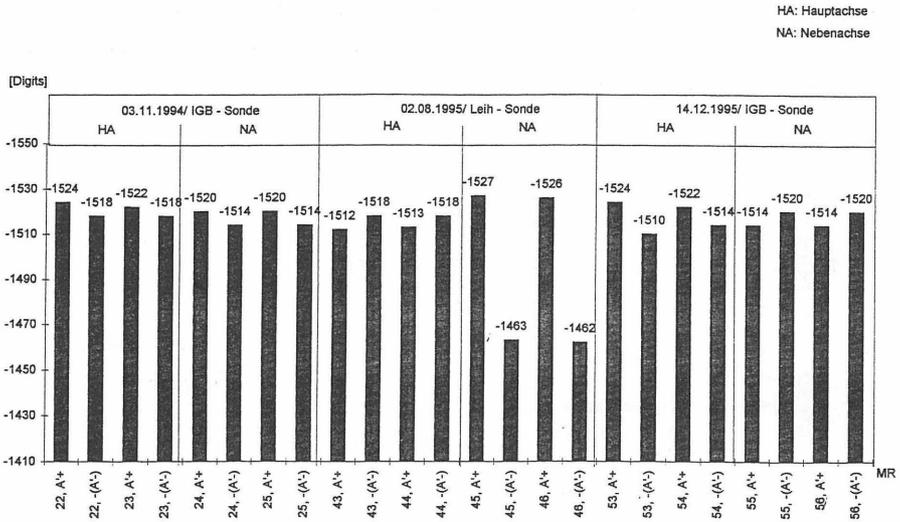


Abb. 9 : Darstellung der Meßwerte des Inklinometerrohres I 11, A-Achse

Mit diesem Verfahren lassen sich die Meßabweichungen der Inklinometermessung stark vermindern [2].

Die dazu gehörenden Verdrehungsmessungen sind in Abschn. 3 beschrieben.

Anhand der Beispiele soll der Einfluß, den die Ausmitte und die Verdrehung auf die Qualität der Inklinometermessung haben, aufgezeigt und quantifiziert werden.

4.1 Gering verdrehtes und geneigtes Inklinometerrohr

Bei dem in der Abb. 10 dargestellten Bohrlochverlauf handelt es sich um die Form des Inklinometerrohres I 07, welches der Überwachung einer Spundwand dient.

Es besitzt eine Ausmittigkeit von ca. 2 %, eine Verdrillung von max. 8° bei einer Länge von 28 m sowie eine Kopfverdrehung von + 10°. Damit handelt es sich um ein gering verdrehtes und geneigtes Inklinometerrohr.

Die in den Abb. 10 und 11 mit und ohne Berücksichtigung des Verdrehungswinkels aus Abb. 6 dargestellten Verläufe des Bohrloches weisen eine Abweichung von ca. - 13 % in der A-Achse und von ca. + 200 % in der B-Achse auf.

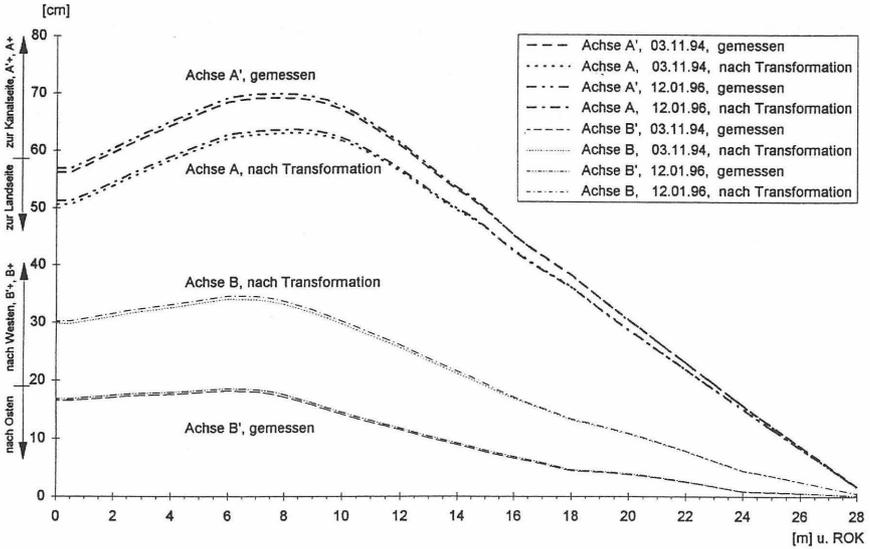


Abb. 10: Bohrlochverlauf von Rohr I 07; A'-, A- und B'-, B-Achse

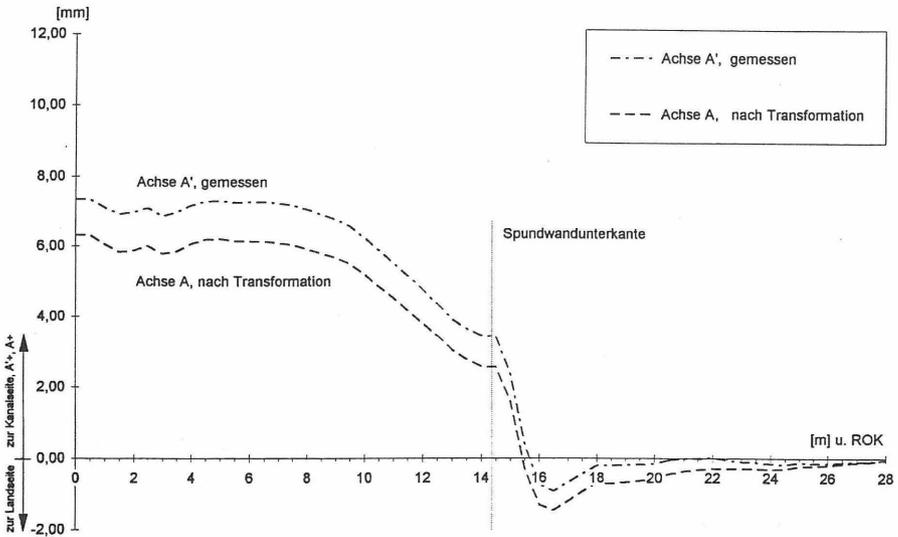


Abb. 11: Entwicklung des Bohrlochverlaufs von Rohr I 07; A'-, A-Achse

4.2 Stark verdrehtes und planmäßig geneigtes Inklinometerrohr

Bei dem in Abb. 13 gezeigten Bohrlochverlauf handelt es sich um die Form des Inklinometerrohres I 11. Es ist baugleich mit dem in Abb. 12 dargestellten Inklinometerrohr I 10. Beide Röhre dienen der Überwachung der Pfahlfußpunktverschiebung A der Abb. 4. Aus Gründen der Einbaugeometrie mußte das Rohr planmäßig geneigt eingebracht werden.

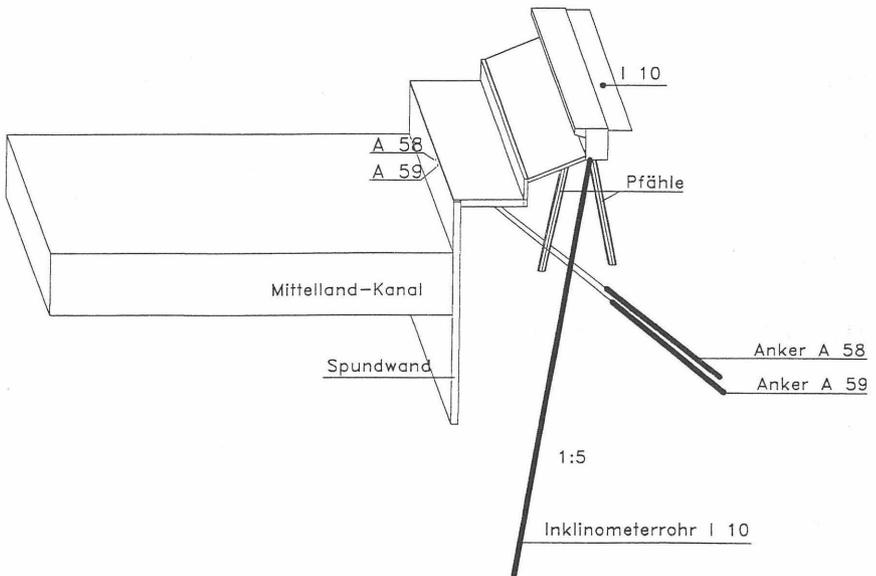


Abb. 12: Einbaugeometrie des Inklinometerrohres I 10

Rohr I 11 besitzt eine Ausmittigkeit von ca. 16 %, eine Verdrillung von max. 25° bei einer Länge von 32 m sowie eine Kopfverdrrehung von + 10°. Damit handelt es sich um ein stark verdrehtes und planmäßig geneigtes Inklinometerrohr.

Die in den Abb. 13 und 14 mit und ohne Berücksichtigung des Verdrehungswinkels aus Abb. 7 dargestellten Verläufe des Bohrloches weisen eine Abweichung von ca. + 20 % in der A-Achse und von ca. - 33 % in der B-Achse auf.

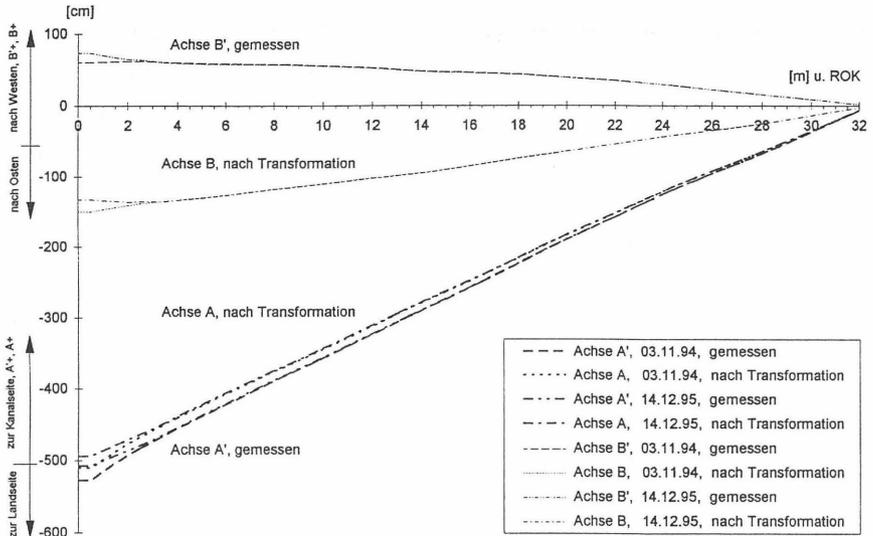


Abb. 13: Bohrlochverlauf von Rohr I 11; A', A- und B', B-Achse

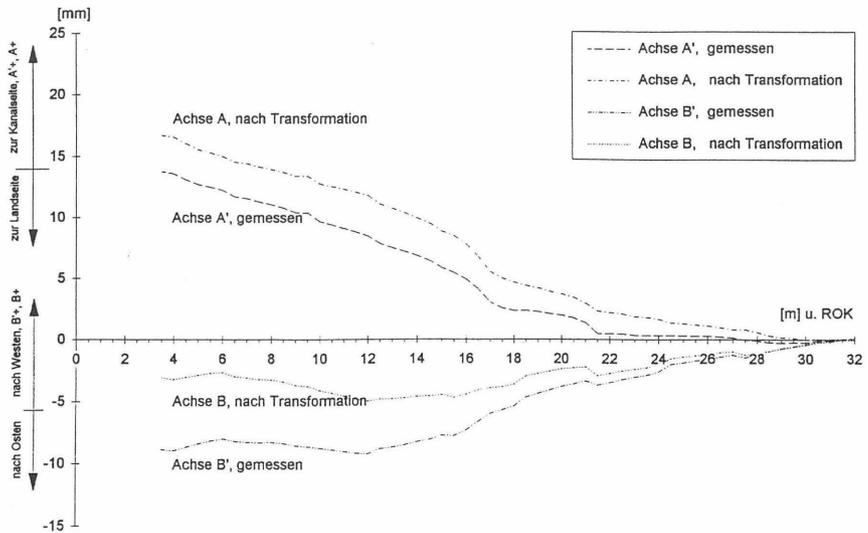


Abb. 14: Entwicklung des Bohrlochverlaufs von Rohr I 11; A', A- und B', B-Achse

5 Zusammenfassung

Ziel dieses Beitrages war aufzuzeigen, welchen Einfluß die Verdrehung eines geneigten Inklinometerrohres auf die Qualität der Inklinometermessung hat.

Anhand von Beispielen konnten bei Ausmitten von 2 - 16 % und Gesamtverdrehungen von 18 - 35° Abweichungen in den berechneten Verformungen von 13 - 300 % ermittelt werden.

Weist ein Inklinometerrohr mit einer Ausmitte von mehr als 1 % eine Gesamtverdrehung von mehr als 5° auf, so ist zu prüfen, inwieweit die Rohrverdrehung bestimmt und bei der Angabe von Verschiebungen berücksichtigt werden muß. Für das zu wählende Verfahren sollte die geforderte Meßgenauigkeit entscheidend sein.

6 Literatur

- [1] Blümel, W.; Buchmann, K.-J.: Inklinometermeßverfahren für horizontale Bodenverschiebungen, TIS, Heft 12/1982, S. 757-767
- [2] Blümel, W.; Düser, O.; Celis, E.: „Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungüberwachung, TIS, Jg. 33, Heft 7/1991, S. 510-517
- [3] Blümel, W.; Lierse, J.: Baubegleitende Veformungsmessungen an einem Schlitzwandschacht mit großem Durchmesser
Experimentelle Verfahren zur Lösung bautechnischer Aufgaben, Tagung Hannover 8./9. Juni 1995 / GESA-Kolloquium '95, VDI Berichte Nr. 1196, VDI-Verlag Düsseldorf, 1995
- [4] Böisinger, E.; Huber, G.; Schwarz, W.: Fehleranalyse bei Neigungs-sondierungen
Meßtechnik im Erd- und Grundbau, Symposium 23./24 November 1983, München, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1983, S. 151-156
- [5] Düser, O., Blümel, W.: Zur Anwendung und zur Meßunsicherheit von Inklinometern im Grundbau
Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Mai 1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [6] Egey, Zoltan T.: Inclinometervermessungen-Sonderprobleme, Sehr geringe Horizontalverschiebungen und Schrägpfahlverdrehungen
Meßtechnik im Erd- und Grundbau, Symposium 23./24 November 1983, München, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Essen, 1983, S. 169-172
- [7] Glötzl, Franz: Digital-Inklinometer
Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Mai 1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994

- [8] Glözl: Neigungsmessungen - Auswerteprogramm NP 9.00 - Beschreibung,
Glözl Baumeßtechnik, Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH,
Rheinstetten, 23.02.1995
- [9] Gattermann, Jörg: Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme -
dargestellt an Projekten des IGB-TUBS
Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Mai 1994,
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [10] Horst, Matthias: Meßtechnische Überwachung eines verformungsarmen
Verbaus
Messen in der Geotechnik '96, Fachseminar 22./23. Februar 1996,
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Braunschweig, Heft 50, 1996
- [11] Kayser, Jan: Langjähriges Meßprogramm zur Geotechnischen Überwachung
eines im Kreideton hergestellten Kohlehafens
Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Mai 1994,
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [12] Maybaum, Georg: Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Messen in der Geotechnik, Fachseminar 26./27. Mai 1994,
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [13] Rodatz, W., Vittinghoff, T., Kayser, J.: Entwicklung eines numerischen
Tragwerkmodells aufgrund von in situ Messungen nach EC 7
(Beobachtungsmethode)
Experimentelle Verfahren zur Lösung bautechnischer Aufgaben,
Tagung Hannover 8./9. Juni 1995 / GESA-Kolloquium '95, VDI
Berichte Nr. 1196, VDI-Verlag Düsseldorf, 1995

Dipl.-Ing. Teja Vittinghoff ist wiss. Mitarbeiter
am Institut für Grundbau und Bodenmechanik
der Technischen Universität Braunschweig



Ergebnisse des Untersuchungsprogramms O´Swaldkai, Hamburg

Dipl.-Ing. G. Maybaum

1 Problemstellung

Wegen der in Zukunft zu erwartenden weiteren Vertiefung der Hafenbecken wird die Schlitzwandbauweise speziell in den deutschen Seehäfen an Bedeutung gewinnen. Die höheren Geländesprünge und die für das Rammen ungünstigen Baugrundverhältnisse im Hamburger Hafen werden die jahrzehntelang vorherrschende Stahlspundwandbauweise weiter zurückdrängen. Die größeren Konstruktionshöhen und die Anwendung grundsätzlich anderer Bauabläufe werfen die Frage auf, ob die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln noch eine zutreffende Beschreibung der Bauwerksbelastungen liefern.

Die maßgeblichsten Unterschiede beim Vergleich von Schlitzwand- und Stahlspundwandbauweise werden in der Entwicklung der Erddrücke gesehen. Bei der Herstellung einer Stahlspundwandkonstruktion im Wasser ist während der Rammarbeiten von Wand und Pfählen kein Erddruck vorhanden. Erst durch die Einspülung des Hinterfüllbodens treten horizontale Spannungen auf, deren Größe nicht exakt angegeben werden kann. Unter Annahme entlastender Wandverformungen kann aber davon ausgegangen werden, daß sich nach der Auffüllung oder Einspülung nahezu der aktive Erddruck eingestellt hat.

Bei der Schlitzwand, die im Gegensatz zur Spundwand auf einer Landbaustelle hergestellt wird, ist zunächst ein Primärspannungszustand, der Erdruchdruck, im Boden vorhanden, dessen Größe nur abgeschätzt werden kann. Der Schlitz wird mit einem Greifer ausgehoben und durch eine Flüssigkeit gestützt. Dabei werden die Primärspannungen in einen dem Flüssigkeitsdruck entsprechenden Zustand umgesetzt. Beim Betonieren der Wand ergeben sich horizontale Spannungen, die dem Betonierdruck entsprechen und die wegen der größeren Wichte des Frischbetons über den durch die Flüssigkeit erzwungenen Spannungen liegen. Bei der anschließenden Rammung der Ortbetonpfähle wird ein weiterer Spannungsanstieg erwartet [Rodatz, 1992b].

Die Entwicklung der Spannungen hinter einer Kaimauerkonstruktion wird aber nicht nur vom Herstellvorgang, sondern auch von den möglichen Verformungen bestimmt. So stellt sich die Frage, ob Schlitzwände ein ebenso biegeweiches System darstellen wie Spundwände, um die zur Weckung des aktiven Erddrucks erforderlichen Wege zu ermöglichen.

Insgesamt werden mit diesen Bauwerken, die sich geometrisch, konstruktiv und herstellungstechnisch deutlich von den bisherigen abheben, neue Wege beschritten. Deshalb wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) das hier vorgestellte Meß- und Untersuchungsprogramm im Hamburger Hafen durchgeführt [Rodatz 1992a]. Der meßtechnische Teil wurde vom Amt für Strom- und Hafenaufbau, welches die Gesamtmaßnahme auch initiiert hat, finanziert. Die sich anschließenden Untersuchungen werden im Rahmen des Forschungsauftrages „Erddruckentwicklung auf Kaimauern in Schlitzwandbauweise“ von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit getragen.

2 Projektbeschreibung

2.1 Bauwerk und Baugrund

Zur Übernahme zusätzlicher Verkehre im Hamburger Freihafen war der Ausbau des O'Swaldkais mit der Erstellung weiterer Liegeplätze vorgesehen. Die Erweiterung schließt an eine bereits im Jahr 1990 erstellte Kaistrecke an. Das für die Infrastruktur erforderliche Hinterland wird durch den Abriß des Bananenschuppens verfügbar gemacht. Der Umschlagbetrieb soll sowohl mit herkömmlichen Kranen wie mit Containerverladebrücken stattfinden. Hierfür hat die Kaikonstruktion Kranspuren von 6,0 m und 18,0 m bereitzuhalten [Böttger et al, 1992].

Mit der Ausführung wurde 1992 eine Arbeitsgemeinschaft aus den Unternehmen GKT Spezialtiefbau, H.C. Hagemann und der Dyckerhoff und Widmann AG beauftragt. Die am O'Swaldkai West durchgeführte Baumaßnahme läßt sich in drei Teilabschnitte gliedern:

- Ergänzung einer ca. 60 m langen Vorsetze
- Neubau einer ca. 130 m langen Kaimauer als Schlitzwandkonstruktion
- Neubau einer rückverankerten Flügelwand

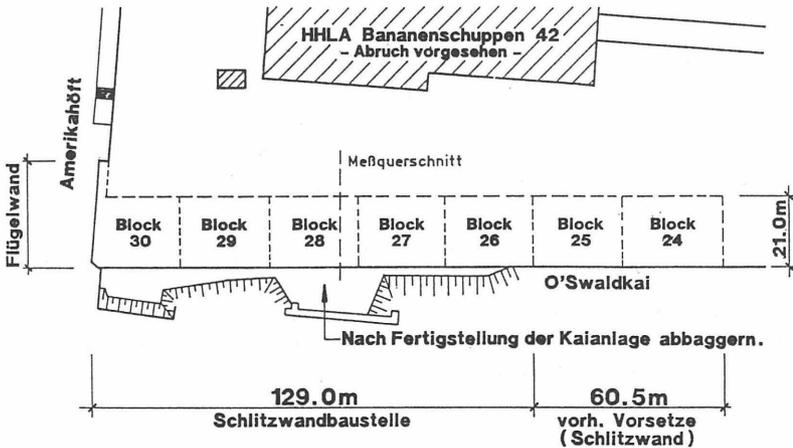


Bild 1: Lageplan O'Swaldkai West, [Böttger et al, 1992]

Die ausgeführte Kaikonstruktion hat eine Bauhöhe von 27,0 m, die Schlitzwand eine Herstellungstiefe von 25,0 m. Die Dicke der Schlitzwand beträgt 1,2 m, die Lamellenbreite wurde mit 4,35 m festgelegt. In diese Lamellen, die jeweils durch Flachfugenelemente gegen das Erdreich bzw. den im nächsten Arbeitsgang abzubaggernden Abschnitt abgeschalt

wurden, sind zwei gleichartige, nebeneinander liegende Bewehrungskörbe eingesetzt worden. Der Oberbau befindet sich auf einer Höhe von ca. 6,0 m über NN, die Berechnungstiefe liegt bei NN -15,00 m, d.h. 2,0 m unter Hafensohle. Damit ergibt sich eine Geländesprunghöhe von 21,0 m.

Der eiszeitlich geprägte Baugrund im Hamburger Hafen besteht in den oberen Lagen aus holozänen Klei-, Torf- und sandigen bis kiesigen Schichten. Sie reichen von der üblichen Geländehöhe bei NN +6 m bei einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung bis in Tiefen von NN -8 m. Die bis NN -17 m folgenden eiszeitlichen, pleistozänen Mittelsand- und Grobsand-/Grobkiesschichten liegen auf einer tertiären Schicht aus Glimmerton, Beckenton und Bekenschluff. Problematisch für die Herstellung der Kaikonstruktion sind die im Übergangsbereich von den pleistozänen zu den tertiären Schichten vorhandenen Geröllschichten, in die große Steine eingelagert sein können. Im vorliegenden Fall des O'Swaldkais ist die Durchdringung der in ca. NN -17 m vorhandenen ausgeprägten Geröllschicht und die Einbindung der Kaimauer in den bei ca. NN -18 m anstehenden harten Glimmerton notwendig.

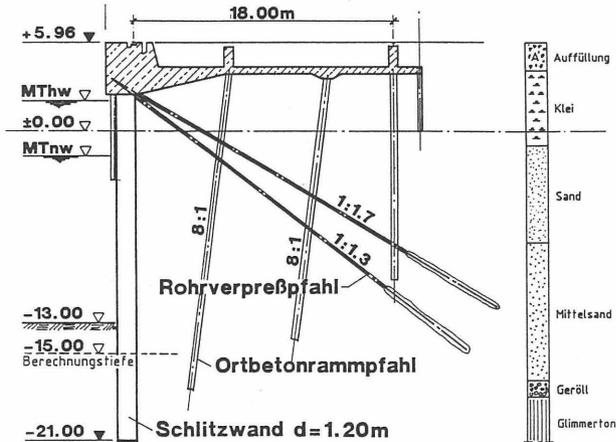


Bild 2: Querschnitt O'Swaldkai West, [Böttger et al, 1992]

2.2 Meßkonzept

Über die unterschiedlichen und zum größten Teil voneinander unabhängigen Meßsysteme sollten Kenntnisse über die Spannungs- und Verformungszustände gewonnen werden. Dabei wurden die Messungen sowohl auf der Lastseite, d.h. im Erdreich wie auch auf der Widerstandsseite, d.h. in der Stahlbetonkonstruktion durchgeführt. Das entwickelte Meßkonzept ist mit einigen der gegenseitigen Verflechtungen in Bild 3 dargestellt. Nur die Erd-druckkissen geben die Wandbelastung direkt wieder, alle anderen Meßsysteme sind nur über statische und geometrische Bedingungen mit den Lasten verknüpft [Maybaum, 1994].

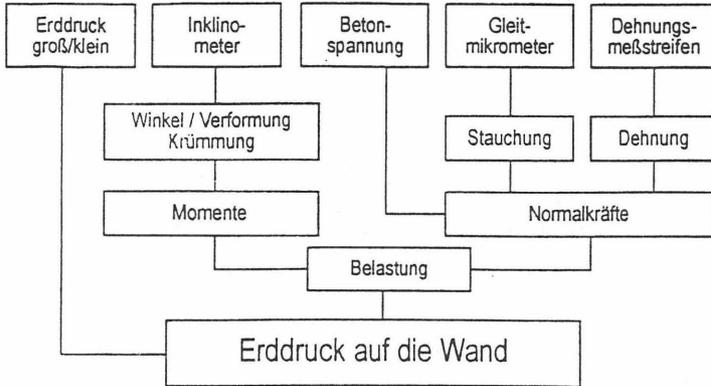


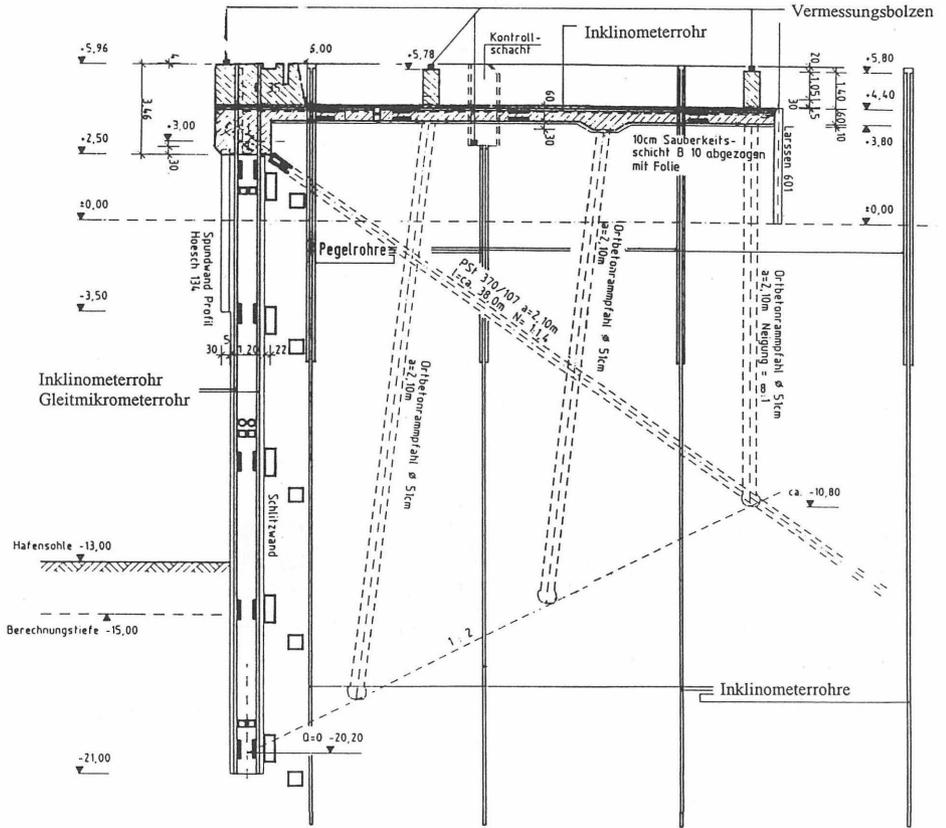
Bild 3 : Meßkonzept

Man erhält verschiedene Meßgrößen, die alle zum Ziel haben, den Erddruck, der auf die Schlitzwand wirkt, zu ermitteln. Die Bestimmung einzelner Rechengrößen aus möglichst unabhängigen Meßvorgängen (z. B. Ermittlung der Momente aus DMS, Inklinometer, Gleitmikrometer) ergibt ein im mathematischen Sinne überbestimmtes System.

Die elektrischen Geber wurden in fünf Tiefenpositionen im Bereich der Schlitzwand und an drei Stellen im Bereich der Kaiplatte eingebaut. Als Geber kamen handelsübliche, aber den speziellen Bedingungen angepaßte, Meßsysteme mit elektrischer Datenerfassung zum Einsatz. Es sei hier nur auf die Entwicklung von großflächigen Erddruckkissen hingewiesen, deren technische Konzeption in [Rodatz et al., 1992b] oder [Schnell, 1994] beschrieben ist. Die Erfassung und Aufzeichnung aller Messungen - bis auf die Inklinometer-, Gleitmikrometer und Setzungslotmesswerte, die durch manuelles Einführen der Meßsonden ermittelt wurden - erfolgte kontinuierlich in frei wählbaren Zeitintervallen. Dazu stand ein 60-Kanal Analog-Digitalwandler zur Verfügung, der über ein Meßkabel mit dem in einem Abstand von ca. 100 m in einem Meßcontainer plazierten Rechner gekoppelt war.

Pos. Schlitzwand	Tiefe NN [m]	Geber
01	-16,75	1 Erddruckkissen, groß (EDKL) 1 Erddruckkissen, klein (EDKB) 2 Dehnungsmeßstreifen (DMS) 2 Betonspannungsaufnehmer (BSP)
02	-13,00	1 EDKB, 1 EDKL, 2 DMS
03	-9,15	1 EDKB, 1 EDKL, 2 DMS, 2 BSP 2 Betondeformationsaufnehmer
04	-5,30	1 EDKB, 1 EDKL, 2 DMS
05	1,30	1 EDKB, 1 EDKL, 2 DMS, 2 BSP

Bild 4 : Meßkonzept



- DMS auf Bewehrungsstahl
- Betondeformationsaufnehmer
- Betonspannungsaufnehmer
- Kleines Erddruckkissen
- Großes Erddruckkissen
- || Inklinometerrohr
- || Gleitmikrometerrohr

Bild 5: Hauptmeßquerschnitt, Block 28

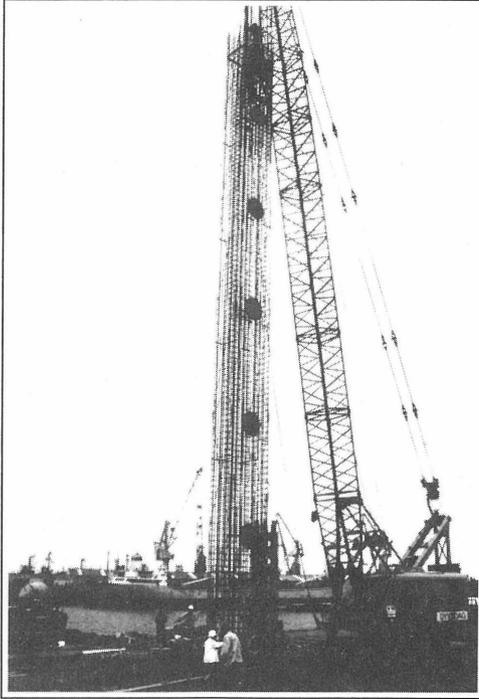


Bild 6: Mit Meßgebern bestückter Bewehrungskorb vor dem Einbau

3 Derzeitiges Bemessungskonzept

Üblicherweise beruht die Ermittlung der auf eine Kaimauer einwirkenden Lasten auf einer analytischen Berechnung, die sich auf die Bodenkennwerte Reibungswinkel und Kohäsion stützt. Der Ablauf der Berechnung und die dabei einzuhaltenden Randbedingungen sind in den "Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen" [EAU] abgedruckt. In Hamburg werden die allgemeinen Berechnungsvorschriften durch Musterblätter des Amtes für Strom- und Hafenanbau im Detail ergänzt und erläutert. Bei der Entwicklung des Bemessungskonzeptes und der Festlegung der Berechnungsannahmen für die hier zu untersuchende Schlitzwand am O'Swaldkai wurde versucht, die Erfahrungen und Kenntnisse aus der Berechnung von Kaimauern in Spundwandbauweise angemessen zu berücksichtigen. Im einzelnen waren folgende Annahmen getroffen worden:

- Die Ermittlung des Erddrucks erfolgt auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie. Die Weckung aktiven Erddrucks wird vorausgesetzt.

- Die Pfähle wirken als Vernagelung und vergrößern den rechnerischen Reibungswinkel. Die Erhöhung ist gemäß den im Musterblatt 15 des Amtes für Strom- und Hafenanbau, Hamburg, angegebenen Formeln zu bestimmen.
- Die bei Spundwänden nach EAU (E 20) übliche Abminderung des Feldmomentes um 1/3 wird wegen der höheren Biegesteifigkeit der Wand auf 1/6 reduziert.
- Der Kopfbalken wird als biegesteife Rahmenecke ausgebildet. Die Schlitzwand darf deshalb als in die Kaipalte eingespannt gerechnet werden.
- Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt nach Theorie I. Ordnung. Die Betonkonstruktion wird dabei als ein ebenes Stabwerk idealisiert. Das Aufreißen der Querschnitte im Zugbereich der Schlitzwand wird mit einer ideellen Steifigkeit von 60% des geometrischen Querschnittwertes berücksichtigt.
- Der nach EAU, Tabelle E20-1 für die Lastfälle 2 und 3 zulässige Zuschlag zu den Spannungen nach Lastfall 1 von 15 bzw. 30 % darf als Reduktion auf der Lastseite berücksichtigt werden.

Das Sicherheits- und Bemessungskonzept beruht auf der Einführung von abgeminderten Bodenkennwerten, sog. Rechenwerten, mit denen beim Standsicherheitsnachweis die Anforderungen an die globale Sicherheit erfüllt werden müssen. Die erdstatistische Berechnung liefert dabei nur die Lasten, die in der statischen Berechnung des Bauwerks zu berücksichtigen sind. Wesentlicher Mangel der analytischen Berechnung besteht in der ungenügenden Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk. Die sich bei Kaimauerbauwerken einstellenden Spannungs- und Verformungsfelder können daher nicht im erforderlichen Maße Eingang in die Beurteilung der Standsicherheit finden.

Üblicherweise wird in der Bodenmechanik davon ausgegangen, daß sich im aktiven Grenz- zustand die nach der Theorie von Coulomb zu ermittelnden Erddrücke als kleinstmögliche Belastungen einstellen. Die Gegenüberstellung von Wandbewegung und Erddruck weist für eine Bewegungsrichtung vom Boden weg kontinuierlich abnehmende Erddrücke aus.

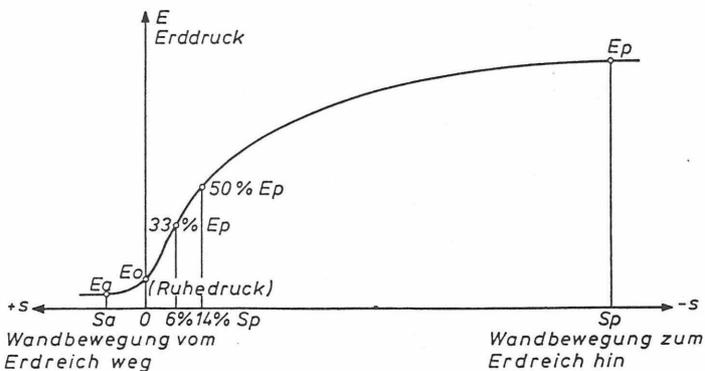


Bild 7: Erddruck und Wandbewegung

Untersuchungen von Breymann [1983] haben jedoch gezeigt, daß durchaus kleinere Horizontalspannungen gemessen werden. In einem speziell zu diesem Zweck gebauten Versuchstand hat er umfangreiche Messungen der horizontalen Erddrücke vorgenommen. Bei allen durchgeführten Versuchen zeigte sich, daß in Abhängigkeit vom Dehnweg zunächst ein sog. Bruchpunkt erreicht wird, bei dem der zugehörige Erddruckbeiwert deutlich den k_{ah} -Wert unterschreitet. Erst bei steigenden Wegen nähert sich die Meßkurve asymptotisch von unten (!) der Coulomb'schen Grenzlinie an.

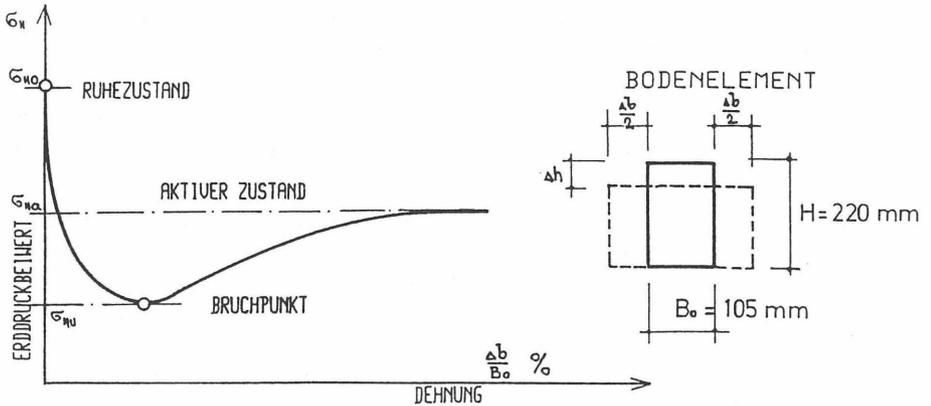


Bild 8: Dehnungs- Erddruckdiagramm, [Breymann, 1983]

Die als Essenz der Arbeit von Breymann vorgelegten Tabellen zur Abschätzung der möglichen Erddruckreduzierung geben für Sand Abminderungen von bis zu 45% an.

	Kantkorn	Rundkorn	Sand
k_a - Wert	0,278	0,329	0,261
k_u - max	0,150	0,183	0,215
k_u - min	0,103	0,123	0,143
Abminderung von	46 %	44 %	18 %
bis	63 %	63 %	45 %
Abminderungs-	0,54	0,56	0,82
faktor α bis	0,37	0,37	0,55

Bild 9: Abminderung des k_a -Wertes aus Versuchen, [Breymann, 1983]

4 FE-Strukturmodell

Die Berechnungen wurden mit dem Finite Element Programm ANSYS (Version 5.0A) durchgeführt. Das Strukturmodell gliedert sich in die drei Teilbereiche stoffliche Modellierung, geometrische Modellierung und Abbildung des Baubablaufs. Die Simulation des Baubablaufes muß die folgenden Berechnungsstufen beinhalten:

- LF 1: Primärspannungszustand (PRI)

Es wird die Situation vor Baubeginn berechnet. Dabei wird die vorhandene alte Kaikonstruktion als homogener durch externe Lasten gestützter Boden abgebildet.

- LF 2: Schlitzwand (SLW)

Im zweiten Berechnungsschritt erfolgt der Bodenaushub, das Betonieren der Schlitzwand und der Pfähle sowie der Einbau der Anker.

- LF 3: Kaiplatte (KPL)

Im dritten Schritt wird das Betonieren der Kaiplatte nachvollzogen. Der Beton der Kaiplatte wird dabei als ein Baustoff mit geringer Festigkeit angenommen, um die Einleitung der Eigengewichtskräfte in den Boden sicherzustellen.

- LF 4: Auffüllung (AUF)

Die Sandauffüllung oberhalb der Kaiplatte bis OK Gelände wird im Berechnungsschritt 4 simuliert. Der Kaiplatte wird ihre Endfestigkeit zugewiesen. Die Anker werden vorgespannt.

- LF 5: Tideniedrigwasserfall (TNW,0)

Um die Auswirkung des Tidewechsels für den „Erdruchdruckzustand“ (Index 0) nach Herstellung aller Bauteile zu quantifizieren, wird das Lastbild „Wasserdruck von innen“ in die Berechnung eingeführt.

- LF 6: Tidehochwasserfall (THW,0)

Das System wird für den Lastfall „Wasserdruck von außen“ berechnet. Anschließend werden die Wasserdrucklasten wieder zu „Null“ gesetzt.

- LF 7 - 10: Abaggerung (ABB1 - 4)

Die Abaggerung vor der Kaimauer wird in vier Schritten numerisch nachvollzogen. Dabei werden die abgegrabenen Elemente vor der Wand steifigkeits- und gewichtslos angesetzt.

Es folgen die o. g. Lastfälle Wasserdruck von innen und außen für den „aktiven Erddruck“ (Index a). Um die zyklische Belastung nachzubilden, werden mehrere Tidewechsel nachgeschaltet.

- LF 11, 13, 15 ...: Tideniedrigwasserfall (TNW,a)

Die Lastbilder wurden aus den am O´Swaldkai gemessenen Wasserständen vor und hinter der Wand entwickelt. Der Elbewasserstand wurde bei NN -1,7 m angesetzt, der entsprechende Innenwasserstand liegt bei NN -0,5 m. Es ergibt sich damit ein Wasserüberdruck auf der Innenseite von 12 kN/m².

- LF 12, 14, 16...: Tidehochwasserfall (TNW,a)

Der Elbewasserstand wurde bei NN +2,5 m angesetzt, der entsprechende Innenwasserstand liegt bei NN +1,1 m. Es ergibt sich damit ein Wasserüberdruck auf der Elbseite von 14 kN/m². Die Reduktion der Vertikalspannungen infolge Auftrieb ist durch entsprechende Anpassung der Bodenwichten gewährleistet worden.

Das FE-Geometriemodell stellt einen mit ebenen, planparallelen Flächen begrenzten Ausschnitt des Kontinuums dar. Sowohl der Abstand der Pfahlreihen wie der Ankerköpfe beträgt 2,6 m, so daß durch Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften die Länge z des Ausschnitts mit 1,3 m festgelegt werden konnte. Zur Landseite wird der Ausschnitt durch die Mittelachse der Landzunge begrenzt. Die Entfernung Schlitzwand „rechter“ Berechnungsrand beträgt 50 m. Auf der Elbseite wurde der Ausschnittsrand mit einem Abstand x von 50 m zur Schlitzwand festgelegt. Die untere Ausschnittsbegrenzung lag bei -60 m NN.

Die Betonelemente und die Anker sind in Bild 10 dargestellt, um die Zusammensetzung des Geometriemodells aus den Einzelkomponenten zu verdeutlichen. Die Schlitzwand wurde in horizontaler Richtung in acht Elemente aufgegliedert, wobei die äußeren Bereiche die Bewehrung beinhalten. Sowohl die in ihrer Längsachse geschnittenen Pfähle, welche einen polygonalen Querschnitt besitzen, wie die Anker und ihre Verpreßkörper liegen an den Berechnungsaußenflächen.

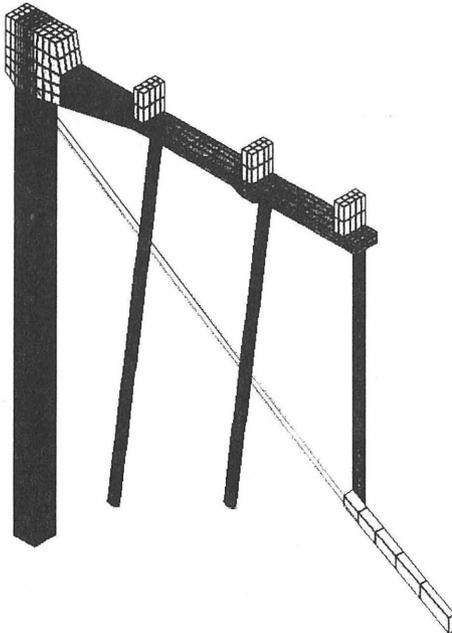


Bild 10: Schlitzwand, Kaikopf, Kaiplatte, Pfähle, Anker und Verpreßkörper

5 Stoffgesetze und Stoffparameter

Bei den im Rahmen dieser Arbeit zu beschreibenden Böden handelt es sich durchweg um nicht bindige Böden aus der Gruppe der Sand-Kies Gemische. Für den Boden wurde das in ANSYS verfügbare Stoffgesetz von Drucker-Prager mit Erweiterungen zur Erfassung des Steifigkeitsverlustes und der isotropen Veränderung der Fließfläche verwandt. Bei der Verwendung des Drucker'schen Kompressionskegels wird die Festigkeit des Bodens eher überschätzt. Dieser Effekt wird in den FE-Rechnungen durch die Wahl der im Bemessungsprofil für Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' angegebenen Zahlenwerte kompensiert. Diese Angaben beinhalten bereits eine Abminderung des Tangens des Reibungswinkels, so daß der in situ mobilisierbare Reibungswinkel mit Sicherheit größer ist. Zusätzlich wird davon ausgegangen, daß die sandigen Böden im Bereich kleiner Dehnungen Strukturwiderstände besitzen, die das Festigkeitsverhalten ebenfalls günstig beeinflussen. Die Kennwerte sind dem folgenden Bemessungsprofil zu entnehmen. Für die Geröllschicht sind die bodenmechanischen Kennwerte des überlagernden Mittelsandes übernommen worden.

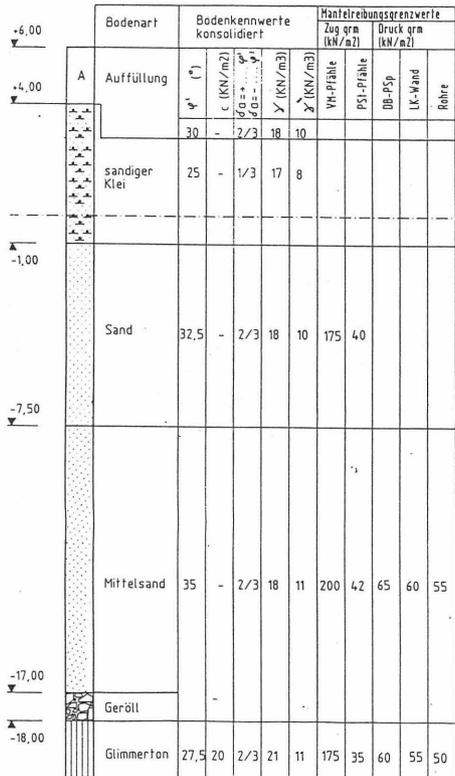


Bild 11: Bodenprofil und Rechenkennwerte

Bei Scherversuchen an bindigen und nichtbindigen Böden steigt die auftretende Schubspannung bei Zunahme des Verschiebungsweges zunächst an und fällt nach Erreichen eines Maximalwertes wieder ab. Für nicht bindige Böden kann dieses Verhalten mit Hilfe sog. Restscherwinkel beschrieben werden. Wegen der baubetrieblichen und hydraulischen Beanspruchung der Böden unterhalb der Hafensohle sind neben dem Verlust von Kohäsion und Reibungswiderstand (Entfestigung) auch Strukturumlagerungen zu berücksichtigen, die als Abminderung der Steifigkeit in der Berechnung erfaßt worden sind. Die vier maßgebliche Einflüsse sind:

- Auskolkung durch An- und Ablegemanöver von Schiffen
- Auflockerung des Bodens während des Abbaggerungsvorganges
- Störung des Gleichgewichtszustandes durch Umströmung der Wand
- Verflüssigung des Bodens infolge Wellenbewegungen

Während des Lösens des vor der Schlitzwand anstehenden Bodens durch einen Eimerkettenbagger, wie er hier zum Einsatz kam, treten große dynamische Belastungen der Hafensohle auf. Sie gehen einher mit Porenwasserunterdrücken, die durch das Hochreißen des gelösten Bodens, der wegen der Schlickanteile im Hafengewässer bindige, die Wasserdurchlässigkeit verringern. Ständig wirken auf die Böden unterhalb der Hafensohle auch Belastungen, die ihre Ursache in der vertikalen Umströmung der Wand während des Tidewechsels haben. Bei Tideniedrigwasser ergibt sich eine Druckdifferenz aus Innen- (Grund-) und Außenwasserstand (Elbewasserstand), deren Potentialausgleich nach oben wirkende Strömungskräfte hervorruft, die den Gleichgewichtszustand im Hafensohlenbereich stören. Zusätzlich kann es aus natürlichen oder schiffsbedingten Wellenbewegungen zu Porenwasserdruckgradienten kommen, die eine Verflüssigung des Bodens im oberflächennahen Bereich hervorrufen können [Magda, 1993]. Das Maß der durch die vier genannten Effekte im bodenmechanischen Sinne hervorgerufenen Kennwertveränderung kann aber, wenn überhaupt, selbst für jeden Einzelanteil nur sehr grob abgeschätzt werden. Im Rahmen der Nachrechnung wird deshalb versucht, durch Parametervariation und Zielwertvergleich die Einflüsse aus Entfestigung und Steifigkeitsverlust in ihrer Gesamtheit zu quantifizieren.

Die Stahlbetonpfähle werden als linear elastisch beschrieben, da nur Druckspannungen unterhalb der zulässigen Gebrauchslasten auftreten und deshalb keine plastischen Verformungen zu erwarten sind. Die Materialkennwerte für den Pfahlbeton beinhalten demgemäß einen konstanten Elastizitätsmodul ohne Prüfung von Fließ- oder Bruchbedingungen. Zur Gewinnung realistischer Eingangsparameter sind in der Schlitzwand zwei Kernbohrungen ausgeführt worden. Es ergaben sich Mittelwerte des Elastizitätsmoduls von 33000 MN/m^2 . Um den Steifigkeitsverlust aus Übergang in den Zustand II zu quantifizieren, sind die in Stiglat [1995] zur Berechnung der Durchbiegung angegebenen Formeln ausgewertet worden. Für die hier vorliegenden geometrischen Verhältnisse ergibt sich ein Durchbiegungszuwachs gegenüber dem rechnerischen Wert von ungefähr 88%. Wird der Vergrößerungsfaktor von 1,88 in eine ideale Betonsteifigkeit E_{bi} transferiert, so ergibt sich:

$$E_{bi} = 1/1,88 \cdot E_b = 0,53 \cdot E_b$$

6 Spannungen im Boden

6.1 Meßtechnische Bestimmung der Spannungen im Boden

Die Spannungen innerhalb des Bodens setzen sich aus den Porenwasserdrücken und den effektiven Spannungen zusammen. Da eine direkte Messung der Effektivspannungen nicht möglich ist, wurden 13 Erddruckkissen eingebaut, welche die Totalspannung erfassen, so daß durch Differenzbildung mit den neutralen Spannungen die effektiven Spannungen rückgerechnet werden können. Die Ableitung der Wasserdruckverteilung erfolgte auf der Grundlage der Bestimmung des freien Grundwasserspiegels in offenen Pegeln unter Annahme eines linearen hydrostatischen Anstiegs. Die Veränderung der Wasserstände im Boden und in der Elbe ist beispielhaft für den 04. Januar 1994 dargestellt.

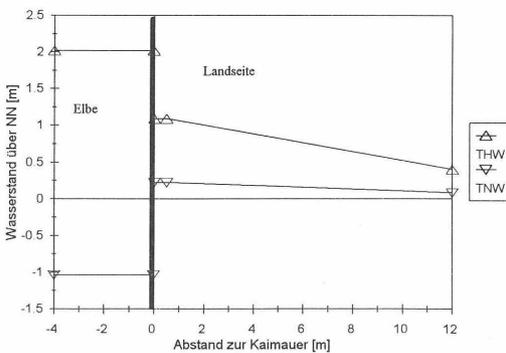


Bild 12: Wasserstände vor und hinter der Kaimauer, Januar 1994

6.2 Primärspannungszustand

Zur Beurteilung des Primärspannungszustandes im Boden wurden schon vor Baubeginn fünf Erddruckkissen in Bohrungen ca. 50 cm vor der Schlitzwand eingestellt. Die hohlraumfreie Verfüllung der Bohrlöcher mit Quarzsand und der ständige Tidewechsel führten zu einer raschen Stabilisierung der Meßwerte, so daß bereits nach kurzer Zeit Aussagen zur Erdruhedruckverteilung gemacht werden konnten.

In den FE-Rechnungen ergeben sich die horizontalen und vertikalen Spannungen aus Eigengewicht und elastischem Materialverhalten. Die Horizontalspannungen liegen am Schlitzwandfuß bei 85 kN/m^2 und damit im Bereich der durch den k_0 -Wert bestimmten Grenzen.

In den folgenden Diagrammen sind die „gemessenen“ Spannungen (Index $_{\text{gem}}$) und die „berechneten“ Spannungen aus der FE-Rechnung gemeinsam dargestellt. Eine Gegenüberstellung von gemessenen und in der statischen Berechnung zugrunde gelegten Spannungen ist bereits in [Maybaum, 1994] veröffentlicht worden. Der Vergleich der gemessenen und berechneten Spannungen in Bild 13 zeigt, daß die numerische Rechnung zutreffende Zahlenwerte sowohl für den Tiedehoch- wie Tideniedrigwasserfall liefert.

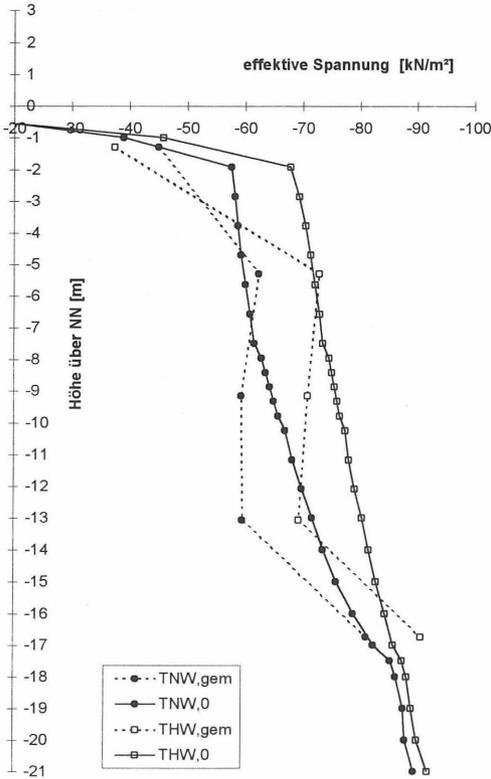


Bild 13: Horizontalspannungen im Primärzustand (FE/Messung)

6.3 Schlitzwand und Pfahlherstellung

Während der Herstellung der Schlitzwand unterliegen die Spannungszustände im Boden einer nachhaltigen Veränderung. Zunächst wird der Schlitz mit einem Greifer ausgehoben und durch die eingebrachte Stützflüssigkeit offen gehalten. Die primären Horizontalspannungen, die sich aus dem Produkt von Vertikalspannung und k_0 -Wert ergaben, stehen nun im Gleichgewicht zum Flüssigkeitsdruck, der mit der Tiefe linear ansteigt und am Wandfuß ca. 250 kN/m^2 beträgt. Bereits während des Einhängens des Bewehrungskorbes in den mit der Stützflüssigkeit gefüllten Schlitz waren alle Meßsysteme aktiviert. Die Meßergebnisse, welche in [Rodatz et al., 1992b] näher erläutert wurden, wiesen nach, daß die horizontalen Spannungen des im Kontraktorverfahren eingebrachten Betons nur etwa 60% des hydrostatischen Drucks erreichen.

Die Ortbetonrammpfähle wurden nach Fertigstellung der Schlitzwand hergestellt. Durch das Einbringen des Betonvolumens in den anstehenden Boden ist ein Anstieg der

Horizontalspannungen erwartet worden. Auf der Grundlage der Meßergebnisse leitet sich aber keine nennenswerte Anhebung des Spannungsniveaus ab. Die Totalspannungen steigen zwar rasch an, aber sie beruhen zum allergrößten Teil auf einer temporären Erhöhung der Porenwasserdrücke, deren Abbau den ursprünglichen Spannungszustand nahezu unverändert wiederkehren läßt. Insgesamt bleibt festzuhalten, daß die Störung des Horizontalspannungszustandes durch den Herstellvorgang von Schlitzwand und Pfählen weit geringer als angenommen war.

6.4 Herstellung der Kaiplatte und Auffüllung

Nach Herstellen eines Planums auf der Unterkante der Kaiplatte bei NN +3,5 m und Freilegen der Pfahlköpfe ist zunächst ein Unterbeton eingebracht worden. Nach Abschluß der Bewehrungsarbeiten und der meßtechnischen Ausrüstung ist im November 1992 die Kaiplatte betoniert worden. Da der Beton sich zunächst im bildsamen Zustand befindet, ist er in die FE-Rechnung in diesem Berechnungsschritt nahezu steifigkeitslos eingeführt worden, um eine Einleitung der aus Betoneigengewicht resultierenden Kräfte in den Boden zu gewährleisten.

Die Auffüllung oberhalb der tiefliegenden Kaiplatte bis zur geplanten Geländeöhe erfolgte im Januar 1993. Die zu diesem Zeitpunkt herrschenden, in Bild 14 dargestellten Spannungs- und Verformungszustände sind für alle Meß- und Rechenergebnisse als Bezugsgrößen gewählt worden. Die Veränderungen infolge des weiteren Bauablaufs, insbesondere der Abbaggerung, werden also auf den Zeitpunkt nach Fertigstellung aller Betonbauteile und der Aufschüttung bezogen. Die berechneten und gemessenen Verformungen stellen die Differenzverschiebungen gegenüber diesem Zustand dar. Die Erhärtungsphase des Kaiplattenbetons war bereits abgeschlossen, so daß Vertikalkräfte in die Pfähle eingeleitet werden konnten. Aus diesem Grund ergibt sich unter den Pfahlfüßen ein leichter Spannungsanstieg. Im Bereich des Verpreßkörpers können ebenfalls Spannungsänderungen festgestellt werden, da die Anker vor dem Auffüllvorgang bereits angespannt worden sind.

6.5 Zustand nach Abbaggerung

Die Abbaggerung war Ende Juli 1993 abgeschlossen. Die sich rechnerisch nach Abbaggerung ergebenden Horizontalspannungen sind in Bild 15 aufgetragen. Betrachtet man zunächst die Landseite, so fällt auf, daß es zu einem Absinken der aktiven Erddrücke insbesondere im Feldbereich gekommen ist. Die absoluten Spannungen betragen 65 kN/m² im Primärfall (s. Bild 13) und 30 kN/m² für den Vollaushub. Die Erddruckreduktion wird erst im Bereich der Pfahlfüße wegen der hier wirkenden Lasteinleitung begrenzt. Dieser Effekt wird im übrigen bei den derzeitigen Berechnungsannahmen nicht berücksichtigt, obwohl das Prinzip der Pfahlstabtragung bekannt und die Berechnung auf der Grundlage einfacher Formeln möglich ist. In [Gollub, 1994] wurde nachgewiesen, daß es bei allen untersuchten Fällen zu einer wesentlich verbesserten Übereinstimmung von Messung und Rechnung kommt, wenn die erddruckerhöhende Pfahlsteinleitung berücksichtigt wird. Man erkennt weiterhin eine Spannungs-konzentration auf der passiven Seite im oberflächennahen Hafensohlenbereich.

ENVSYS 5.0.0
NOV 16 1988
11:33:03
PLOT NO. 13
NODAL SOLUTION
STEP=4
SUB=2
TIME=4
SX (AVG)
RYSYS=0
CMX =0.241652
SMN =-264.979
SMX =15.369
ZV =1
*OST=3.601
*XF =1.809
*YF =-2.784
*ZC =1.979
CENTROIDS HIDDEN
-180
-100
-90
-75
-60
-45
-30
-15
0
JINES
MAT NUM

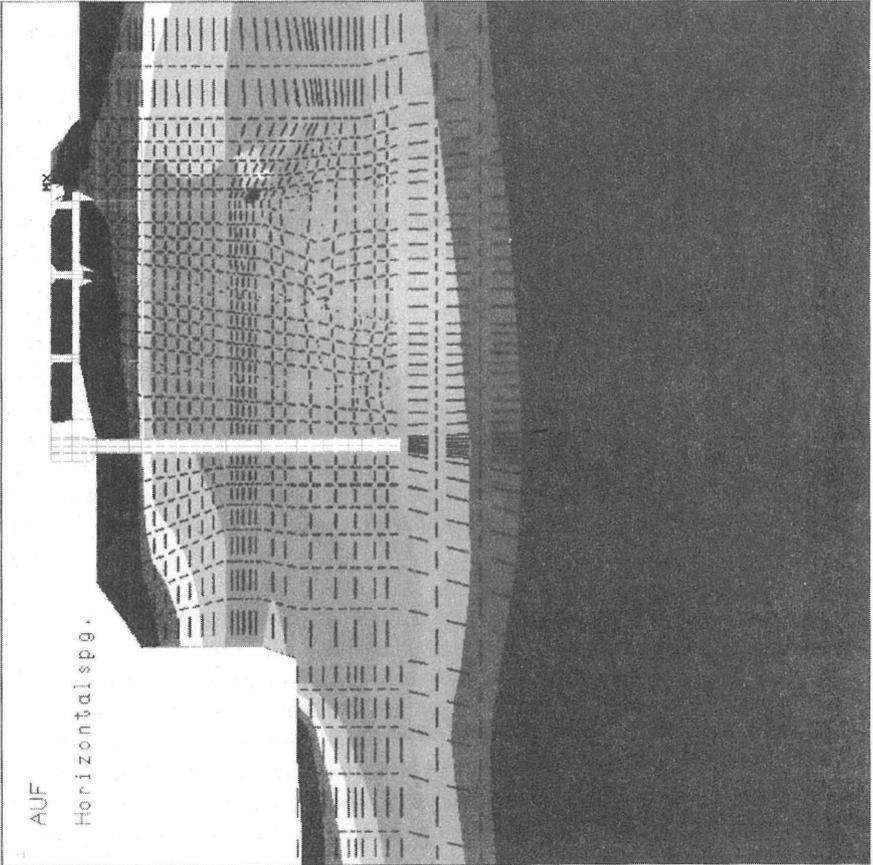


Bild 14: Horizontalspannungen nach Auffüllung [kN/m²] (Bezugswerte, FE)

RMYS 5.0 E
NOV 16 1995
11:36:25
PLOT NO. 37
NODEL SOLUTION
STEP=10
SUB =2
TIME=10
SX (AVG)
RYS=0
DMX=0.857475
SMN=-324.179
SMX =46
ZY =1
MOIST=33.601
XXF =1.509
XYF =-23.764
XZF =1.3
CENTROID HIDDEN
-324.179
-120
-105
-90
-75
-60
-45
-30
-15
0
LTINES
MAT_NUM

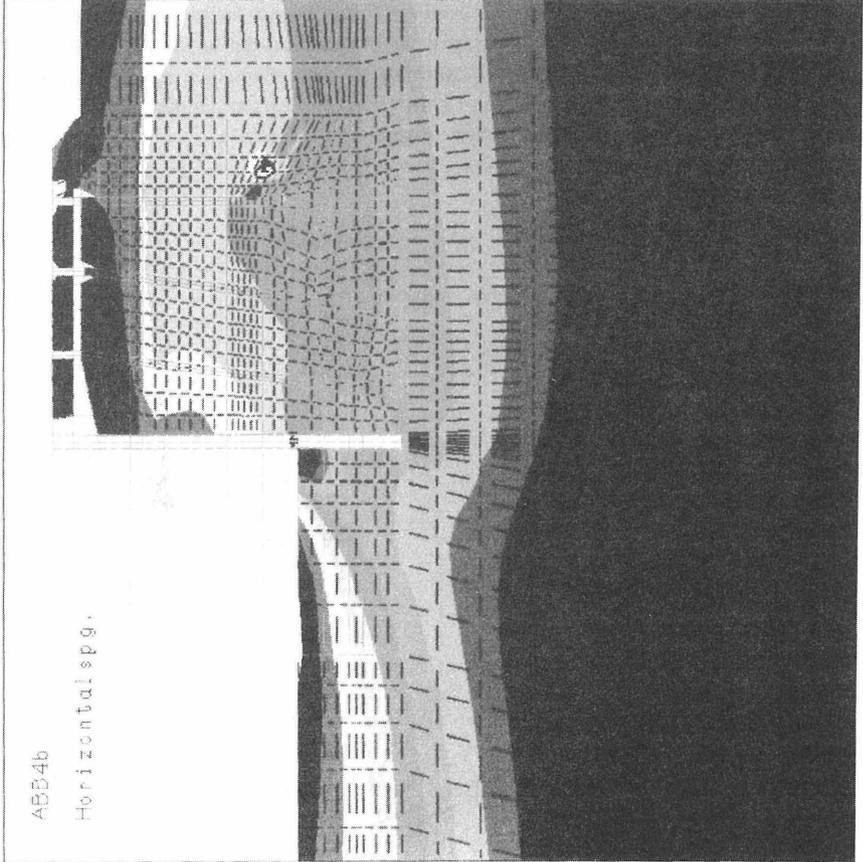


Bild 15: Horizontalspannungen für den 4. Aushubzustand [kN/m²] (FE)

Vergleicht man die errechneten und gemessenen Verformungskurven für diesen Bauendzustand miteinander, so fällt auf, daß die Einspannwirkung deutlich überschätzt wird. Die berücksichtigten Entfestigungsvorgänge infolge überhöhter Schubbeanspruchung reichen nicht aus, um ein realistisches Bild des Spannungs-Verformungsverhaltens von Schlitzwand und Boden im Einbindebereich zu erhalten. In den folgenden Rechenschritten ist deshalb ein fortschreitender Steifigkeitsverlust angesetzt worden. Das empirische Annähern an die Zielwerte ist erforderlich, da eine Quantifizierung der Veränderung der bodenmechanischen Parameter infolge der mannigfaltigen und einer theoretischen Bestimmung unzugänglichen Einflüsse nicht möglich ist. Die rechnerischen Steifigkeiten der Mittelsand- und Geröllschichten wurden bis auf 20% bzw. 30% reduziert. Die Verringerung der Schlitzwandsteifigkeit auf 55% wird mit einem Aufreißen des Betonquerschnitts bis zur Achse der Längsbewehrung begründet. Das o. g. Vorgehen führte zu einer Umlagerung der wirksamen passiven Erd drücke in größere Tiefen und auf der Landseite zu einer Reduktion der effektiven Spannungen im Bereich der Hafensohle bei -13 mNN von ca. 40 kN/m² für den 2. Iterationsschritt (TNWa2) auf ca. 12 kN/m² für den letzten Iterationsschritt (TNWa7).

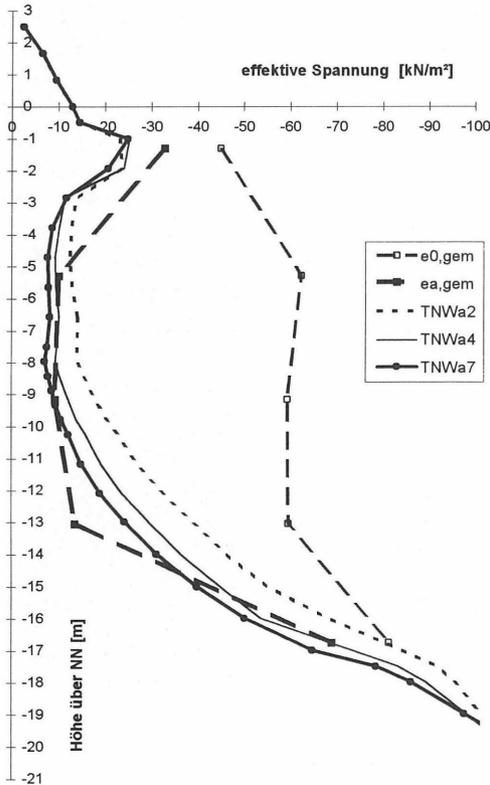


Bild 16: Horizontalspannungen (FE/Messung)

6.6 Veränderung der Spannungen infolge Tidewechsel

Infolge der Gezeiten stellt sich eine wechselseitige Belastung der Wand ein. Bei Tidehochwasser ergeben sich Wasserüberdrücke auf der Elbseite, bei Tideniedrigwasser Wasserüberdrücke auf der Landseite.

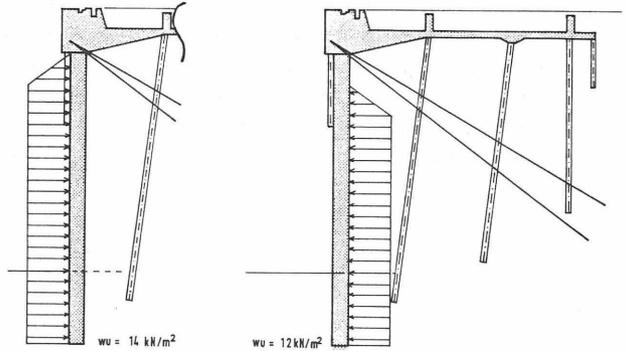


Bild 17: Wasserüberdrücke bei THW und TNW

In die erdstatische Berechnung geht nur die Änderung der Wichte des hinter der Wand anstehenden Bodens von γ' auf γ ein. Wegen des linearen Zusammenhangs zwischen Wichte und effektiven Spannungen ergeben sich damit für Tideniedrigwasser rechnerisch größere Erddrücke als bei Tidehochwasser. Demgegenüber weisen die Meßwerte einen deutlichen Abfall der effektiven Spannungen bei Tideniedrigwasser nach [Maybaum, 1994]. Um die Auswirkungen auf die Belastung der Wand beschreiben zu können, müssen gleichzeitig die Wasserüberdrücke betrachtet werden. Werden für eine Tiefenposition (-9,15 m NN) die effektiven Spannungen (ea 03) zusammen mit den Wasserüberdrücken (delta u) aufgetragen, so kann man ablesen, daß die Erhöhung der landseitigen Wasserüberdrücke zu Reduktionen der Erddrücke in gleicher Größenordnung führt. Die auf die Schlitzwand einwirkende Last p (9,15) bleibt mit knapp 20 kN/m² nahezu konstant.

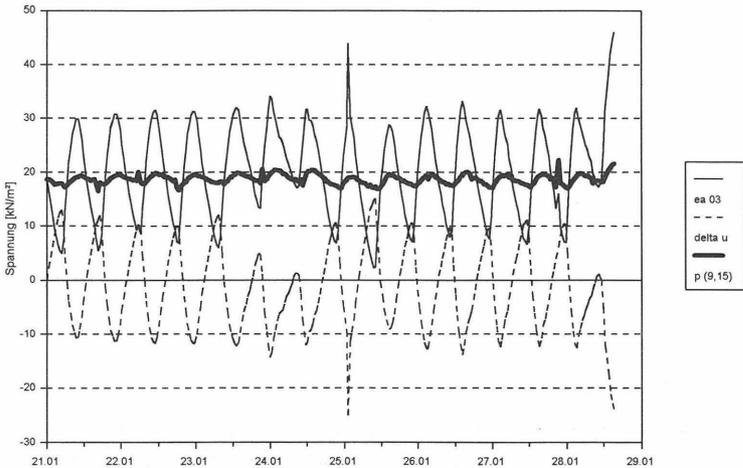


Bild 18: Belastungsänderung infolge Tidewechsel, Januar 1994

Die kontinuumsmechanische Abbildung der Vorgänge durch die FE-Rechnungen bestätigte die Meßergebnisse. Auch hier zeigt sich eine deutliche Abnahme der Horizontalspannungen, die im Feldbereich ihr Maximum erreichen und zum Fuß- und Kopfpunkt abklingen (Twa3, Twa7). Die Grafik zeigt, daß es i. w. zu einer Reduktion der effektiven Spannungen und damit einem kleineren Gesamterddruck kommt und die Spannungumlagerung infolge Tidewechsel nur gering ist. Die dünn gestrichelte Linie in Bild 19 stellt die Verteilung des rechnerisch angesetzten Wasserdrukunterschieds von 25 kN/m^2 dar.

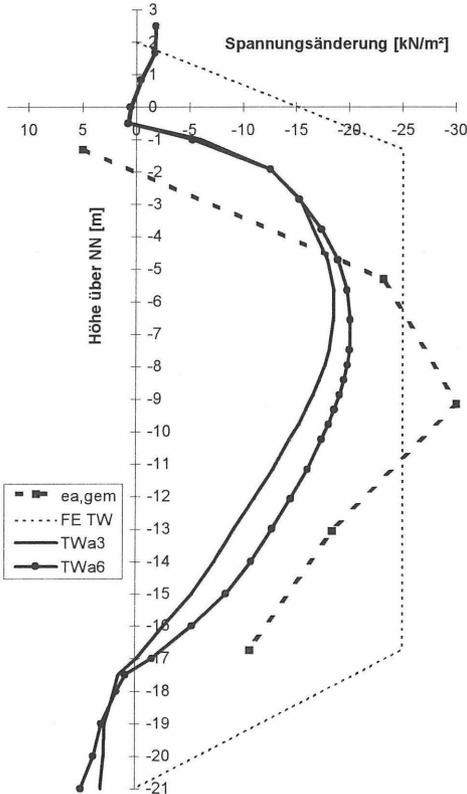


Bild 19: Veränderung der Erddrücke auf die Schlitzwand infolge Tidewechsel (FE/Messung)

7 Verformungen

In der Schlitzwand sind im Hauptmeßquerschnitt zwei Inklinometerrohre installiert worden. Die beiden Rohre sind im Inneren des Bewehrungskorbes mit der Längsbewehrung parallel laufend geführt worden. Eines war der Wasserseite zugewandt, das andere der Landseite.

Der Meßachsenabstand betrug ungefähr 1,0 m. Beide Rohre dienten gleichzeitig dem Einführen eines Gleitmikrometers. Mit den damit aufgenommenen Meßwerten kann durch Umrechnung der differentiellen Dehnungen in Verformungen ebenfalls die Biegelinie bestimmt werden. Durch Ausnutzung der Differentialgleichung des Balkens können die Meßwerte von Inklinometer und Gleitmikrometer ineinander überführt werden. Am Beispiel dieses Meß- und Untersuchungsprogramms kann aufgezeigt werden, daß die oben beschriebenen Verfahren verlässliche Meßgrößen bei insgesamt guter Kompatibilität und Korrelation gewährleisten [Maybaum et al., 1995].

Die Gegenüberstellung der gemessenen (IKL MR 46) und berechneten Verformungen zeigt die kontinuierlich steigenden Übereinstimmungen der maximalen Durchbiegung und der Krümmungen im Feld- und Fußbereich. Ist für den ersten Iterationsschritt (TNWa1) noch deutlich die Einspannwirkung unterhalb der Hafensohle zu erkennen, so ergibt sich für den letzten Lastfall (TNWa7) ein nahezu krümmungsfreier Verformungsverlauf.

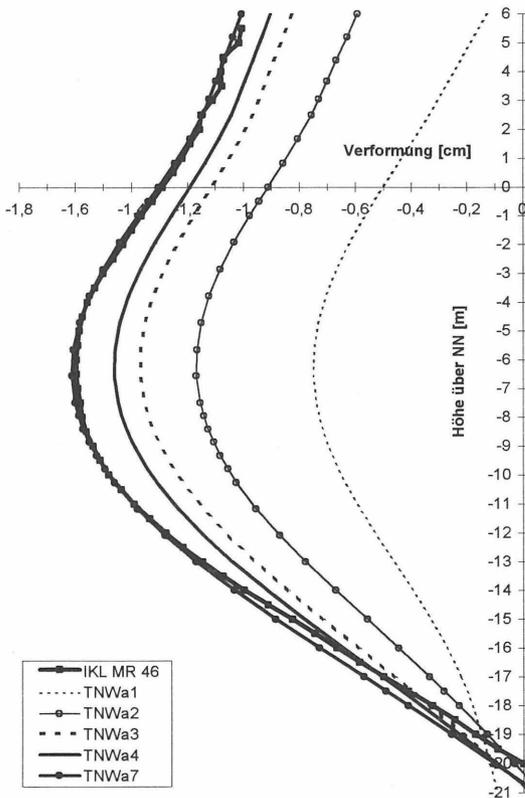


Bild 20: Schlitzwandverformungen nach Parameteranpassung (FE/Messung)

8 Ankerkräfte

Die Horizontallasten aus Erd- und Wasserdruck sollten am O'Swaldkai vornehmlich über geneigte Rohrverpreßpfähle abgetragen werden. Es handelt sich um gebohrte Pfähle, die einen rohrförmigen Querschnitt von 200 mm Durchmesser bei ca. 76 cm² Stahlfläche besitzen. Sie sind für Gebrauchslasten von 1000 kN ausgelegt und wurden zur Prüfung mit 1500 kN beaufschlagt. Im folgenden wird für diese Bauglieder der Begriff „Anker“ verwandt, um dem Leser die Unterscheidung zum Vertikallast abtragenden Ortbetonpfahl zu erleichtern. Nachdem die Kaiplatte und der Kaikopf betoniert und ausgehärtet waren, sind die Anker zunächst geprüft und dann mit 300 kN festgelegt worden. Der Bauablauf mit der Abfolge von Oberbaufertigstellung und Ankervorspannung entsprach damit den üblichen Gewohnheiten.

Ziel jeder Ankervorspannung ist die Verringerung der Verformungen und eine Lastumlagerung aus dem Feldbereich in die Auflagerpunkte. Die Reduktion der Horizontalspannungen im vor der Wand anstehenden Boden geht einher mit einem Anstieg der Erddrücke hinter der Wand. Im Rahmen der numerischen Analyse wurde aber augenfällig, daß ein Großteil der Ankerkräfte in die Kaiplatte eingeleitet worden war. Die Stauchungen in der Stahlbetonkonstruktion sind wie die Vorspannung einer elastischen Feder zu verstehen. Sie tragen weder zur Umlagerung der Spannungen im Boden noch zur Verringerung der Gesamtverformungen bei. Die im Diagramm fett durchgezogene Kurve stellt die Einbaubedingungen am O'Swaldkai dar. Die Anker sind vor Beginn der Auffüllung mit einer Last von 300 kN festgelegt worden, die durch den weiteren Bauablauf auf ca. 550 kN nach Beendigung der Abaggerung gestiegen ist.

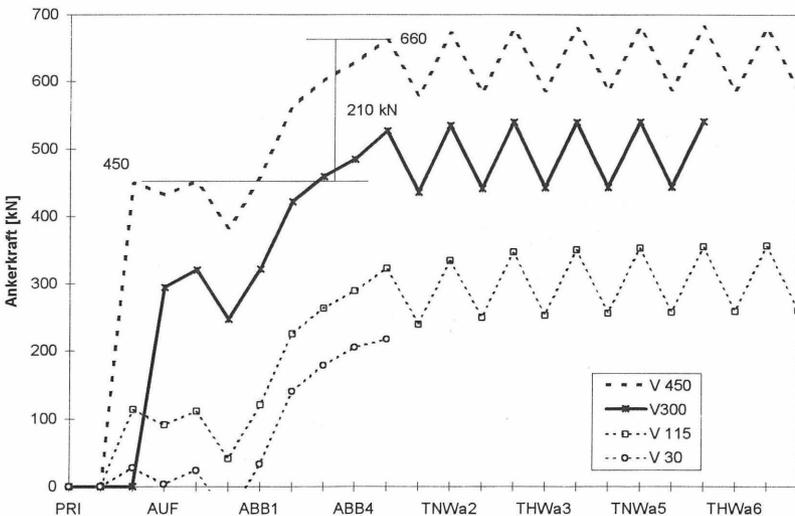


Bild 21: Ankerkräfte bei unterschiedlichen Anspannzeitpunkten und Festgelasten

In Parameterstudien konnte rechnerisch nachgewiesen werden, daß der Anstieg der Ankerkräfte infolge Abbaggerung mit ungefähr 210 kN nahezu konstant und von der gewählten Vorspannung unbeeinflusst blieb. Werden die Anker z. B. mit nur 115 kN vorgespannt, so ergeben sich weit niedrigere Ankerlasten im Endzustand ohne daß die Verformungen in nennenswerter Form zunehmen.

9 Biegemomente in der Schlitzwand

Die Ermittlung der Schnittgrößen der Schlitzwand beschränkt sich auf den Momentenverlauf aus Inklinometermessung (IKL MR 46) und FE-Rechnung (TNWa2, TNWa7). Das unter den gegebenen Lasten mit der Stabstatik errechnete Bemessungsmoment im Feldbereich wird mit 1783 kNm/m angegeben. Wie dem folgenden Bild zu entnehmen ist, ergibt sich aus meß- und rechentechnischer Sicht eine einheitliche Abschätzung der in situ auftretenden Momente.

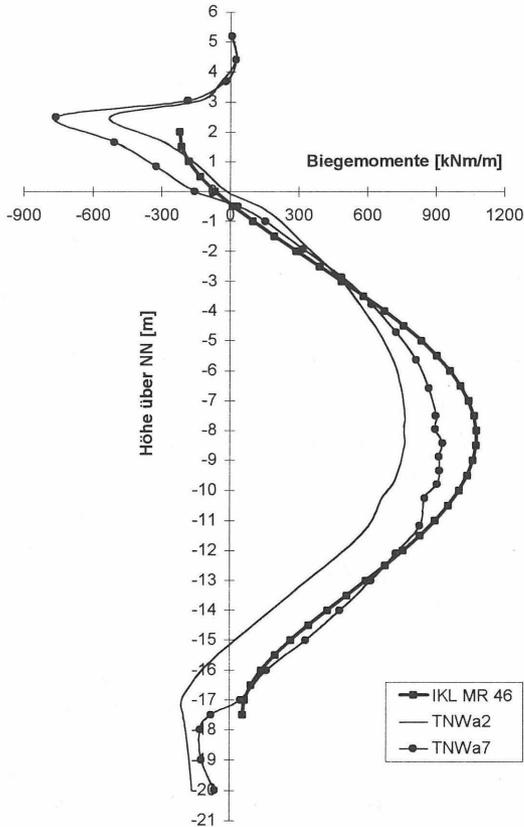


Bild 22: Momentenverlauf aus Inklinometermessung und FE-Rechnung



10 Schlußfolgerungen

Die Ermittlung des Erddrucks auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie mit den erweiterten Annahmen gemäß Abschnitt 3 war für alle Bauzustände einigermaßen zutreffend, soweit Wasserüberdrücke nicht berücksichtigt wurden. Die Abminderung vom Erdruhedruck auf den aktiven Erddruck konnte meß- und rechentechnisch nachgewiesen werden. Auf die Bemessung der Schlitzwand für erhöhten aktiven Erddruck, wie in der EAU, E 144 empfohlen, kann demzufolge verzichtet werden. Im bemessungsrelevanten Fall führen die Wasserüberdrücke auf der Landseite zu einer Reduktion der Erddrucklasten in nahezu gleicher Größenordnung. Die fehlende Erfassung dieser Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in den derzeitigen Vorschriften führt zu einer nennenswerten Überschätzung der auf die Schlitzwand einwirkenden Lasten.

Bestimmung durch	Erddruck in der Tiefe NN - 9,15 m bei Tideniedrig- wasser [kN/m ²]	Verhältnis [%]
Statische Berechnung	29	100
Erddruckmessung	10	34
FE-Rechnung	12	41

Bild 23: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Erddrücke

Zur Ermittlung der Erddrücke war die nach EAU für die Lastfälle 2 und 3 vorgeschlagene Erhöhung der zulässigen Spannungen durch eine Reduktion der angreifenden Lasten bereits umgesetzt worden. Die Pfähle wurden als den Boden vernagelnde Bauglieder eingeführt, deshalb wurde der rechnerische Reibungswinkel angehoben. Trotz dieser beiden physikalisch nicht ableitbaren, die Erddrücke wesentlich reduzierenden Randbedingungen, betragen die im Rahmen dieses Meß- und Untersuchungsprogramms ermittelten Spannungen nicht einmal die Hälfte der Bemessungswerte.

Es wird angeregt, in zukünftigen Berechnungen die nach EAU, E19-1 anzusetzenden Wasserüberdrücke für die Lastfälle 2 und 3 in ihrem Größtwert zu reduzieren. Da im vorliegenden Fall eine Reduktion auf ca. 50% die Ergebnisse der Messung und Rechnung widerspiegelt, wird ein Abminderungsfaktor von z. B. 0,9 (LF2) oder 0,8 (LF3) zur Diskussion gestellt.

Wie die Nachrechnung und insbesondere die Parameterstudien zeigen, war die Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung und der Ansatz ideeller Biegesteifigkeiten für den Zustand II angemessen. Die Momente, vor allem im Feldbereich, wurden aber wegen der insgesamt zu hoch angesetzten Lasten weit überschätzt. Es wird vorgeschlagen, die Forderung der EAU, E 77, die Momentenabminderung bei dicken Schlitzwänden nicht in Ansatz zu bringen, entsprechend zu modifizieren.

Bestimmung aus	Feldmoment [kN/m]	Verhältnis [%]
Statischer Berechnung	1763	100
Inklinometermessung	1080	61
Gleitmikrometermessung	1090	62
FE-Rechnung	930	53

Bild 24: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Feldmomente

Die Schlitzwand am O'Swaldkai ist als eine frei aufgelagerte Konstruktion in der statischen Berechnung angenommen worden. Die gemessenen Verformungen belegen, daß dieser Ansatz richtig war, da die Ausbildung einer Einspannwirkung im Boden nahezu nicht stattgefunden hat. Für analytische Berechnungen wird die Bestimmung der wirksamen (Teil-) Erdwiderstände gemäß EAU, E 174 aus konservativer Abschätzung der zu erwartenden Verschiebungswege vorgeschlagen.

Die Ausbildung einer biegesteifen Rahmenecke am Übergang von der Schlitzwand zur Kaiplatte ist statisch nur begrenzt wirksam. Wird berücksichtigt, daß neben der Reduktion der Feldmomente auch noch eine Verringerung der Kaikopfverschiebungen bewirkt wird, so kann diese, bei monolithischen Bauwerken aus Stahlbeton keinen allzu großen zusätzlichen Aufwand bedeutende, Bauweise aber empfohlen werden.

Einer kritischen Prüfung sollten die Vorspannkräfte und vor allem die Anspannzeitpunkte der die Konstruktion horizontal aussteifenden Anker unterzogen werden. Die durchgeführten Studien zeigten, daß auch bei deutlich kleineren Vorspannkräften keine Veränderung der Tragwirkung des Gesamtsystems zu erwarten ist.

Es wird im Gegensatz zu den derzeitigen Annahmen empfohlen, die Einleitung von Pfahlkräften insbesondere aus der direkt hinter der Kaimauerkonstruktion liegenden ersten Pfahlreihe zu berücksichtigen.

Für die am O'Swaldkai erstellte Kaimauer ergeben sich damit aus allen Untersuchungen keinerlei Hinweise auf Überbeanspruchung einzelner Konstruktionsteile. Die Kaimauer ist mehr als ausreichend dimensioniert und als standsicher einzustufen.

11 Literaturverzeichnis

- Böttger, H. Umstrukturierung O'Swaldkai;
Dücker, H. P. Hansa 8, S. 804-810
1992
- Breyman, H. Experimentelle Bestimmung des Seitendruckverhaltens
kohäsionsloser Böden in der Entspannungsphase;
1983 Dissertation an der Technischen Universität Graz (A)

- Dücker, H.P.
1992 Kaimauerbau in Hamburg, Neue Konzepte gesucht;
Hansa 7, S. 704-710
- Gollub, S.
1994 Beurteilung der Beanspruchung von bestehenden Kaimauern
auf der Grundlage von Meßergebnissen;
Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik
der Technischen Universität Braunschweig
- Magda, W.
1993 Stabilitätsbedingungen von sandigen Böden in der Nähe
einer Kaimauer in Spundwandbauweise; Institut für Grundbau,
Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität
Hannover, Heft 36
- Maybaum, G.
1994 Messungen am O'Swaldkai, Hamburg, Institut für Grundbau
und Bodenmechanik der Technischen Universität Braun-
schweig, Heft 44, S. 105-120
- Maybaum, G.
Gattermann, J.
Rodatz, W.
1995 Pressure and deformation measurements at two retaining walls
at the port of Hamburg; Field measurements in geomechanics,
Bergamo (I), 10.-12. April, SEG Ditoriali Padova, S. 191-300
- Maybaum, G.
1996 Erddruckentwicklung auf eine Kaimauer in Schlitzwandbau-
weise, Institut für Grundbau und Bodenmechanik der
Technischen Universität Braunschweig, Heft 52
- Rodatz, W.
1992a Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen;
Hansa 7, S. 722-725
- Rodatz, W.
Hartung, M.
Maybaum, G.
1992b Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg
- Schnell, W.
Spannungsmessungen, Institut für Grundbau und Boden-
mechanik der Technischen Universität Braunschweig,
Heft 44, S. 83-104
- Stiglat, K.
1995 Näherungsberechnung der Durchbiegung von Biegetrag-
gliedern aus Stahlbeton; Beton und Stahlbeton, Heft 4,
S. 99-101

Sachstand GPS und Praxisbeispiele aus der Geotechnik

Wolfgang Niemeier

1 SACHSTAND DES GLOBAL POSITIONING SYSTEMS

Das seit Dezember 1993 voll ausgebaute Global Positioning System (GPS) ist ein weltweit und 24h/Tag verfügbares Meßsystem für die Positionierung und Navigation von Objekten zu Wasser, zu Lande und in der Luft. Es besteht z.Z. aus 24 Satelliten, die in 20 000km Höhe die Erde in 12 Stunden umkreisen und deren Bahnkoordinaten von Bodenstationen aus bestimmt werden, siehe Abbildung 1. Die Satelliten senden fortlaufend Signale aus, die für die Bestimmung von Positionen bzw. Aufgaben der Navigation genutzt werden können. Stark vereinfacht bestimmen die Nutzer aus der Laufzeitdifferenz zwischen Sende- und Empfangszeitpunkt der Signale sogenannte Pseudostrecken zu den Satelliten. Da die GPS - Empfänger der Nutzer i.d.R. einen Uhrfehler aufweisen, ist die gleichzeitige Messung zu mindestens vier möglichst gut über den Horizont verteilten Satelliten notwendig, um die 3D - Position und den Uhrfehler zu bestimmen, siehe ebenfalls Abbildung 1.

Die GPS - Satelliten senden vielfältige Informationen und Meßsignale aus, die ein breites Band von Anwendungen ermöglichen, siehe z.B. SEEBER (1993) und NIEMEIER (1994). Für Navigationszwecke werden von zivilen Nutzern die C/A-Code - Informationen verwendet, die eine Echtzeitpositionierung aus nur einem Meßzeitpunkt, z.B. jeder Sekunde, ermöglichen. Für diese Meßtechnik sind bereits sehr preiswerte Empfänger erhältlich, doch sind - bedingt durch künstliche Signalverschlechterungen - die so ermittelten, auf ein weltweites Koordinatensystem bezogen, absoluten 3D - Positionen nur bis auf 100 - 150 m genau.

oder mehrerer Referenzstationen kontinuierlich übertragen und ausgewertet werden. Hierzu gibt es inzwischen von mehreren Instrumenten-anbietern lokal einsetzbare Lösungen, bestehend aus einer transportablen Referenzstation, einem meist im Sichtbereich arbeitenden Sender, einem bewegten Empfänger und zugehöriger Software (RTK - Ausrüstung).

Das Meßprinzip des DGPS mit Code und/oder Phasenmessung hat sich in den letzten Jahren auf breiter Front durchgesetzt. So gibt es seit 1995 ein Konzept der Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder (AdV-KONZEPT 1995), das darauf abzielt, ein System von multifunktionalen Referenzstationen für den gesamten Bereich der Bundesrepublik Deutschland einzurichten. Diese Referenzstationen sind hochgenau koordinatenmäßig festgelegt und sollen einmal das amtliche Bezugssystem für alle geodätischen Arbeiten repräsentieren. Das System soll darüber hinaus sämtlichen GPS - Anwendern zu Wasser, zu Lande und in der Luft zur Verfügung stehen. Die Referenzstationen strahlen über geeignete Sender Korrekturdaten aus, so daß jeder Nutzer gemäß seinen im Deutschen Satellitennavigationsplan spezifizierten Anforderungen DGPS - Positionierungen im Postprocessing oder in Echtzeit durchführen kann. Für den Bereich Niedersachsen sind die z.Z. installierten Referenzstationen in Abbildung 3 wiedergegeben.

Gemäß AdV-Konzept 1995 sollen zunächst zwei auch für Anwendungen in der Geotechnik interessante Positionierungsdienste eingerichtet werden :

a) EPS Echtzeit-Positionierungs-Service
Datenformat RTCM 2.0

Auf den Referenzstationen werden zu allen sichtbaren Satelliten Korrekturen für die Pseudostrecken gerechnet und im standardisierten Format RTCM 2.0 der Radio Technical Commission for the Maritime Services der USA über Rundfunk (UKW, MW, LW) ausgestrahlt. Dem Nutzer steht alle 3 bis 8 Sekunden ein vollständiger Korrektursatz zur Verfügung, der eine Genauigkeit der Positionierung im Bereich von 1 bis 3 Meter ermöglichen soll.

**b) HEPS Hochpräziser-Echtzeit-Positionierungs-Service
Datenformat RTCM 2.1**

Auf den Referenzstationen werden zusätzlich auch Korrekturdaten für die Trägerphasen-messungen berechnet und im erweiterten Format RTCM 2.1 ausgestrahlt. Dem Nutzer steht jede Sekunde ein vollständiger Datensatz zur Verfügung, der eine Genauigkeit von 1 bis 5 cm für Positionierungsaufgaben erwarten läßt.

Zur Ausstrahlung dieser sehr umfangreichen Datenmengen ist eine Baudrate von 2400 erforderlich, weshalb hierfür eigene Sender im 2-m-Band genutzt werden, die natürlich nur eine begrenzte Reichweite haben.

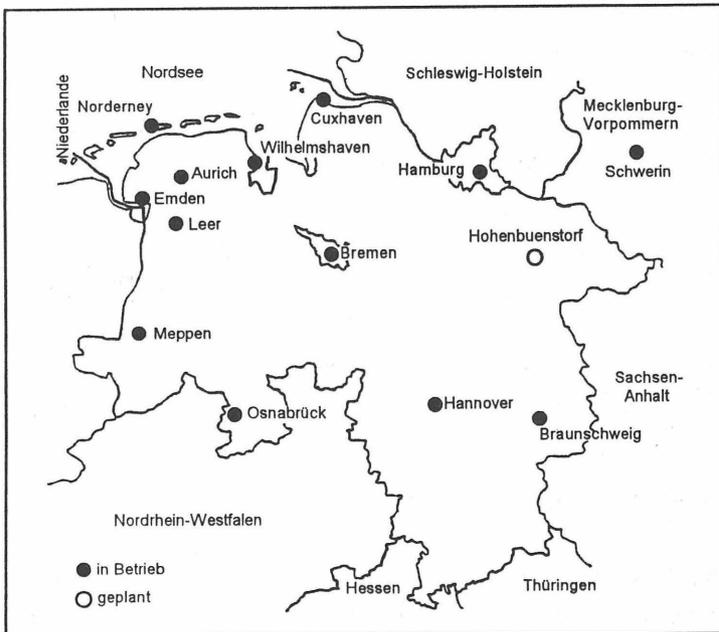


Abb. 3 : GPS - Permanentstationen in Niedersachsen gemäß AdV - Konzept, Stand 1995

Für noch genaueres Arbeiten im Bereich von wenigen mm bis 1 cm sind die vollständigen Daten sämtlicher Satelliten auf der Referenzstation und den bewegten Empfängern zu prozessieren. Auch hierzu gibt es bereits ein standardisiertes Datenformat (RINEX), die Datenübertragung erfolgt wegen des Datenumfangs jedoch vorzugsweise über Disketten oder Mobiltelefone. Die Auswertung kann nur im Postprocessing oder günstigstenfalls „near online“ erfolgen und ist primär für hochpräzise geodätische und geodynamische Aufgaben interessant.

Es muß noch vermerkt werden, daß die Resultate der GPS - Messungen stets als 3D-Koordinaten-(Differenzen) in einem globalen kartesischen System, dem World Geodetic System 1984 (WGS 84) vorliegen. Erforderlich für die praktische Nutzung sind also - von vielen Anwendern unterschätzte - Transformationen, z.B. in ein lokales Horizontsystem mit der üblichen Trennung von Lage- und Höhenkomponenten (NIEMEIER 1992).

2 STATISCHE POSITIONIERUNG

Eine typische vermessungstechnische Aufgabe, die in vielen Fällen heute schon wirtschaftlicher mit DGPS als mit terrestrischen Verfahren zu lösen ist, ist die Bestimmung von Koordinaten mit einer Genauigkeit von cm oder gar mm für Absteckungs- und Überwachungsaufgaben. Meist werden hierzu statische Meßverfahren eingesetzt, bei denen die Netzknoten für einen Zeitraum von wenigen Minuten (fast-static) bis zu etwa einer Stunde mit GPS-Empfängern besetzt werden.

2.1 Überwachungsnetz Edertalsperre

Zur Langzeitüberwachung des Bewegungsverhaltens von großen Bauwerken, wie z.B. einer Staumauer, einer Schleuse oder einer Brücke, werden i.d.R. hochgenaue geodätische Netze mit gut vermarkten und gesicherten Punkten angelegt und im zeitlichen Abstand von Monaten oder Jahren wiederholt ausgemessen. Gerade für Staumauern ergibt sich dabei die Schwierigkeit, Referenzpunkte zu finden, die in einer geologisch stabilen, außerhalb des eigentlichen Deformationsbereiches des

Bauwerks befindlichen Zone liegen. Bedingt durch die schwierige Topographie in der Umgebung von Staumauern, die natürlich dort angelegt werden, wo das Tal am schmalsten und steilsten ist, liegen auch die Referenzpunkte der terrestrischen Messungen meist an den Talhängen in der unmittelbaren Umgebung des Bauwerkes.

Erst durch GPS ist eine wirtschaftliche und genaue Anbindung des Bauwerkes an außenliegende, stabile Punkte möglich geworden. Diese auch als Rückversicherung bezeichnete geometrische Verbindung der Punkte in der engeren Deformationszone an entferntere Stabilpunkte ist in Abbildung 4 für das Beispiel der Edertalsperre skizziert worden. Im Januar 1996 war es möglich, vier im Abstand von 500 bis 1200 m von der Staumauer entfernt liegende Referenzpunkte neu einzurichten und mittels GPS eine meßtechnische Verbindung zu einigen Punkten des bisherigen terrestrischen Netzes mit einer Genauigkeit von wenigen mm herzustellen.

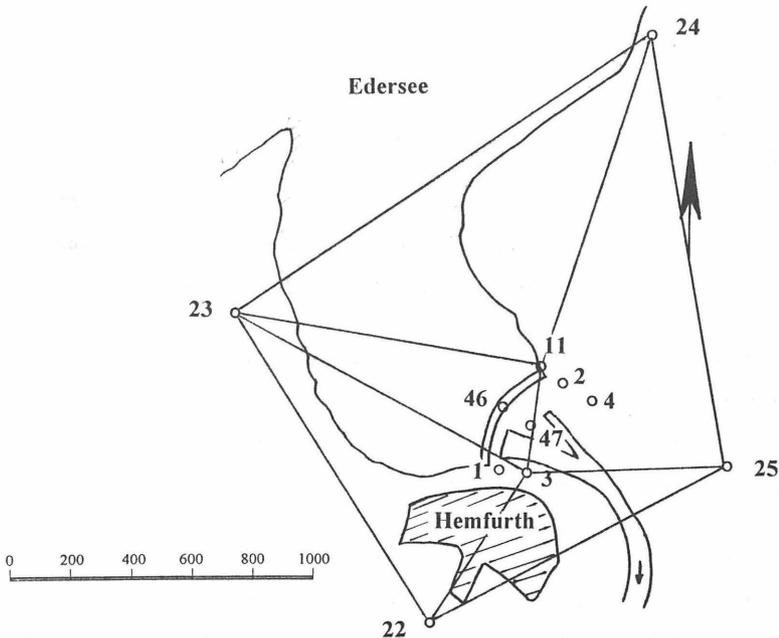


Abb. 4 . Überwachungsnetz der Edertalsperre mit GPS - Rückversicherung

Natürlich muß auch die Stabilität der außen liegenden Referenzpunkte überprüft werden. Hierzu können die seit Jahren etablierten mathematisch-statistischen Verfahren der Kongruenzuntersuchung eingesetzt werden, die allerdings auf die Besonderheiten von GPS-Netzen anzupassen sind (NIEMEIER 1995).

2.2 Fast-Static Anwendungen im Kraftwerk Lahde

Für den Aufbau eines Kanalinformationssystems sollten im Kraftwerk Lahde die Lage- und Höhenkoordinaten sämtlicher Schachtdeckel und Einläufe erfaßt werden. Für die Lage war nur eine Genauigkeit von etwa 10 cm gefordert, allerdings mit Bezug zu dem amtlichen Gauß-Krüger-Koordinatensystem, für die Höhen sollte der Zentimeter erreicht werden. Eine besondere Schwierigkeit dieser Messungen waren die extrem hohen Gebäude mit z.T. über 100 m direkt neben den Meßpunkten. Hier war eine sorgfältige Planung der Sichtbarkeit der GPS-Satelliten erforderlich, um die Messungen bei günstigen Konstellationen durchführen zu können. Natürlich konnten bei einer derart schwierigen Topographie nicht sämtliche Punkte mittels GPS bestimmt werden: Durch terrestrische Messungen wurden die fehlenden Punkte jeweils in Bezug auf die benachbarten, mit GPS bestimmten Stationen sehr einfach eingemessen.

Für die im Vergleich zu einem Überwachungsnetz nicht so extremen Genauigkeitsanforderungen wurde der folgende Messungsaufbau gewählt:

- GPS-Referenzstation mit kontinuierlicher Aufzeichnung auf dem Verwaltungsgebäude des Kraftwerkes;
- Aufnahme der ca. 300 Meßpunkte mit 2 mobilen GPS-Empfängern, die auf Zentrierstäben befestigt und mittels VW-Bussen transportiert wurden.

Durch Verwendung von rauscharmen L1/L2-GPS-Empfängern, die kurzen Punktabstände und die geringeren Genauigkeiten konnten neuere Algorithmen der Mehrdeutigkeitslösung angewandt werden, bei denen je Punkt nur eine Beobachtungszeit von 3 bis 5 min erforderlich war. Die Qualität dieser Vermessung wurde durch Doppelbesetzung mehrerer Punkte nachgewiesen.

Der Bezug zum GK-Koordinatensystem wurde durch herkömmliche statische Anbindung des Kraftwerks an Trigonometrische Punkte (TP) in der Umgebung realisiert.

3 ANWENDUNGEN IM DEPONIEBEREICH

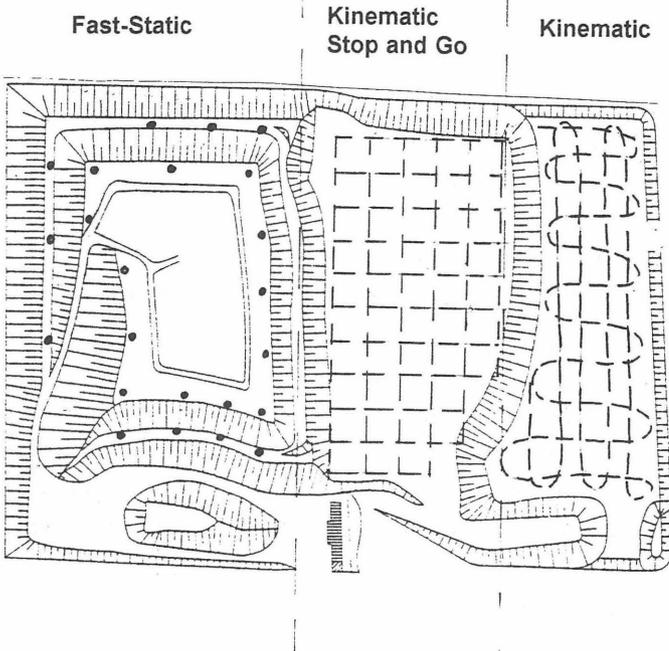
Auch bei der Errichtung und Kontrolle von Deponien für Siedlungsabfälle gibt es eine Vielzahl von geometrischen Fragestellungen, die effektiv mittels GPS gelöst werden können. Folgt man dem Baufortschritt bei der Errichtung von Deponien, so ergeben sich folgende Anwendungsmöglichkeiten :

Bei allen Meßkonzepten wird davon ausgegangen, daß eine GPS - Referenzstation entweder auf dem Deponiegelände oder im Umkreis von 10 bis 15 km verfügbar ist und für Echtzeit-Anwendungen auch Korrekturdaten von dieser Referenzstation in ausreichender Dichte abgestrahlt werden.

3.1 Kontrolle der Oberflächenabdichtung

Eine sich teilweise über viele Jahre hinziehende Aufgabe ist die geometrische Kontrolle des Verhaltens der Oberflächen nach Beendigung des Verfüllens eines Schüttfeldes und Aufbringen der Oberflächenabdichtungsschicht. zu diesem Zeitpunkt können die Setzungen und Sackungen noch sehr groß sein, so daß die Abdichtungsschicht diesen Bewegungen ggf. nicht standhält. Auch sind i.d.R. eine Reihe von Sonderbauwerken, wie Brunnen, Kontrollschächten, Setzungspegeln usw. vornehmlich höhenmäßig zu kontrollieren. Diese z.Z. meist punktuell angelegten Messungen müssen mit höherer Genauigkeit, oft einigen mm, erfolgen, weshalb hierfür nur die Verfahren des statischen bzw. schnell-statischen GPS als Konkurrenz zu herkömmlichen terrestrischen Verfahren eingesetzt werden können.

Dieses Meßprinzip ist in Abbildung 5 skizziert worden, wobei in dieser Darstellung nicht deutlich wird, daß bei mit Buschwerk bewachsenen Deponien die Durchführung von terrestrischen Messungen oft problematisch wird, während die für GPS erforderliche Horizontfreiheit meist noch gewährleistet werden kann.



△
GPS-Permanentstation

Abb. 5 : GPS - Meßszenarien bei der Deponievermessung

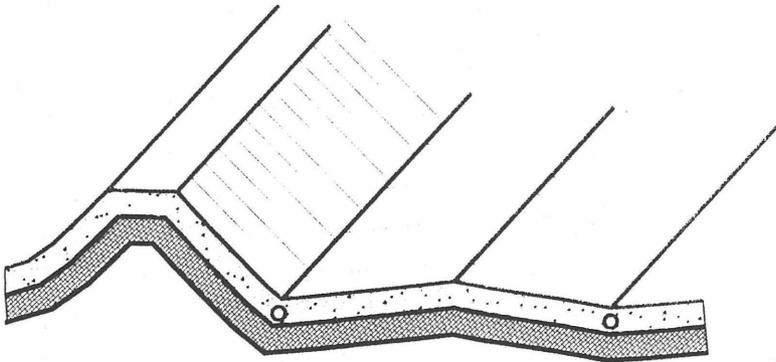
3.2 Massenermittlung

Eine der herkömmlichen Aufgaben bei der Deponievermessung ist die Ermittlung der eingebrachten Massen bzw. des noch verfügbaren Deponievolumens. Bei Volumenverlusten von bis zu 20% durch Sackungen und Setzungen ist eine regelmäßige Kontrolle der Oberfläche der Schüttfelder während der Verfüllung sinnvoll. Bei dieser Vermessung muß man ohne vermarktete Punkte auskommen : Es ist die gesamte Fläche zu erfassen, wozu ein dichtes, rasterförmiges Punktfeld besonders geeignet erscheint, siehe Abbildung 5. Da wieder nur cm-Genauigkeit gefordert ist, kann auch hier besonders günstig kinematisches GPS eingesetzt werden. Es genügt, wenn die Ergebnisse im Postprocessing gewonnen werden, d.h. es ist keine Echtzeit-Übertragung von Korrekturdaten erforderlich.

3.3 Bau der Basisabdichtungsschicht

Bei der Herstellung der Basisabdichtung ist zunächst das Planum des zukünftigen Deponiefeldes gemäß Vorgaben aus dem CAD-Modell in der Örtlichkeit zu realisieren. Anschließend sind eine oder mehrere mineralische Zwischenschichten mit unterschiedlicher Stärke aufzubringen und schließlich ist die Oberfläche mit entsprechenden Längs- und Querneigungen herzustellen, siehe Abbildung 6. Für alle diese Aufgaben wird cm-Genauigkeit angestrebt, es ist jedoch kaum möglich, die Qualität der ausgeführten Arbeiten entsprechend zu kontrollieren.

Die Horizontfreiheit, d.h. die Sichtbarkeit der GPS-Satelliten ist auf den ausgedehnten Schüttfeldern kaum eingeschränkt, so daß sich für diese Aufgaben der Steuerung der Baumaschinen, aber auch der integrierten Qualitätskontrolle die Anwendung des in Abschnitt 1 skizzierten kinematischen Echtzeit-GPS geradezu anbietet.



- Planum
 - mineralische Zwischenschicht
 - Oberfläche
- } Genauigkeitsforderung : cm für jede Schicht

Abb. 6 : Schematischer Aufbau der Basisabdichtungsschicht im Deponiebau

In Abbildung 7 ist das Szenario einer derartigen Steuerung der Baumaschinen wiedergegeben. Die Baufahrzeuge sind mit GPS-Antennen und Neigungssensoren zu bestücken, um die aktuelle Position zu bestimmen. Eine Visualisierung der aktuellen Positionen ist - wie in der Abbildung skizziert - in einem Monitorbild numerisch und graphisch möglich. Durch Hinzunahme des 3D - CAD - Planungsmodells kann so der Raupenfahrer sehr einfach den erforderlich Auf- und Abtrag sehen und seine Fahrweise danach ausrichten. Im Gegensatz zu Laser-Level-Systemen und anderen Steuerungshilfen ist es dabei nicht nötig, daß die Sollflächen Ebenen darstellen : Auch gekrümmte Flächen und Böschungsbereiche können als CAD - Modell vorgegeben werden.

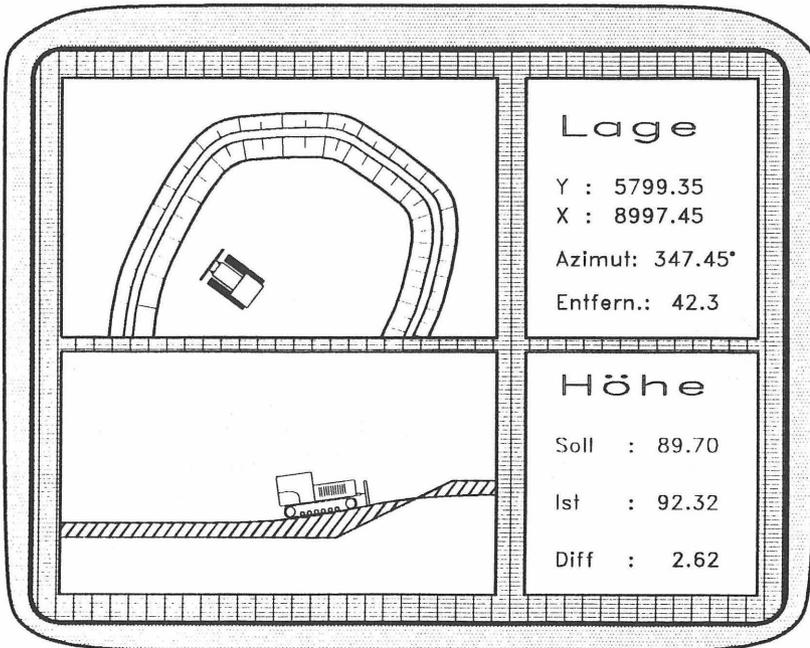


Abb. 7 : Monitorbild zur Steuerung von Baumaschinen mit GPS

4 ZUSAMMENFASSUNG

Mit diesen Ausführungen mag vielleicht deutlich geworden sein, daß GPS viel mehr als ein neues geodätisches Meßverfahren ist, man vielmehr eine Vielzahl von Problemen, die mit der Erfassung und Nutzung geometrischer Informationen für unterschiedlichste Anwendungen zusammenhängen, mit vertieftem Verständnis für die GPS - Welt völlig neu durchdenken und bearbeiten kann.

5 LITERATURHINWEISE

AdV - Konzept 1995 : Zwischenbericht der Arbeitsgruppe GPS - Referenzstationen, vorgelegt dem AdV - Plenum, unveröffentlicht.

NIEMEIER, W., 1992 : Zur Nutzung von GPS-Meßergebnissen in Netzen der Landes- und Ingenieurvermessung.
ZfV, vol 117, S. 542-556

NIEMEIER, W., 1994 : Einsatz von GPS in der Geotechnik.
In : Messen in der Geotechnik. TU Braunschweig.

NIEMEIER, W., 1995 : Nutzung des Global Positioning Systems (GPS) zur Bestimmung von Bodenbewegungen.
Markscheiderisches Kolloquium, RWTH Aachen, Heft 15

SEEBER, G., 1995 : Satellite Geodesy. De Gruyter, Berlin

STARKER, S., 1994 : Satellitennavigation für zivile Anwendungen.
DLR - Nachrichten, Heft 74

Verfasser :

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Niemeier, Institut für Geodäsie und Photogrammetrie,
Technische Universität Braunschweig, Gaußstraße 22, 38106 Braunschweig



INGENIEURGEODÄTISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUM BEWEGUNGSVERHALTEN EINES BRÜCKENBAUWERKES

Heiner Kuhlmann

1 EINLEITUNG

Brücken nehmen eine zentrale Rolle im Verkehrsnetz der Bundesrepublik ein. Die Erhaltung ihrer Funktions- und Standsicherheit bedeutet gleichzeitig eine Erhaltung der Funktionsfähigkeit des laufenden Verkehrs und Sicherheit für die Benutzer.

Neu zu bauende Brücken werden nach dem aktuellen Stand der Technik geplant, und es wird dabei eine Langlebigkeit des Bauwerkes angestrebt. Bei der Planung werden dabei Sicherheiten für zu erwartende Belastungen, Ungenauigkeiten bei der Berechnung und Ausführung und für Unsicherheiten im Materialverhalten eingeplant. Allerdings sind die tatsächlichen Belastungen und das Materialverhalten im Laufe der Lebenszeit des Bauwerkes unbekannt. Es können beispielsweise höhere Verkehrslasten infolge einer Änderung der Verkehrsdichte, andere Umwelteinflüsse, Änderungen im Untergrund oder Änderungen der Strömungsverhältnisse bei Flüssen und deren Rückwirkung auf Brückenfundamente eintreten. Die Reaktionen des Bauwerkes darauf können bei der Planung nicht abgeschätzt werden.

Der gegenwärtige Stand des Wissens ist, daß vor dem Eintreten schwerwiegender Schäden geometrische Veränderungen an der Brücke erwartet werden können. Daher ist die Feststellung geometrischer Veränderungen ein wesentlicher Bestandteil der Brückenprüfung (BAST, 1980). Sie erfolgt durch eine Vermessung.

Bei den geometrischen Veränderungen muß zwischen plastischen und elastischen Verformungen unterschieden werden. Dabei sind meist die plastischen ein Indikator für das Eintreten schwerwiegender Schäden; die elastischen kommen durch das Einwirken wechselnder Kräfte wie Temperatur oder Verkehrsbelastung zustande. Ist

man an einer Beurteilung der Standsicherheit aufgrund geometrischer Veränderungen interessiert, sind beide Veformungsarten voneinander zu trennen.

2 GRUNDLAGEN DER BRÜCKENÜBERWACHUNG

2.1 Technische Regelwerke

Wesentliche Grundlage für die Überwachung von Brückenbauwerken ist die Norm DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung“ (DIN 1067, 1983). Vermessungstechnische Arbeiten treten dabei ausschließlich bei den Prüfungen auf, die, alternierend als einfache Prüfungen und Hauptprüfungen, im Abstand von drei Jahren stattfinden. Da die Norm bezüglich der praktischen Durchführung nur wenig aussagekräftig ist, wurde von der Projektgruppe „Vermessungstechnische Kontrolle im Rahmen der DIN 1076“ ein Schlußbericht zur Konkretisierung veröffentlicht (BAST, 1980). Die Ziele der vermessungstechnischen Prüfung sind

- der Nachweis der Standsicherheit,
- die rechtzeitige Erkennung von Veränderungen am Bauwerk, um Betriebsstörungen und Gefährdungen für die Umwelt zu vermeiden,
- die Überprüfung der Konstruktions- und Materialeigenschaften.

Die Beurteilung der bei der Messung gewonnen Ergebnisse erfolgt als Vergleich zwischen gemessenem und erwartetem Bauwerksverhalten (LEBEK / KNABENSCHUH, 1983). Das erwartete Verhalten ergibt sich dabei aus den auf das Bauwerk wirkenden Einflüssen, wie Temperatur, Verkehrslast o.ä., und den entsprechend der Konstruktion und den verwendeten Materialien daraus resultierenden Deformationen.

2.2 Auswertekonzepte

Im vorherigen Abschnitt wurde dargelegt, daß die äußeren Einflüsse eine wesentliche Bedeutung bei den Überwachungsmessungen haben. Die Herstellung eines funktionalen Zusammenhangs zwischen den äußeren Einflüssen und den daraus resultierenden Deformationen des Bauwerkes wird in der geodätischen Auswertetechnik als dynamisches Deformationsmodell bezeichnet. Mathematisch läßt sich der Sachverhalt durch ein Faltungsintegral ausdrücken (PELZER, 1993) :

$$z(t) = \int_0^{\infty} g_{zx}(\tau) \cdot x(t-\tau) d\tau \quad (1)$$

Diese Gleichung besagt, daß der zu einem bestimmten Zeitpunkt t vorliegende Deformationszustand $z(t)$ nicht allein von dem gleichzeitig beobachteten Wert $x(t)$ der Einflußgröße abhängt, sondern daß zudem auch um die Zeitverschiebung τ zurückliegende Werte $x(t-\tau)$ entsprechend der Gewichtsfunktion $g_{zx}(\tau)$ noch einen Einfluß haben. Der Zusammenhang ist in Abb. 1 graphisch dargestellt.

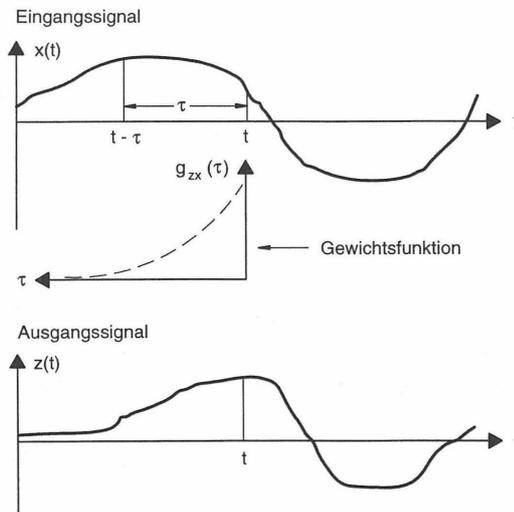


Abb. 1: Zur Herleitung des Faltungsintegrals (aus PELZER, 1980)

Die Lösung der o.a. Integralgleichung, d.h. die Bestimmung bzw. Identifikation der Gewichtsfunktion $g(\tau)$, ist häufig schwierig und aufwendig. Bei einem deterministischen Modell wird die Struktur der Gewichtsfunktion als bekannt vorausgesetzt und der ablaufende Prozeß läßt sich häufig auf ein Feder-Dämpfungs-Modell zurückführen, das durch eine Differentialgleichung beschrieben werden kann. Ist die Struktur nicht bekannt, wird ein Blackbox-Modell angesetzt. Approximationen der Gewichtsfunktion lassen sich dann durch erweiterte Regressionsmodelle gewinnen, wobei allerdings der Rechenaufwand erheblich sein kann (PELZER, 1993).

Im weiteren Verlauf dieses Beitrags wird geschildert, daß eine Transformation des Identifikationsproblemes in den Frequenzbereich unter bestimmten Umständen sehr nützlich sein kann; bestimmte Bewegungsabläufe von Brücken lassen sich dann einfach charakterisieren.

2.3 Mögliche Bewegungen einer Brücke

Als Reaktion auf äußere Einflüsse ergeben sich unterschiedliche Bewegungsabläufe der Brückenverformungen.

Welche Bewegungen von Interesse sind, hängt von der aktuellen Aufgabenstellung ab. Bei der Beurteilung der Standsicherheit nach DIN 1076 sind vor allem die plastischen Verformungen relevant. Sie sind beispielsweise durch Änderung der Materialeigenschaften, der Belastungssituation oder der Fundamentgründungen verursacht. Stellvertretend für die sich ergebenden Bewegungen seien hier die Verformungen „Setzungen“ und „Kriechen“ der folgenden Abb. 2 angeführt.

Die Bestimmung der elastischen Veränderungen, deren Ursachen und Periodenlängen sich der folgenden Abb. 2 entnehmen lassen, ist aber dennoch von Interesse. Zum einen ermöglicht dieses den Vergleich von aufgrund der Belastungssituation vorhergesagten und tatsächlichen Verformungen; dieses entspricht der Überprüfung der Konstruktions- und Materialeigenschaften als einem Ziel der vermessungstechnischen Prüfung. Zum anderen ist eine Bestimmung der plastischen Verformungen ohne vorherige Ermittlung der elastischen unmöglich, da sich beide Bewegungsarten überlagern.

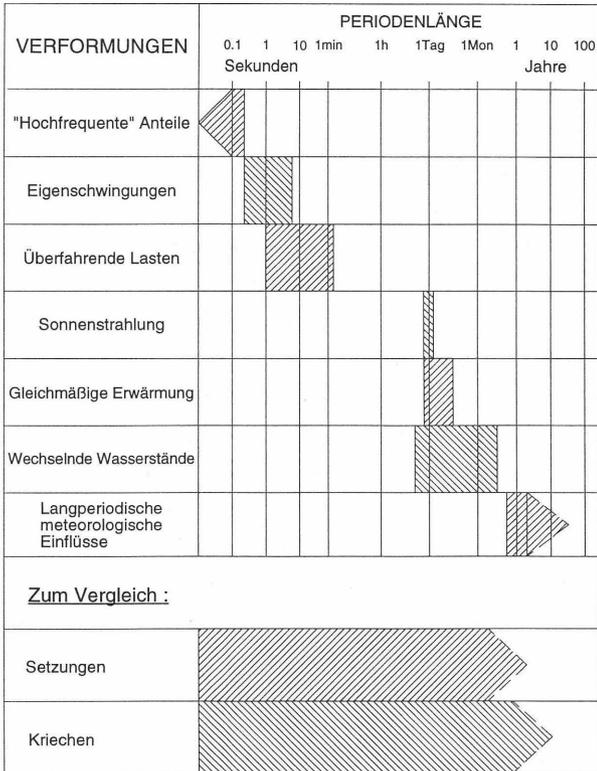


Abb. 2: Verformungsperioden (aus LEBEK / KNABENSCHUH, 1983)

Beispiele zu den einzelnen Verformungen werden an einem konkreten Bauwerk im Abschnitt 4 im Detail behandelt.

3 DAS BAUWERK NORDERELBRÜCKE

3.1 Konstruktion

Die Norderelbbrücke liegt in der Nähe von Hamburg im Zuge der Autobahn A1. Sie ist eine als Mittelträgerbrücke ausgebildete Schrägseilbrücke. Ihre Stützweiten betragen 31-64-172-64-80 m (vgl. Abb. 3). Der Überbau besteht aus vier Hauptträgern mit lastverteilenden Querscheiben. Die beiden inneren Hauptträger bilden mit der Fahrbahn und dem Bodenblech bzw. in den Seitenfeldern dem unten liegenden Verband einen torsionssteifen Kasten. Im Bereich der Hauptöffnung sind auch die beiden äußeren Hauptträger über Verbände in den Kasten einbezogen. Über jeden der beiden mittig auf den Strompfeilern angeordneten Pylone werden zwei Seilgruppen mit je vier Seilen geführt. Durch sie werden die Hauptträger im Bereich der Mittelöffnung in vier Punkten abgefangen. Bei den Seilen handelt es sich um patentverschlossene Brückenseile mit einem Durchmesser von 11,2 cm und einer Nennfestigkeit von 1570 N/mm^2 . Sie sind fest im Pylon gelagert. Im übrigen besteht der Überbau aus den Stahlsorten St 37 bzw. St 52. Der Fahrbahnträger ist auf zwei Widerlagern, vier (zwei x zwei) Pendelstützen und den beiden Pylonen gelagert. In die Pylone ist er fest eingespannt.

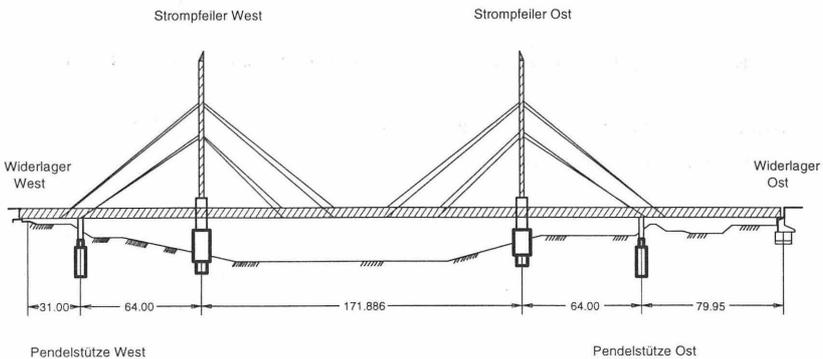


Abb. 3: Norderelbbrücke

3.2 Einflüsse auf das Bauwerk

Aufgrund der Bedeutung der äußeren Einflüsse für die Brückenprüfung, ist vor jeder Vermessung zu entscheiden, welche Einflüsse sich auf das Bauwerk auswirken. Bei der Norderelbbrücke in Hamburg ist dieses vor allem die Belastung durch den laufenden Verkehr. Je mehr Fahrzeuge sich auf der Brücke befinden, desto stärker senkt sich der Oberbau durch.

Desweiteren hat die Temperatur aufgrund des verwendeten Materials entsprechend seines Ausdehnungskoeffizienten einen Einfluß auf die Brückengeometrie. Hier sei insbesondere auf die Probleme bei der Erfassung der für die Längenänderung repräsentativen Materialtemperatur eines Bauteils hingewiesen. Wird z.B. aus Gründen der Reproduzierbarkeit die Außentemperatur gemessen, schlägt sich dieses in der Gewichtsfunktion $g(\tau)$ nieder.

Da die Brücke die Elbe überspannt, wirkt sich der Tidenhub der Elbe, der an dieser Stelle ca. 3 m beträgt, aus. Erfahrungsgemäß führt eine Erhöhung des Wasserstandes von 1 m zu einer Verdichtung des Bodens infolge der Massenauflast von 0.5 1,5 mm. Der Betrag hängt von der Art des Bodenprofils ab und nimmt mit zunehmendem Abstand vom Ufer ab (GRABOWSKI, 1975).

4 DURCHGEFÜHRTE MESSUNGEN UND DEREN AUSWERTUNG

Im folgenden werden beispielhaft die Ergebnisse einiger Messungen und Auswertungen präsentiert. Sie entstammen einem interdisziplinären Forschungsprojekt „Wissensbasiertes System -Meßtechnik im Bauwesen-“, an dem das Curt-Risch-Institut für Dynamik, Schall- und Meßtechnik, das Geodätische Institut und das Institut für Informatik der Universität Hannover beteiligt waren (Doll u.a., 1995). Die Ergebnisse sollen das Bewegungsverhalten der Norderelbbrücke veranschaulichen.

Wie schon angesprochen, soll dabei zwischen elastischen und plastischen Verformungen unterschieden werden. Bei den elastischen kann man zwischen schnell und weniger schnell ablaufenden unterscheiden. Diese, im folgenden zu verdeutlichende

Einteilung, ist natürlich rein willkürlich. Es ergeben sich somit drei Gruppen von Verformungsgeschwindigkeiten. Zum besseren Verständnis seien hier noch zwei Begriffe aus dem Bauingenieurwesen eingeführt: Spielt bei der Beschreibung der Bewegung die Trägheit des Bauwerkes eine Rolle wird von dynamischer Bewegung gesprochen, ist dieses nicht der Fall und reagiert das Bauwerk unmittelbar auf eine Belastung, spricht man von quasi-statischer Bewegung. Dieses Vokabular wird im folgenden verwendet. Allerdings darf die dynamische Bewegung keinesfalls mit dem in der Geodäsie üblichen Begriff der dynamischen Modellbildung in Verbindung gebracht werden.

4.1 Schnell ablaufende elastische Verformungen

Entsprechend der in der Abb. 2 gewählten Reihenfolge werden zunächst die höherfrequenten Bewegungen in Abb. 4 dargestellt. Es handelt sich dabei um Messungen der Materialspannung mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) in der Mitte des Hauptfeldes. Neben einem hochfrequenten Rauschen erkennt man, insbesondere im Zeitabschnitt zwischen 160 und 170 sec, einen nahezu harmonischen Verlauf mit einer Periodendauer von etwas mehr als 1 sec. Außerdem treten einige Spitzen mit Spannungen von ca. 10 N/mm^2 hervor, die durch überfahrende Lasten verursacht sind. Dieses entspricht einer Durchsenkung von einigen Millimetern bis Zentimetern.

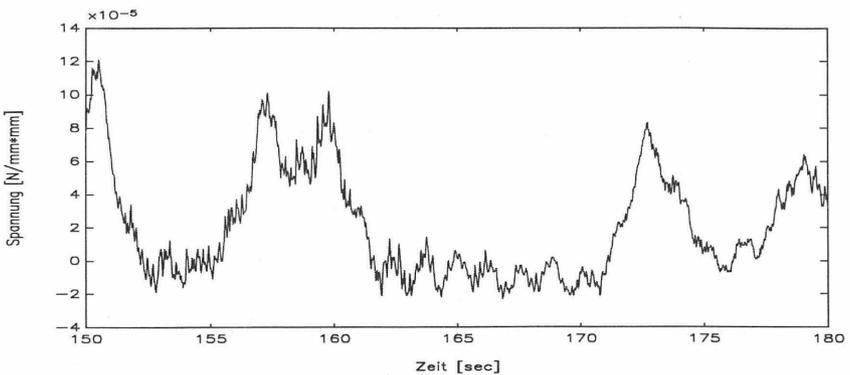


Abb. 4: DMS - Messung des Curt-Risch-Instituts

Im folgenden wird exemplarisch der Höhenunterschied zwischen dem westlichen Widerlager und der Brückenmitte betrachtet. Weitere Meßgrößen sind (DOLL u.a., 1995) oder (KUHLMANN / PELZER, 1993) zu entnehmen.

Neben der Anregung der Brücke zu Schwingungen und der durch die DMS-Messungen aufgezeigten Einzelereignissen, haben die überfahrenden Lasten eine durch die Schlauchwaagenmessung aufzeigbare Auswirkung. In Zeiten hoher Verkehrsdichte hat der Oberbau im Mittel eine höhere Durchbiegung als zu verkehrsarmen Zeiten. Dieser Sachverhalt spiegelt sich in der Abb. 7 wider, in der ein Ausschnitt von 10 Tagen aus dem o.a. Höhenunterschied dargestellt ist. Die gesamte Messungsdauer betrug ca. 5 Monate bei einer Abtastrate von 5 Minuten.

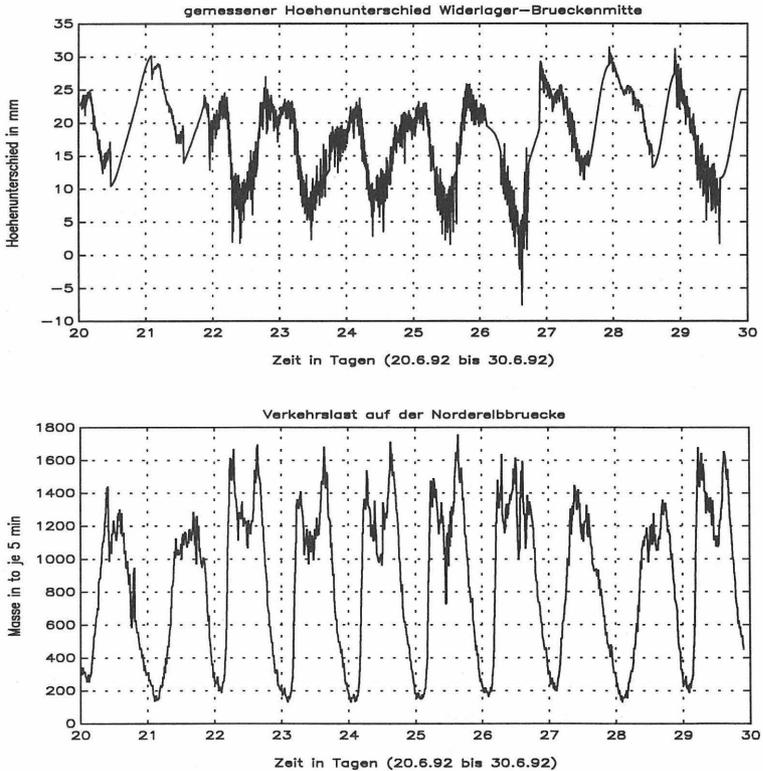


Abb. 6: Gegenüberstellung Höhenunterschied und Verkehrsbelastung

Durch die Abfolge der einzelnen Fahrzeuge wird der Oberbau zu Schwingungen angeregt. Bei einer Transformation der DMS-Messungen in den Frequenzbereich, das sich ergebende Powerspektrum ist in Abb. 5 dargestellt, wird eine deutliche Spitze bei einer Frequenz von 0.76 Hz deutlich. Dabei handelt es sich um die erste Biege-eigenfrequenz des Oberbaus. Dieser aus empirischen Daten bestimmte Wert entspricht dem durch ein Finite-Element-Modell berechneten (DOLL, 1994).

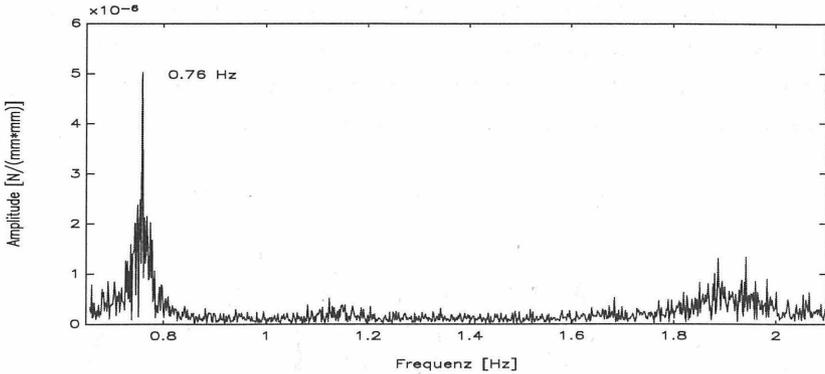


Abb. 5: Energiespektrum der DMS - Messung

Ebenso wie der Fahrbahnträger der Brücke können auch die mechanischen Bauteile der verwendeten Vermessungsinstrumente zu Schwingungen angeregt werden. Diese Tatsache ist bei der Auswahl des Meßverfahrens und bei der Platzierung der Instrumente zu beachten.

4.2 Langsam ablaufende elastische Verformungen

Zur Bestimmung der langsam ablaufenden Bewegungen wurde ein hydrostatisches Meßsystem mit insgesamt 8 Standgefäßen eingesetzt. Das System hat den Vorteil, daß es auf die im Abschnitt 4.1 beschriebenen Bewegungen aufgrund der Eigenschaften der Wassersäule im Schlauch hinreichend träge reagiert (physikalisches Tiefpaßfilter). Somit sind hier die langsam ablaufenden Bewegungen von den schnell ablaufenden durch das Meßverfahren getrennt.

In der zweiten Graphik ist die Verkehrsbelastung auf der Brücke für den gleichen Messungszeitraum dargestellt. Die Werte beziehen sich ebenfalls auf einen Zeitabschnitt von 5 Minuten. Es fällt die hohe negative Korrelation zwischen der Verkehrsbelastung als Einflußgröße und der resultierenden Höhenänderung auf; wenn die Verkehrsbelastung steigt, senkt sich der Oberbau durch.

Weiterhin ist zu beachten, daß der 21. und 28.06.1992 ein Sonntag waren. An diesen Tagen und an den vorangehenden Samstagen ist die Verkehrsbelastung geringer, da kaum Schwerlastverkehr vorhanden ist. Ebenso lassen sich die erhöhten Verkehrsaufkommen morgens und abends an den Wochentagen ausmachen, nachts nimmt der Verkehr stark ab. Alle Ereignisse spiegeln sich im gemessenen Höhenunterschied der Abb. 6 wider.

Bei der Transformation des Höhenunterschiedes vom Zeit- in den Frequenzbereich ergibt sich das in Abb. 7 dargestellte Powerspektrum. Es treten deutlich einige dominante Frequenzen bzw. Wellenlängen hervor: die Periode von 7 Tagen resultiert aus der geringeren Verkehrsbelastung an den Wochenenden. Aufgrund des Einflusses der Temperatur auf die Stützenlängen und wegen der unterschiedlichen Verkehrsbelastung zu Tag- und Nachtzeiten ergibt sich eine Wellenlänge von 24 Stunden. Beide Einflüsse sind hier nicht voneinander zu trennen. Die Periode von 12 Stunden und 25 Minuten entspricht der zeitlichen Abfolge der Tide.

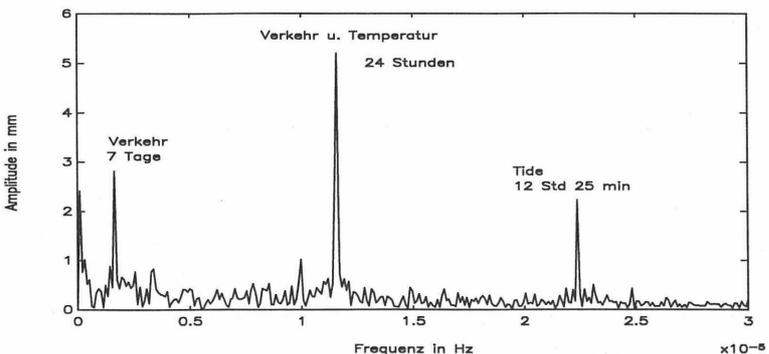


Abb. 7: Energiespektrum des Höhenunterschiedes

Neben den beschriebenen Frequenzen läßt das Powerspektrum keine weiteren dominanten Periodizitäten erkennen. Somit lassen sich ein Großteil der quasi-statischen Bewegungen gut durch harmonische Schwingungen approximieren.

Beim Übergang vom Zeit- in den Frequenzbereich entspricht die Zeitverschiebung τ , mit der sich eine bestimmte Kraft in der Deformation der Brücke niederschlägt, einer Phasenverschiebung. Sie ist im allgemeinen von der Frequenz abhängig und durch die Filterwirkung des Bauwerkes verursacht. Zur Verdeutlichung mag hier das Beispiel der Außentemperatur dienen: eine Änderung benötigt eine gewisse Zeit, bis sie sich in der Materialtemperatur und somit als Deformation auswirkt. Beschränkt man sich allerdings auf den Bereich der quasi-statischen Bewegung, ist die Phasenverschiebung zwischen einwirkender Kraft und resultierender Deformation konstant. Auf den Beweis wird an dieser Stelle verzichtet. Das Faltungsintegral (Gl. 1) geht dann über in

$$z(t) = g_{zx}(\tau) \cdot x(t - \tau). \quad (2)$$

Wie man sieht, ergibt sich eine lineare Gleichung mit konstanter Zeitverschiebung. Die Linearität ist meist durch die Konstruktion des Bauwerkes in Verbindung mit den einwirkenden Kräften gegeben; Stahl weist bis zu einer gewissen Grenze ein lineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf. Gleiches gilt für den Temperatureausdehnungskoeffizienten und die Absenkung des Bodens durch die Wasserauflast. Kann kein lineares Verhalten unterstellt werden, ist anstatt der Konstanten g_{zx} ein Polynom höherer Ordnung anzusetzen.

Liegen sowohl die Einflußgrößen als auch die resultierenden Deformationen in der Form von gemessenen Zeitreihen vor, dieses war hier der Fall, läßt sich die Zeitverschiebung τ durch die Berechnung einer Kreuz-Kovarianz-Funktion berechnen. Der Parameter g_{zx} , der die Deformation im Verhältnis zur einwirkenden Kraft angibt, kann dann durch eine Regression bestimmt werden. Die Ergebnisse, für den konkreten Fall in Tabelle 1 aufgeführt, sind mit den bei der Konstruktion der Brücke getroffenen Annahmen zu vergleichen.

Tab. 1: Zusammenhang zwischen Einflußgrößen und Höhenunterschied

Einflußgröße	Temperatur	Tide	Verkehrslast
berechnete Auswirkung	0.3 mm/°C	-1.3 mm/m	-6.4 µm/to

Die berechneten Werte stimmen weitestgehend mit den erwarteten überein.

4.3 Plastische Verformungen

Somit liegt eine Beschreibung der elastischen Bewegungen der Brücke, die durch die wesentlichen Einflußgrößen verursacht sind, vor. Zieht man ihren Anteil von den tatsächlichen gemessenen Deformationen ab, ist es möglich, Aussagen über die plastischen Verformungen und somit zur Standsicherheit zu machen (DOLL u.a., 1995). Innerhalb des o.a. Messungszeitraumes konnten keine plastischen Verformungen aufgedeckt werden.

Wenn man daran denkt, die geodätischen Messungen im Zuge der wiederkehrenden Brückenprüfungen so anzulegen, daß die Einflußgrößen bei jedem Prüfungstermin konstant sind, wie dieses der gegenwärtigen Praxis entspricht, muß die Frage nach der notwendigen Konstanz der Einflußgrößen gestellt werden. Ihre Änderungen gegenüber einer Referenzepoche müssen so klein sein, daß ihre Auswirkungen sich nicht negativ auf die Genauigkeit der Messung auswirken. Häufig werden für die plastischen Verformungen eine Genauigkeit von 1 mm gefordert. Dieses bedingt, daß die Auswirkung der Einflußgrößen kleiner als 0.5 mm sein sollten.

Tab. 2: Erlaubte Abweichungen der Einflußgrößen von den Bezugswerten, wenn die Auswirkungen kleiner als 0.5 mm sein sollen.

Einflußgröße	Temperatur [°C]	Tide [cm]	Verkehrslast [to]
erlaubte Abweichung	1.6	39	78

Zur Beurteilung der Werte in der Tabelle 2 ist zu sagen, daß man bei der Temperatur sicherlich gezwungen ist, diese zu messen. Niemand wird ohne Messung gewährleisten können, daß die Temperatur um weniger als 1.6 °C von der Temperatur bei der

Messung der Referenzepoche abweicht. Bei den örtlichen Gegebenheiten dauert es im ungünstigsten Fall ca. 47 Minuten, bis sich der Wasserstand der Elbe um 39 cm ändert. Daraus ergeben sich erhebliche Anforderungen hinsichtlich der zeitlichen Durchführung der Überwachungsmessungen. Auch hier wird es einfacher sein, den Pegelstand zu messen. Bei der Verkehrslast ist zu berücksichtigen, daß sich die angegebenen 78 to auf einen Zeitraum von 5 Minuten beziehen. Hier wird es in der Praxis ohne Messung kaum möglich sein, zu entscheiden, ob innerhalb dieses Zeitraumes zwei schwere Lastkraftwagen die Brücke überquert haben oder nicht. Bei der hier angenommenen Meßgenauigkeit sind somit alle beeinflussenden Kräfte zu messen.

5 SCHLUSSBETRACHTUNG

In dem vorliegenden Aufsatz wurden die Bewegungen einer Brücke anhand eines konkreten Beispiels veranschaulicht. Bei der Brückenprüfung durch ingenieurgeodätische Methoden ist nach Möglichkeit eine dynamische Modellbildung vorzunehmen, da nur so die Ursachen für die Verformung deutlich werden und überprüft werden können. Ist man lediglich an plastischen Verformungen interessiert, ist genau zu prüfen, wie die Auswirkungen der Einflußgrößen bei der Messung sind. Dieses betrifft nicht nur die langsam ablaufenden, auch die schnell ablaufenden Bewegungen können sich auf die schwingfähigen Bauteile der verwendeten Instrumente auswirken.

6 LITERATUR

(BAST, 1980): Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): *Vermessungstechnische Kontrolle im Rahmen der Überwachung und Prüfung von Straßen- und Wegbrücken nach DIN 1076*. Schlußbericht der Projektgruppe VK 1076, Köln, Juni 1980.

(DIN 1076, 1983) *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung*, 1983.

- (DOLL, 1994): Doll, H.: *Eigenfrequencies and Normal Modes of the Norderelb Bridge near Hamburg: Numerical and Measuring Investigations*. In 12th International Modal Analysis Conference, Honolulu/Hawaii 1994.
- (DOLL u.a., 1995): Doll, H.; Hildebrandt, P.; Kuhlmann, H.; Schütze, M.: *Abschlußbericht zum Forschungsprojekt „Wissensbasiertes System -Meßtechnik im Bauwesen-“*. Hannover 1995, unveröffentlicht.
- (GRABOWSKI, 1975): Grabowski, J.: *Kurzperiodische Bewegungen von Hafengebäuden unter dem Einfluß der Gezeiten*. International FIG-Symposium of Deformation Measurements by Geodetic Methods, Krakau, Polen 1975.
- (KUHLMANN / PELZER, 1993): Kuhlmann, H.; Pelzer, H.: *Brückenüberwachung am Beispiel der Norderelbbrücke in Hamburg*. In Mitteilungen der geodätischen Institute der Technischen Universität Graz, Folge 78 (Festschrift Schelling), Graz 1993.
- (LEBEK / KNABENSCHUH, 1983): Lebek, D.E.; Knabenschuh, H.: *Verformungsmessungen an Brückenbauwerken; Anforderungen und Lösungsmöglichkeiten*. In VDI-Berichte 472: Ingenieurvermessung, Vermessungsprobleme im Bauingenieurwesen, VDI-Verlag, Düsseldorf 1983.
- (PELZER, 1980): Pelzer, H.: *Besonderheiten der Auswertung kontinuierlicher Messungen und Probleme ihrer Interpretation*. In Veröffentlichungen des Geodätischen Institutes der RWTH Aachen, Nr. 28: Kontinuierliche Messungen in der Ingenieurgeodäsie, Aachen 1980.
- (PELZER, 1993): Pelzer, H.: *Kinematische und dynamische Fragestellungen der Ingenieurgeodäsie*. Vermessungswesen und Raumordnung, Heft 8, Dümmler-Verlag, Bonn 1993.



ZUR ANWENDUNG PHOTOGRAMMETRISCHER MESSTECHNIK IN GRUNDBAU UND BODENMECHANIK

Jürgen Dold
Jürgen Peipe

1. EINLEITUNG

Die Photogrammetrie ist ein Verfahren zur 3D-Vermessung von Objekten durch Verarbeitung der Bilder analoger und digitaler Kameras. Mit flexiblen Aufnahme- und Auswertetechniken können unterschiedlichste Meßaufgaben gelöst werden, weitgehend unabhängig von der Lage, Form, Größe und dem Zustand eines Objekts. Besondere Kennzeichen der Photogrammetrie sind einerseits die optische, berührungsfreie und simultan flächenhafte Objekterfassung, die den Aufnahmegegenstand in einem bestimmten Moment dokumentiert, und andererseits die hochgenaue Verarbeitung der Bilder mit Hilfe spezieller Geräte, Meß- und Rechenmethoden (siehe z.B. KARARA, 1989; BREUCKMANN, 1993; GRUEN, 1994; DOLD, 1995). Die Genauigkeit des Verfahrens ist vom Aufnahmegerät, vom Bildmaßstab, von der Güte der Strahlenschnitte am Objekt (Aufnahmeanordnung), von der Genauigkeit der Bildmessung und vom Auswertealgorithmus abhängig.

Als Ergebnis der photogrammetrischen Vermessung werden die Position und die Orientierung der aufgenommenen Bilder im Raum und vor allem 3D-Koordinaten von Objektpunkten zusammen mit ihrer Genauigkeit bestimmt. Das Verformungsverhalten von Objekten kann durch sequentielle Aufnahme mehrerer Verformungszustände (Epochen) und den Vergleich der daraus berechneten Objektpunktfelder ermittelt werden (siehe die Beispiele in Kap. 2).

Um die Arbeitsweise photogrammetrischer Systeme zu verdeutlichen, wird im folgenden der typische Ablauf einer photogrammetrischen Vermessung beschrieben. Anschließend wird eine spezielle Aufnahmemethode zur Bewegungsanalyse erläutert (Motografie). Zuletzt wird ein digitales 3D-Meßsystem vorgestellt, das den heutigen Stand photogrammetrischer Aufnahme- und Auswertetechnik widerspiegelt.

2. DAS PHOTOGRAMMETRISCHE MESSVERFAHREN

Der typische Ablauf einer photogrammetrischen Vermessung gliedert sich in folgende Arbeitsschritte:

1. Vorbereitung des Meßobjekts
2. Bildaufnahme
3. Bildmessung und Objektrekonstruktion
4. Analyse der Ergebnisse.

2.1 Vorbereitung des Meßobjekts

2.1.1 Markierung der Meßstellen

Meßstellen, die die Form eines Objekts repräsentieren bzw. über deren Verhalten eine Aussage zu treffen ist, können für die photogrammetrische Messung durch verschiedene Merkmale (Kreise, Linien, Grauwertverteilungen,...) definiert werden. Je nach Art der Merkmale sind unterschiedliche Methoden der Bildauswertung erforderlich (DOLD, 1995). Am weitesten verbreitet und am besten geeignet für eine automatisierte und präzise Vermessung ist die Verwendung von Zielmarken. Die meist kreisförmigen Zielmarken werden an den Meßstellen angebracht (durch Kleben, Magnete, Einstecken in Löcher etc.). Oft werden retroreflektierende Zielmarken benutzt, die durch Blitzlicht zur Rückstrahlung angeregt werden. Diese Technik erlaubt sehr kurze Belichtungszeiten und macht den gesamten Auswerteprozess robust gegenüber Störlicht (z.B. Sonneneinstrahlung). Punktförmige Markierungen, Linien, Gitter und sonstige Muster können auch auf das Objekt projiziert werden, um dessen Oberfläche zu signalisieren. Natürliche Merkmale wie z.B. Eckpunkte oder Bohrungen sind ebenfalls verwendbar, lassen aber keine vergleichbar hohe Genauigkeit der Bildmessung zu.

2.1.2 Maßstabsinformation

Sollen nicht relative Veränderungen eines Objekts, sondern absolute Maße bestimmt werden, so muß im Objektraum mindestens eine Entfernung zwischen zwei Meßpunkten bekannt sein. Dies kann z.B. durch Positionierung eines Maßstabs geschehen, der sich in den Meßbildern zusammen mit dem Objekt abbildet. Empfehlenswert ist, nicht nur einen, sondern mehrere Maßstäbe zu verwenden, die eine gegenseitige Kontrolle erlauben.

Die Länge eines Maßstabs muß so genau bekannt sein (Kalibrierung), wie es die Meßaufgabe erfordert. Wird z.B. eine Genauigkeit der Längenmessung im Objektraum von 10^{-5} verlangt, so muß auch der Maßstab mindestens mit dieser, möglichst mit besserer Genauigkeit bestimmt werden. Es ist schwierig, den Maßstab stabil zu halten, wenn das Objekt zum Beispiel bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen (Temperaturveränderungen) zu vermessen ist. In diesem Fall verwendet man entweder einen relativ temperaturstabilen Maßstab (aus Invar, Kohlefaser...) oder man bestimmt seine Längenänderung (z.B. durch kontinuierliche Messung mit einem induktiven Wegaufnehmer).

2.1.3 Bezugskordinatensystem

Oft besteht der Wunsch, die photogrammetrischen Meßergebnisse in einem bestimmten, vorgegebenen Koordinatensystem zu erhalten bzw. darzustellen. Beispielsweise soll eine senkrechte Mauer in der XZ-Ebene des Koordinatensystems stehen und dazu rechtwinklig die Y-Richtung verlaufen. Um dies zu erreichen, muß das Koordinatensystem in den Bildern "sichtbar" gemacht werden. Dies geschieht im allgemeinen durch Meßpunkte, die am Objekt oder in seiner Nähe angebracht sind. Für die Definition des Koordinatensystems genügen - bei bekanntem Maßstab - drei Meßpunkte mit sechs Koordinatenwerten, wobei z.B. für den ersten Meßpunkt XYZ, den zweiten XY und den dritten nur X festgelegt werden (DOLD, 1993).

2.2 Bildaufnahme

Für die Bildaufnahme werden analoge und digitale Kameras eingesetzt. Analoge Kameras zeichnen Meßbilder auf Film auf. Unterschiedliche Bildformate stehen zur Verfügung, vom Kleinbildformat ($24 \times 36 \text{ mm}^2$) über das Mittelformat ($60 \times 60 \text{ mm}^2$) bis hin zum Großformat ($4" \times 5"$, $130 \times 180 \text{ mm}^2$, $230 \times 230 \text{ mm}^2$; LUHMANN, 1991). Digitale Kameras können bislang nur mit kleinerem Bildformat produziert werden. So weisen Standard-CCD-Kameras (750×580 Bildelemente) eine Sensorgröße von etwa $8 \times 6 \text{ mm}^2$ und moderne Still Video Kameras (2000×3000 Bildelemente) von etwa $20 \times 30 \text{ mm}^2$ auf. Größere Bildformate werden durch scannende Kameras erzeugt (bis zu 20000×20000 Bildelemente; LENZ und LENZ, 1993). Still Video Kameras, wie z.B. die Kodak DCS 460 (PEIPE, 1995; Kap. 4.1), werden immer häufiger verwendet. Sie bieten hohen Bedienungskomfort und erlauben die Speicherung der Meßbilder auf einer internen, auswechselbaren Festplatte. Sie können wie analoge Kameras unabhängig vom Rechner vor Ort eingesetzt werden.

Analoge Kameras werden in der photogrammetrischen Meßtechnik zunehmend durch digitale Kameras verdrängt, da die Verarbeitung photographischer Bilder (z.B. wegen der Filmentwicklung) wesentlich mehr Zeit in Anspruch nimmt. Lediglich großformatige analoge Kameras bieten derzeit noch Vorteile hinsichtlich Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit, wenn große Objekte (>10 m) photogrammetrisch vermessen werden sollen.

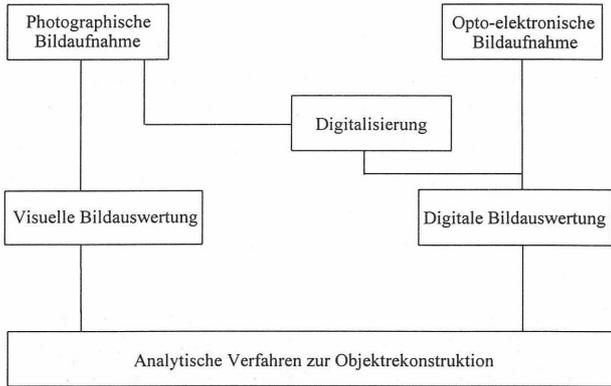
Die Bildaufnahme, d.h. die eigentliche Arbeit am Objekt, ist in der Regel sehr schnell durchführbar, da nur die kurze Belichtungszeit der Meßbilder erforderlich ist, um den momentanen Zustand eines Objekts zu erfassen. Einige einfache Regeln sind zu beachten. Jede Meßstelle muß in mindestens zwei unterschiedlichen Bildern enthalten sein, wobei deren Aufnahmerichtungen sich nicht in sehr stumpfen oder spitzen Winkeln schneiden sollen. Es ist nicht notwendig, die Aufnahmestandpunkte und Aufnahmerichtungen vor Ort einzumessen, da deren Bestimmung innerhalb der photogrammetrischen Objektrekonstruktion erfolgt.

Wird nur mit einer Kamera gearbeitet, werden die Bilder sequentiell aufgenommen. Bei dieser Arbeitsweise muß gewährleistet sein, daß sich Form und Position des Objekts zwischen dem ersten und dem letzten Meßbild nicht verändern. Ist diese Voraussetzung nicht gewährleistet (z.B. bei der Vermessung kinematischer Prozesse), so sind mehrere Kameras einzusetzen, die das Objekt aus unterschiedlichen Richtungen simultan erfassen. Die sequentielle Bildaufnahme z.B. mit einer Still Video Kamera nimmt nur wenige Minuten in Anspruch. Dies bedeutet kurze Arbeitszeiten und höchstens geringe Störungen der Produktions- bzw. Versuchsabläufe vor Ort. Moderne photogrammetrische digitale on-line Meßsysteme erlauben sogar eine Koordinatenbestimmung für 50-100 Meßstellen im Takt von 2-5 Sekunden (BROWN und DOLD, 1995; Kap. 4.2).

2.3 Bildmessung und Objektrekonstruktion

Je nach Art der Bildaufnahme (analog oder digital) ergibt sich ein unterschiedlicher Verfahrensablauf der Auswertung (Abb. 1). Bei photographischer Bildaufnahme entsteht ein Zeitverzug wegen der Filmentwicklung (off-line Prozeß). Benutzt man digitale Kameras zur Bildgenerierung, so ist on-line bzw. sogar real-time Auswertung möglich.

Abb. 1 Photogrammetrische Meßsysteme



Photographische Meßbilder können visuell oder - nach Analog/Digitalwandlung - digital und weitgehend automatisiert ausgemessen werden. In digitalen Monokomparatoren werden die Photos mit einer über dem Bildträger verschiebbaren CCD-Kamera in Teilbildern hochgenau digitalisiert; die Bildkoordinatenmessung wird mit Verfahren der digitalen Bildverarbeitung durchgeführt (BROWN, 1987; DOLD und SUILMANN, 1993). Auf diese Weise sind Bildmeßgenauigkeiten von bis zu 0.5 bis 1 μm bei der Messung von Zielmarken erreichbar.

Mit digitalen Kameras aufgenommene Meßbilder werden nicht an speziellen photogrammetrischen Geräten, sondern am Computer ausgemessen. Sie können unmittelbar nach der Bildübertragung in den Rechner mit Hilfe digitaler Bildauswerteverfahren bearbeitet werden. Die Meßgenauigkeit beträgt ca. 0.3 bis 0.5 μm bei subpixelgenauer automatischer Lokalisierung von Zielmarken.

Im Anschluß an die Bildmessung werden die 3D-Koordinaten aller Meßstellen mit Hilfe der photogrammetrischen Mehrbild-Triangulation berechnet. Genauigkeiten im Objektraum von $1 \cdot 10^{-5}$ bis $0.5 \cdot 10^{-5}$ (100 - 50 μm bei 10 m Objektgröße) sind erreichbar. Die Anzahl der Meßbilder und das Bildformat beeinflussen die Meßgenauigkeit. So kann z.B. ein fünf Meter großes Objekt mit etwa fünf Bildern einer großformatigen Kamera mit gleicher Genauigkeit vermessen werden wie mit etwa 20 Bildern einer digitalen Still Video Kamera. Der Einsatz analoger Kameras ist also sinnvoll, wenn Objekte mit Ausdehnungen von mehr als 10 Metern mit Meßunsicherheiten im Bereich von $1 \cdot 10^{-5}$ zu erfassen sind. Bei kleinerer Objektausdehnung sind digitale Meßsysteme wirtschaftlicher, obwohl eine höhere Bildanzahl erforderlich ist.

2.4 Analyse der Meßergebnisse

Neben der Berechnung von 3D-Koordinaten der Meßstellen ist auch die Aufbereitung bzw. Weiterverarbeitung der Ergebnisse von Bedeutung. Zur Beurteilung von Formveränderungen sind graphische Darstellungen der Verschiebungs- und Dehnungsfelder von Interesse. Da die photogrammetrisch bestimmten Punkthaufen dreidimensional vorliegen, können auch dreidimensionale Verschiebungs- und Dehnungsfelder berechnet werden. Die 3D-Koordinaten der Meßstellen im ASCII-Format sind in den meisten Analyseprogramme direkt verwendbar (Abb. 2 - 5).

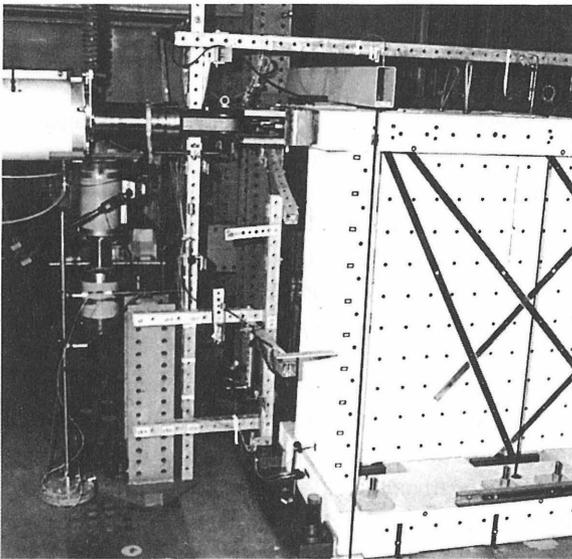
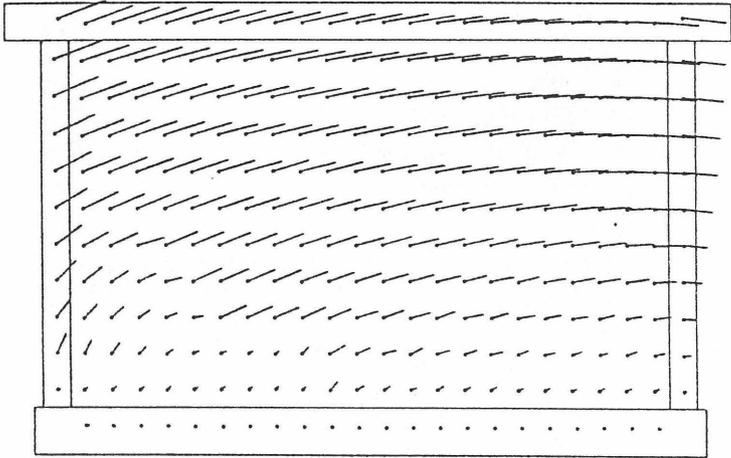


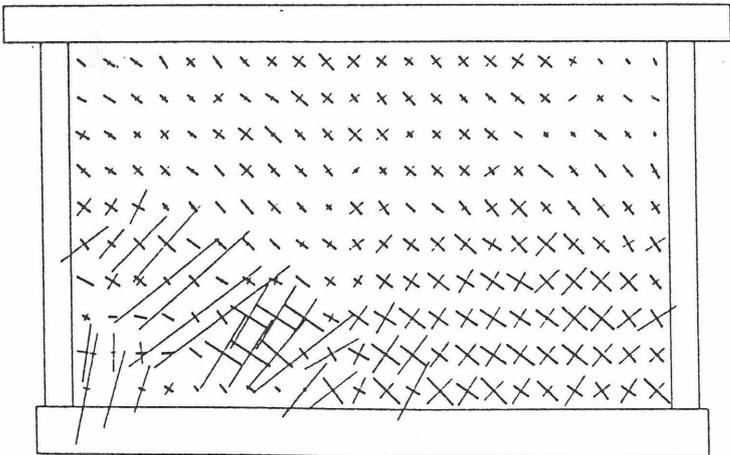
Abb. 2 Versuchsaufbau bei der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA: In Zusammenarbeit mit der Firma HILTI AG wurden Verfahren entwickelt, um schubbeanspruchte Mauerwerkswände in seismisch gefährdeten Zonen mit Faserverbundwerkstoffen zu verstärken. Durch die Verstärkung sollte erreicht werden, daß die Duktilität und Schubtragfähigkeit des Mauerwerks erhöht wird und eine gleichmäßige Rißverteilung über das Mauerwerk entsteht. Die Verstärkungen wurden unter Laborbedingungen an etwa $2 \times 4 \text{ m}^2$ großen Mauerwerkswänden erprobt. Da es sich bei den durchgeführten Erdbebensimulationen um kinematische Prozesse handelte, mußten fünf analoge großformatige Kameras für die Zustandserfassung eingesetzt werden. Die photogrammetrische Auswertung lieferte das 3D-Verformungsverhalten des Mauerwerks mit einer Genauigkeit von ca. $20 \mu\text{m}$ (SCHWEGLER und DOLD, 1993). In der Abbildung sind ein Teil des Mauerwerks und die Vorrichtung zur Kräfteinleitung erkennbar.

Abb. 3 Ergebnisdarstellung für einen EMPA-Versuch (aus SCHWEGLER und DOLD, 1993)



2.00 mm
Massstab: \longleftrightarrow

a) Verschiebungsfeld



$\epsilon \geq 0$: --- $\epsilon < 0$: --- Massstab: \longleftrightarrow 0.001000

b) Dehnungsfeld

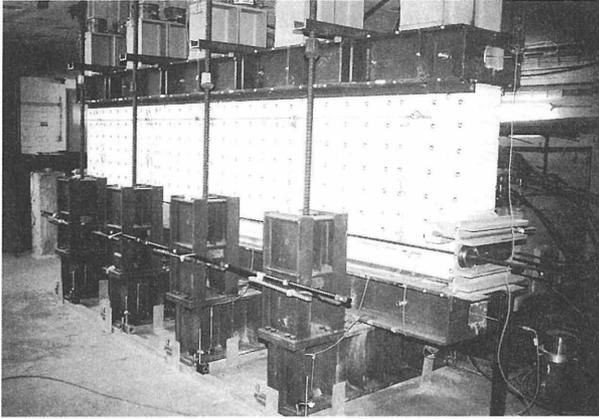


Abb. 4 Versuchsaufbau bei der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen MPA, Braunschweig: Eine Reihe von Versuchen der MPA hatte zum Ziel, Bruchsteinmauerwerke durch Injektions- und Vorspanntechniken gegenüber Setzungen des Untergrundes zu konsolidieren. Hierfür wurden unter Laborbedingungen Biegeversuche an Testwänden durchgeführt (WARNECKE, 1992) und photogrammetrisch Deformationen bestimmt (DOLD, 1993). Zwischen den Mauerwerkszuständen unterschiedlicher Kräfteinleitungen waren Ruhephasen, so daß die Zustände mit nur einer Kamera erfaßt werden konnten. Die Anwendung einer analogen großformatigen Kamera in Verbindung mit einem digitalen Monokomparator ist sinnvoll, da durch die hohen Objektgenauigkeiten (Standardabweichungen von 10-20 μm) die Verformungen schon bei geringer Kräfteinleitung aufgedeckt werden können.

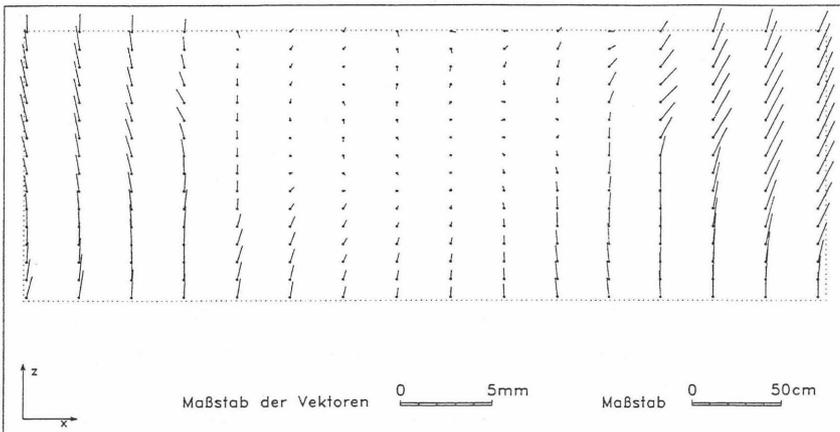
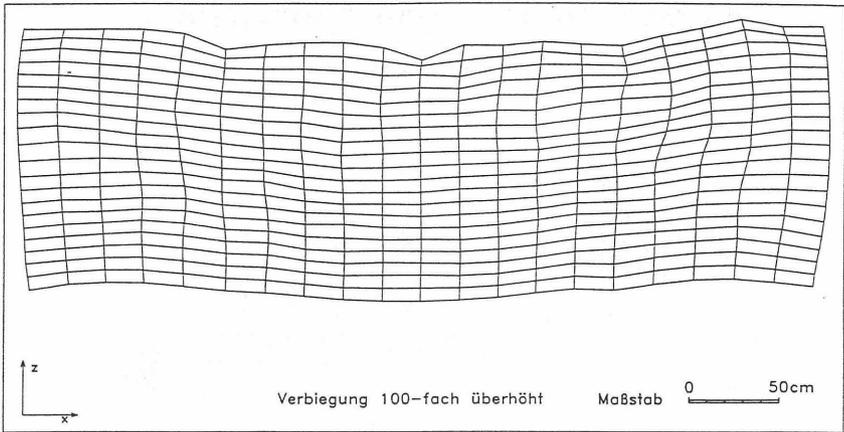


Abb. 5 Ergebnisdarstellung für einen MPA-Versuch (aus DOLD et al., 1993)
a) Interpoliertes Bewegingsvektorfeld



b) Verbiegungsmuster

3. MOTOGRAFISCHE AUFNAHMETECHNIK ZUR ANALYSE VON BEWEGUNGEN

Zur Erfassung kinematischer Vorgänge kann ein spezielles Aufnahmeverfahren eingesetzt werden, die Motografie (BAUM, 1980, 1983, 1986; DORRER und PEIPE, 1987). Diskrete Meßstellen am Objekt, die an dessen Bewegung repräsentativ teilnehmen, werden mit aktiven oder passiven Lichtquellen signalisiert, z.B. mit kleinen Lämpchen und LED's oder Leuchtfarbpunkten, die durch Bestrahlung mit UV-Licht zur Fluoreszenz angeregt werden. Wird das Objekt während der Bewegung von einer oder mehreren Kameras mit geöffnetem Verschuß aufgenommen, so werden Leuchtspuren aufgezeichnet, die die Lageänderungen der markierten Einzelpunkte abbilden.

Mit Hilfe eines Impulsgebers kann man erreichen, daß die Signale mit wählbarer Frequenz aufleuchten. Dadurch wird die Leuchtspur in Liniestücken bzw. Punkten registriert. Dies erleichtert die anschließende Bildmessung und die Zuordnung der Meßstellen in den verschiedenen Bildern. Außerdem können bei bekanntem Zeitabstand der Spurpunkte Aussagen über Geschwindigkeit und Beschleunigung des Objekts zwischen benachbarten Meßstellen gemacht werden.

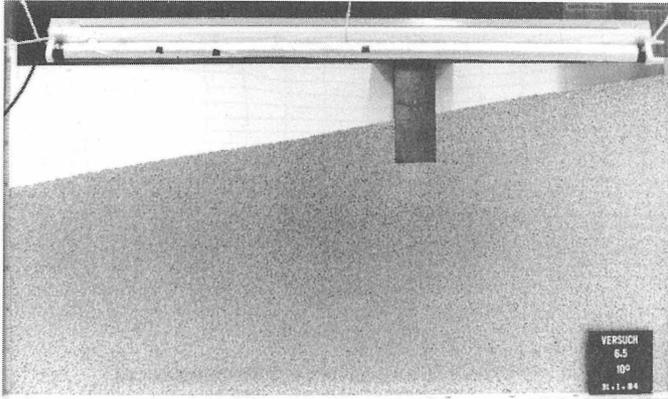


Abb. 6a Versuchsaufbau mit Stäbchen, Modellfundament und UV-Leuchtstoffröhre (im Vordergrund) bei Tageslicht

Die Bildmessung und Objektrekonstruktion erfolgt - wie in Kap. 2 geschildert - mit Methoden der digitalen bzw. analytischen Photogrammetrie. Wegen der in der Regel hohen Anzahl von Meßpunkten ist automatische Bildmessung empfehlenswert. Ergebnis der Objektrekonstruktion sind räumliche Koordinaten der Leuchtpunkte.

Als Beispiel für die Anwendung fotografischer Aufnahmetechnik und photogrammetrischer Auswertung soll auf ein Projekt verwiesen werden, das vor einigen Jahren in Zusammenarbeit mit dem Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München durchgeführt wurde (PEIPE und GÜTHNER, 1984; SCHWEITZER, 1987). Im Modellversuch sollten Verformungen erzeugt, sichtbar gemacht und ausgemessen werden, die belastete Gründungskörper (Fundament, Pfahl, etc.) auf den Boden ausüben. Der natürliche Boden wurde in diesem Fall durch zylindrische Aluminium-Stäbchen mit unterschiedlichem Durchmesser ersetzt ("Schneebeli-Modell"). Die Gesamtheit der Stäbchen in einem bestimmten Mischungsverhältnis simulierte einen sandig-kiesigen Boden, ihre Stirnflächen bildeten einen senkrechten Schnitt von 1.6 m Länge und 0.7 m Höhe durch den Modellboden (Abb. 6a).

Mit einer hydraulischen Pumpe wurde nun ein Block aus Hart-PVC als Modellfundament lotrecht eingepreßt. Die daraus resultierenden Bewegungen der Stäbchen wurden mit einer analogen Mittelformatkamera photographiert. Da die Frontseiten einer Reihe von Stäbchen zuvor zentrisch angebohrt und die Bohrungen mit

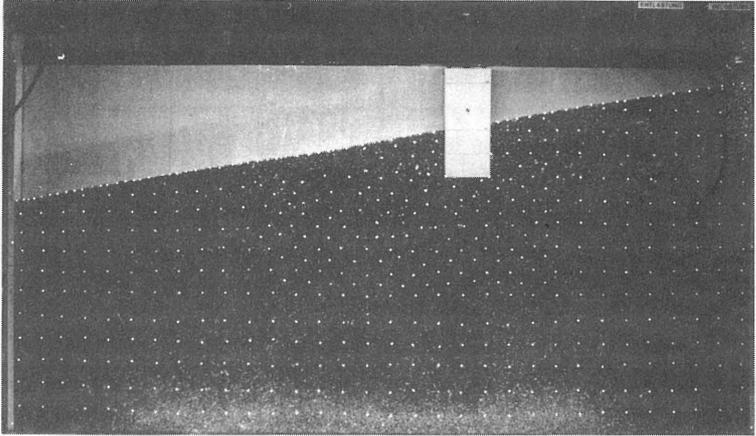


Abb. 6b Modell bei UV-Licht vor Kraffteinleitung: Die markierten Stäbchen treten als Leuchtpunkte aus der Masse der anderen Stäbchen deutlich hervor.

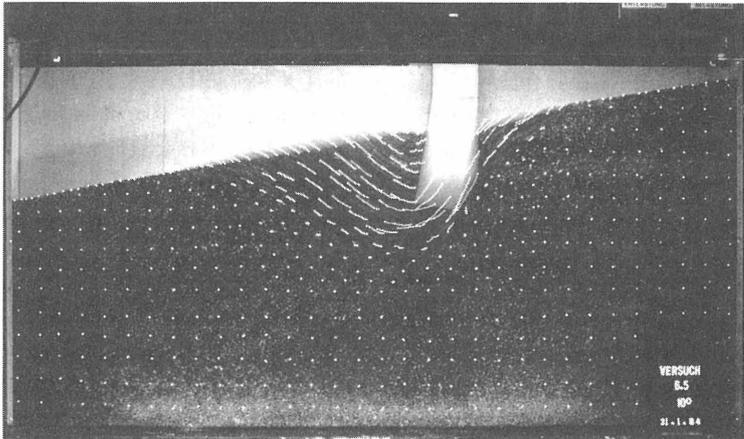


Abb. 6c Modell bei UV-Licht nach Kraffteinleitung: Die Bewegungsspuren der markierten Stäbchen zeigen die im Boden auftretenden Verformungen.

Leuchtfarbe gefüllt worden waren (Abb. 6b), bildeten sich ihre Lageveränderungen als Leuchtsuren ab, solange sie mit UV-Licht bestrahlt wurden (Abb. 6c). Die Aufnahmen wurden photogrammetrisch ausgewertet, wobei die Maßstabsinformation aus einigen am Rahmen des Versuchsaufbaus angebrachten Maßstäben mit Leuchtpunkten in kalibriertem Abstand abgeleitet wurde. Als Ergebnis wurden die Koordinaten der Meßpunkte auf den Leuchtsuren mit einer Genauigkeit von ± 0.2 mm erhalten.

4. EIN DIGITALES PHOTOGRAMMETRISCHES SYSTEM

Digitale photogrammetrische Meßsysteme werden wegen ihrer Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit zunehmend attraktiver für meßtechnische Anwendungen (z.B. BENNING und EFFKEMANN, 1991; BEYER, 1992; BEYER et al., 1995; BROWN und DOLD, 1995; FELLBAUM und GODDING, 1995; HAGGRÉN, 1992; PEIPE et al., 1993; PETERSEN, 1992; WOYTOWICZ, 1994). Wesentliche Gründe hierfür sind die Entwicklung digitaler Kameras mit relativ großem Bildformat und rasante Fortschritte der Rechnertechnologie zur Verwaltung und Verarbeitung großer Datenmengen.

Als Beispiel für ein digitales photogrammetrisches Meßsystem für off-line und on-line Anwendungen wird im folgenden V-STARS von Leica (BROWN und DOLD, 1995) vorgestellt.

4.1 Off-line System

V-STARS/E ist ein off-line System, das im wesentlichen aus einer digitalen Still Video Kamera (Kodak DCS Serie) und einem Notebook mit Software zur Bildmessung und Objektrekonstruktion besteht. Für die Markierung der Meßstellen werden ausschließlich retroreflektierende Zielmarken verwendet, um höchste Meßgenauigkeit zu erreichen. Ein wesentlicher Vorteil des Systems ist, daß die digitalen Bilddaten auf der Wechselfestplatte der Still Video Kamera intern gespeichert werden, d.h. die Kamera muß während der Aufnahme nicht mit dem Rechner verbunden sein. Derzeit erhältliche Wechselfestplatten (PCMCIA) haben eine Kapazität von etwa 300 Megabyte. Auf einer Festplatte können daher ca. 200 bzw. 50 Bilder gespeichert werden, je nachdem, ob man die Kodak DCS 420 (1.5 Mio. Bildelemente) bzw. die hochauflösende Kodak DCS 460 (6 Mio. Bildelemente) einsetzt.

Im unmittelbaren Anschluß an die Bildaufnahme kann die Wechselfestplatte mit wenigen Handgriffen der Kamera entnommen und in das PCMCIA-Laufwerk des Notebook gesteckt werden, um die Meßbilder zu übertragen. Die Auswertung erfolgt dann weitgehend automatisiert mit Methoden der digitalen Bildverarbeitung.

Das Meßsystem aus digitaler Kamera und Notebook ist einfach handhabbar und transportabel (Gewicht < 10 kg) und ermöglicht flexible Objektaufnahme und Objektrekonstruktion vor Ort in kurzer Zeit. Es wird seit etwa zwei Jahren in der Luftfahrt-,

Schiffbau- und Nuklearindustrie eingesetzt. Objekte wie z.B. große Bauvorrichtungen in der Luftfahrtindustrie ($6 \times 6 \times 8 \text{ m}^3$) können mit einer Kodak DCS 460 mit einer Meßunsicherheit von etwa 0.1 mm vermessen werden.

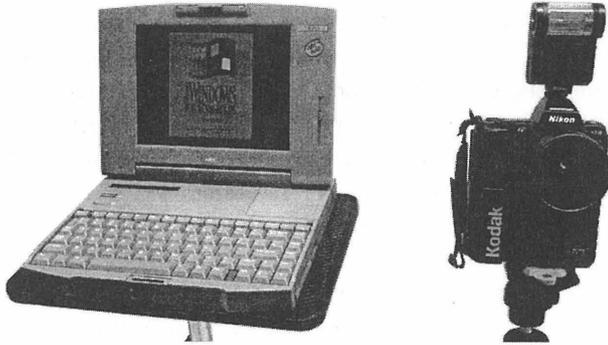


Abb. 7 V-STARS/E bestehend aus Notebook und Kodak DCS Still Video Kamera



Abb. 8 V-STARS/M, bestehend aus Meßwagen und zwei Kodak Megaplug Kameras

4.2 On-line System

V-STARS/M ist ein Meßsystem, das im off-line oder on-line Modus betrieben werden kann. Es besteht aus mindestens zwei Kodak Megaplug Kameras (Megaplug 1.4 mit ca. 1.3 Mio. Pixel bzw. Megaplug 4.2 mit ca. 4 Mio. Pixel), die durch Kabel mit einem Rechner verbunden sind. Der schnelle Bilddatentransfer von der Kamera zum Rechner (2 Bilder/Sekunde) erlaubt im on-line Modus die Vermessung kinematischer Prozesse. Will man beispielsweise Verformungen kontinuierlich beobachten, so bestimmt V-STARS/M die Koordinaten von 50 bis 100 Meßpunkten im Takt von 2-5 Sekunden. Die unmittelbar nach der Bildaufnahme bereitstehenden Meßergebnisse (Verschiebungsvektoren) können für die Steuerung des Versuchsablaufs (z.B. Steuerung der Krafteinleitung) genutzt werden.

Das seit Mitte 1995 existierende System wird derzeit in der Luft- und Raumfahrtindustrie eingesetzt. Im on-line Modus mit zwei Kameras wird eine Meßgenauigkeit (Standardabweichung der Objektkoordinaten) von etwa 0.05 mm bei einer Objektgröße von 3 m erreicht.

5. LITERATURHINWEISE

- Baum, E., 1980, 1983, 1986: Motografie I, II und III. Forschungsberichte Nr. 226, 324 und 468, Bundesanstalt für Arbeitsschutz, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven
- Benning, W., Effkemann, C., 1991: PHIDIAS - ein photogrammetrisch interaktives digitales Auswertesystem für den Nahbereich. Z f Photogrammetrie und Fernerkundung 59(3), 87-93
- Beyer, H.A., 1992: Geometric and Radiometric Analysis of a CCD-Camera Based Photogrammetric Close-Range System. Mitteilungen Nr. 51, Inst. Geodäsie & Photogrammetrie, ETH Zürich, Zürich, 186 S.
- Beyer, H.A., Uffenkamp, V., van der Vlugt, G., 1995: Quality Control in Industry with Digital Photogrammetry. In: Optical 3-D Measurement Techniques III (Hrsg. A. Gruen und H. Kahmen), Wichmann Verlag, Karlsruhe, 29-38
- Breuckmann, B. (Hrsg.), 1993: Bildverarbeitung und optische Meßtechnik in der industriellen Praxis. Franzis-Verlag, München, Abschn. 7: Photogrammetrie, 155-174, und Abschn. 14: Industrielle Anwendungen der Photogrammetrie, 295-314 (Autor: W. Riechmann)

- Brown, D.C., 1987: AutoSet - An Automated Monocomparator Optimized for Industrial Photogrammetry. Int. Conf. and Workshop on Analytical Instrumentation, Phoenix, Arizona
- Brown, J., Dold, J., 1995: V-STARS - A System for Digital Industrial Photogrammetry. In: Optical 3D-Measurement Techniques III (Hrsg. A. Gruen und H. Kahmen), Wichmann Verlag, Karlsruhe, 12-21
- Dold, J., 1993: Hochgenaue photogrammetrische Verformungsmessungen in der Materialprüfung. Vermessungswesen und Raumordnung 55 (7), 382-389
- Dold, J., Suilmann, G., 1993: Das RolleiMetric 3D-Industriemeßsystem. Z für Photogrammetrie und Fernerkundung 61 (2), 50-62
- Dold, J., Reinking, J., Warnecke, P., 1993: The Analysis of High Precision Photogrammetric Deformation Measurements on Masonry Walls. Presented to the Seventh International FIG Symposium on Deformation Measurements, Banff, May 2-6, 1993
- Dold, J., 1995: Photogrammetrische Koordinatenbestimmung. Abschn. 3.3.4 in: Vermessungsverfahren im Maschinen- und Anlagenbau (Red. W. Schwarz), Schriftenreihe des DVW, Bd. 13, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 187-204
- Dorrer, E., Peipe, J., 1987: Motografie. Symposium 11./12. März 1986. Schriftenreihe Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr München, H. 23, 280 S.
- Fellbaum, M., Godding, R., 1995: Economic Solutions in Photogrammetry through a Combination of Digital Systems and Modern Estimation Techniques. In: Optical 3-D Measurement Techniques III (Hrsg. A. Gruen und H. Kahmen), Wichmann Verlag, Karlsruhe, 362-371
- Gruen, A., 1994: Digital Close-Range Photogrammetry - Progress through Automation. Int. Arch. Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. 30/5, Melbourne, 122-135
- Haggrén, H., 1992: On System Development of Photogrammetric Stations for On-line Manufacturing Control. Acta Polytechnica Scandinavica, Ci 97, Helsinki
- Karara, H.M. (Hrsg.), 1989: Non-Topographic Photogrammetry, 2nd Edition. American Society for Photogrammetry and Remote Sensing (ASPRS), Falls Church, Virginia/USA
- Lenz, R., Lenz, U., 1993: New Developments in High Resolution Image Acquisition with CCD Area Sensors. In: Optical 3D-Measurement Techniques II (Hrsg. A. Gruen und H. Kahmen), Wichmann Verlag, Karlsruhe, 53-62
- Luhmann, T., 1991: Aufnahmesysteme für die Nahbereichsphotogrammetrie. Z für Photogrammetrie und Fernerkundung 59 (3), 80-87

- Peipe, J., GÜthner, K., 1984: Zur Anwendung der UV-Motografie bei Modellversuchen im Grundbau. Int. Arch. Photogrammetry & Remote Sensing, Bd. 25/A5, Rio de Janeiro, 612-621
- Peipe, J., 1995: Photogrammetric Investigation of a 3000 x 2000 Pixel High Resolution Still Video Camera. Int. Arch. Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. 30/5W1, Zürich, 36-39
- Peipe, J., Schneider, C.-T., Sinnreich, K., 1993: DPA - Entwurf und Realisierung einer PC-basierten digitalen Arbeitsstation für die Nahbereichsphotogrammetrie. Z f Photogrammetrie und Fernerkundung 61(2), 75-82
- Pettersen, A., 1992: Metrology Norway System - An On-line Industrial Photogrammetric System. Int. Arch. Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. 29/B5, Washington D.C., 43-49
- Schwegler, G., Dold, J., 1993: Simulation of Earthquakes on Strengthened Masonry Walls - Photogrammetric Determination of Kinematic Shape Changes. In: Optical 3D-Measurement Techniques II (Hrsg. A. Gruen und H. Kahmen), Wichmann Verlag, Karlsruhe, 41-49
- Schweitzer, F., 1987: Motografische Ermittlung von Bruchlinien bei Modellversuchen im Grundbau. In: Motografie. Symposium 11./12. März 1986 (Hrsg.: E. Dorrer und J. Peipe), Schriftenreihe Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr München, H. 23, 141-150
- Warnecke, P., 1992: Zur Kontrolle der Wirksamkeit ausgeführter Mauerwerkssanierungen mittels Probelastungen. In: Technologie und Anwendungen der Baustoffe, Zum 60. Geburtstag von Ferdinand Rostásy, Ernst u. Sohn Verlag, Berlin, 345-350
- Woytowicz, D., 1994: PHAUST - ein photogrammetrisches Auswertesystem für digitale Bilder. Vorträge 13. Wiss.-Techn. Jahrestagung der DGPF, Augsburg (Hrsg. F.K. List), Publ. der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie und Fernerkundung, Bd. 2, Berlin, 79-87

SCHWINGUNGSMESSUNG IN DER GEOTECHNIK

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Haupt

1 EINLEITUNG

Schwingungen und ihre Auswirkungen stellen in der Geotechnik häufig einen wesentlichen Teil des Arbeitsvorgangs dar, z. B. beim Rammen von Pfählen, Einrütteln von Spundbohlen oder Verdichten von Boden mit Tiefenrüttler oder Vibrationswalze. Die Schwingungen sind in diesen Fällen also erwünscht und werden mit mehr oder weniger großem Aufwand erzeugt. Auf der anderen Seite verursachen Erschütterungen in der Umgebung oft sehr unangenehme Probleme. Fast immer geht es darum, daß entweder Gebäude beschädigt, empfindliche Meß- und Kontrollgeräte oder Computer in ihrer Funktion beeinträchtigt werden oder Schaden nehmen, oder auch daß Personen sich durch Erschütterungen belästigt fühlen. Auch Straßen- und Schienenverkehr treten nicht selten als problematische Erschütterungsverursacher auf. Neben diesen Erscheinungsformen des Schwingungsproblems, mit denen der Grundbauingenieur noch am ehesten konfrontiert wird, stellen Schwingungen selbstverständlich bei den verschiedenen dynamischen Untersuchungsverfahren im Gelände und im Labor, mit denen die Wellenausbreitung oder die dynamischen Bodenkennwerte bestimmt werden, das wesentliche Untersuchungsprinzip dar. Soweit bei diesen Verfahren Besonderheiten auftreten, werden sie hier auch behandelt.

Fast immer sind die schwingenden Systeme viel zu kompliziert, um einer Berechnung überhaupt oder mit vertretbarem Aufwand zugänglich zu sein. Die Behandlung von Schwingungsproblemen ist deshalb fast immer - und in der Geotechnik wohl noch mehr als auf anderen Gebieten - eine Frage der **Schwingungsmessung**. Der vorliegende Beitrag befaßt sich daher im folgenden mit einigen bedeutenden Problemen und technischen Aspekten der Messung von Erschütterungen.

Es werden im wesentlichen praktische Gesichtspunkte betrachtet, die für den sinnvollen Einsatz von Schwingungsmeßgeräten und die richtige Durchführung der Messungen von Bedeutung sind. Elektronische Zusammenhänge und Einzelheiten, die der Bauingenieur ohnehin meist nicht nachvollziehen kann, werden höchstens am Rande behandelt.

2 TYPISCHE SCHWINGUNGSPROBLEME

Diejenigen, die es gewohnt waren, bei Schwingungsproblemen lediglich die Amplitude oder den maximalen Spitzenwert der Schwinggeschwindigkeit zu betrachten und die maßgebliche Frequenz allenfalls dann, wenn die Erhöhung der Anhaltswerte nach DIN 4150 Teil 3 in Anspruch genommen werden mußte, werden erstaunt sein, daß im folgenden sehr häufig von der Schwingfrequenz die Rede sein wird. Tatsächlich ist die Frequenz ein wesentlicher Parameter, der großen Einfluß auf die Meßgröße, z. B. Maximalwert der Beschleunigung, in bestimmten Bereichen auch auf die Phasenlage des gemessenen Signals und daher auf die Wahl der Meßgeräte hat.

Die Tabelle 1 zeigt eine - keineswegs vollständige - Zusammenstellung typischer Schwingungsprobleme in der Geotechnik. Mit angegeben sind auch übliche Frequenzbereiche und zweckmäßigerweise einzusetzende Typen von Schwingungsaufnehmern. Es gelten die Abkürzungen: SGA = Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer; BA = Beschleunigungsaufnehmer.

Wie die Zusammenstellung zeigt, sind die Meßaufgaben sehr unterschiedlicher Natur. Demzufolge sind auch sehr unterschiedliche Anforderungen an das Meßsystem zu stellen. Die Kenntnisse der Eigenschaften aller Komponenten des Meßsystems ist daher für deren aufgabengerechten Einsatz von entscheidender Bedeutung.

Messung	Quelle	Typischer Sensor	Typischer Frequenzbereich [Hz]
Erschütterungen in einem Haus (Fundament, Decken)	Sprengungen, Vibrationsverdichtung, Bohlenrütteln, Rammen	SGA	5 - 60
Erschütterungen im Untergrund (Prognose)	Verkehr (Straße/Schiene)	SGA BA	5 - 80
Schwingungen von Fundamenten	Maschinen	SGA/BA	3 - 100
Kirchturmschwingungen	Glockenläuten Wind	BA	0,2 - 5
Rayleighwellen-Dispersionsmessung, Refraktionsmessung	Schwingungserreger (stationär) Hammerschlag	SGA	10 - 100
Cross-Hole Down-Hole	Impulsgeber	BA	50 - 500
Integritätsmessung an Pfählen	Hammerschlag	BA	20 - ca. 3 kHz
Kraftmessung an Pfählen (Dyn. Tragfestigkeit)	Rambär Impulsgeber	Dehnungsmeßstreifen BA	20 - ca. 5 kHz
Schwingungen von Baumaschinen, Bohlen, dyn. Versuchsgeräten	Maschine, Antriebsmechanismus	BA	3 - 100

Tabelle 1: Typische Schwingungsprobleme in der Geotechnik

3 DIE MESSKETTE

3.1 Allgemeines

Die Meßkette besteht im wesentlichen aus dem Schwingungsaufnehmer, oft auch Kabelverbindungen, dem Signalverstärker und der Registriereinrichtung (Abbildung 1). Die zusätzliche Einheit zur Auswertung oder Manipulation der Daten gehört nur bedingt dazu. Aus praktischer Sicht hat es große Vorteile, wenn man bereits vor Ort eine Möglichkeit hat, die Meßsignale hinsichtlich Plausibilität und Vollständigkeit zu kontrollieren und erforderlichenfalls eine provisorische Auswertung vorzunehmen.

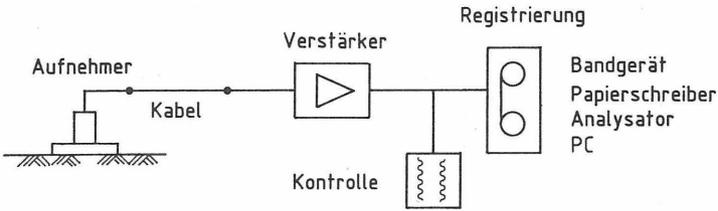


Abbildung 1: Meßkette

Weiterhin ist es sehr hilfreich, wenn die Kenndaten des Erschütterungsereignisses unmittelbar mit den Meßdaten gespeichert werden, damit später eine Zuordnung - z. B. die Nummer einer eingerüttelten Bohle zu dem entsprechenden Meßsignal - leicht möglich ist. Nach unserer Erfahrung eignet sich für die Kontrolle und den Kommentar sehr gut ein simultan aufzeichnender Papierschreiber, weil man bereits während des Verlaufs der Messung auf dem Papierstreifen viele relevanten Daten und Begleitumstände aufschreiben und sich so ein ausführliches Meßprotokoll verschaffen kann. Diesbezüglich ähnlich vorteilhaft ist die Registrierung der Schwingungssignale mit einem Magnetbandgerät, wenn alle Kommentare und wichtigen Daten, z. B. die Änderung eines Verstärkungsfaktors bei laufender Messung, über ein Mikrophon auf einer Sprachspur aufgenommen werden können.

Die Datenregistrierung erfolgt heute praktisch nur noch digital. Dies gilt auch für Bandgeräte. Das Auflösungsvermögen der in diesen Geräten eingebauten Analog-Digitalwandler sollte mindestens 12 bit betragen. Für PCs sind seit einigen Jahren Einsteckkarten mit einer solchen Empfindlichkeit auf dem Markt, daß sich für übliche Meßaufgaben die Einschaltung eines Verstärkers zwischen Aufnehmern und Registriergerät erübrigt.

3.2 Schwingungsaufnehmer

3.2.1 Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (SGA)

Dieser Schwingungsaufnehmer, in der Seismik Geophon genannt, ist ein sogenannter Absolutaufnehmer, d. h. zur Messung der Schwingungsgröße ist kein externes Bezugssystem erforderlich. Sein Wandler besteht aus einem Permanentmagneten und einer Spule, siehe Abbildung 2 (ROESLER, 1986). Wenn sich Spule und Magnet relativ zueinander bewegen, wird in der Spule ein elektrischer Strom induziert, der proportional zur Geschwindigkeit der Relativbewegung ist. Die Kenngrößen dieser Aufnehmer sind die Eigenfrequenz und die Dämpfung. Aufnehmer mit Eigenfrequenzen ab einem Bereich von 12 - 14 Hz sind ohne Zusatzmaßnahmen für die horizontale ebenso wie für die vertikale Meßrichtung, u. U. auch über Kopf, einsetzbar. Bei Eigenfrequenzen im Bereich von 4 Hz sind die Aufnehmer i. a. entweder nur horizontal oder vertikal messend einzusetzen. Der Dämpfungsgrad liegt üblicherweise in der Größenordnung der kritischen Dämpfung, wodurch eine starke Resonanzüberhöhung vermieden wird, Bild 3. Die Empfindlichkeit dieser Aufnehmer beträgt häufig ca. 30 mV/(mm/s).

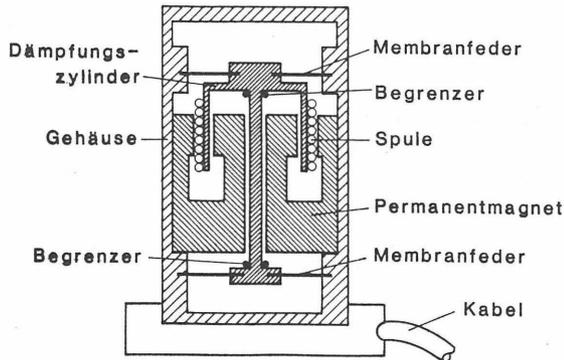


Abbildung 2: Elektrodynamischer Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer (schematischer Schnitt)

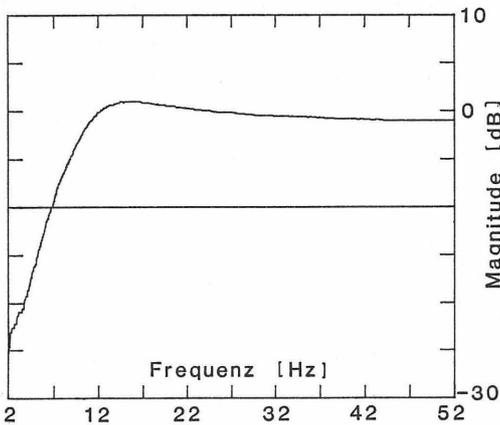


Abbildung 3:
Übertragungsfunktion eines
elektrodynamischen Aufneh-
mers

Da die Eigenfrequenz der SGA durchaus noch in einem im Bauwesen üblichen Frequenzbereich liegt, sind diese Aufnehmer für manche Aufgabenstellungen nicht geeignet. Andererseits sind sie weit verbreitet, robust im Einsatz und nicht sehr teuer. Außerdem liefern sie unmittelbar die der Beurteilung von Erschütterungen nach DIN 4150 zugrunde liegende Schwingungsgröße. Daher werden diese Aufnehmer heute oft mit einem elektronischen Netzwerk nach DIN 45669 Teil 1 gekoppelt, mit dem eine konstante Empfindlichkeit bis herab zu 1 Hz und ein definierter Phasengang erreicht wird.

3.2.2 Beschleunigungsaufnehmer

Die gebräuchlichsten Aufnehmer dieser Gattung der Absolutaufnehmer arbeiten mit einem piezoelektrischen Material, z. B. einem Quarzkristall, als Schwingungswandler. Dieser Kristall dient gleichzeitig als steife Feder zwischen einer trägen Masse und dem Aufnehmergehäuse. Bild 4 zeigt einen Schnitt durch einen solchen Aufnehmer. Die Wandlung der Schwingungen in ein elektrisches Signal erfolgt dadurch, daß beim Zusammendrücken und Entlasten des Kristalls elektrische Ladungsverschiebungen am Rand des Kristalls entstehen, die der Trägheitskraft der Masse, also der Schwingbeschleunigung proportional sind. Diese Piezoaufnehmer werden in sehr unterschiedlichen Baugrößen hergestellt: Die kleinsten im Bauwesen gebräuchlichen sind kaum

1 cm groß, die größten haben Abmessungen von rund 10 cm. Ebenso variieren andere Kenndaten in weiten Bereichen. Die kleinsten Bauformen weisen eine Empfindlichkeit von etwa $0,1 \text{ mV/g}$ ($g = \text{Erdbeschleunigung}$) auf - bei einem nutzbaren Frequenzbereich von ca. 5 Hz bis viele kHz - während die großen Aufnehmer bis zu 10 V/g liefern und der Frequenzbereich ihrer Anwendbarkeit $0,01 \text{ Hz}$ bis einige 100 Hz umfaßt. Eine typische Übertragungsfunktion ist in Abbildung 5 dargestellt.

Da die beschleunigungsproportionale elektrische Größe eine Ladung ist, muß sie zur Weiterleitung über größere Kabellängen mit einem Ladungsverstärker in eine elektrische Spannung umgewandelt werden. Wenn dieser Wandler, der mit einem Speisestrom versorgt werden muß, sich außerhalb des Aufnehmers befindet, darf das Kabel zwischen beiden je nach Kabelkapazität und höchster zu übertragender Frequenz i. a. nur wenige Meter lang sein. Da außerdem sehr hohe Anforderungen an die Isolierung der Kabelanschlüsse zu stellen sind, ist das gesamte Meßsystem im praktischen Einsatz in Gebäuden oder auf der Baustelle sehr unhandlich und empfindlich. Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen, die heute vielfach käufliche Bauform, bei welcher der Ladungsverstärker mit Impedanzwandler in das Aufnehmergehäuse integriert ist, zu verwenden. Beschleunigungsaufnehmer dieser Art können im Hinblick

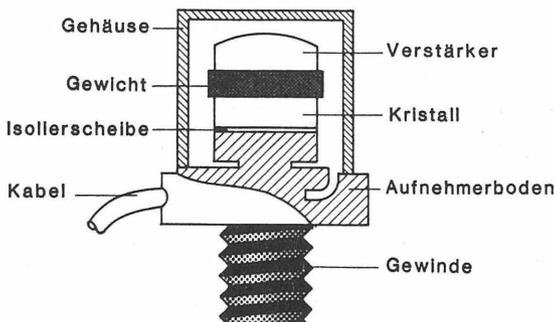


Abbildung 4: Piezoelektrischer Beschleunigungsaufnehmer

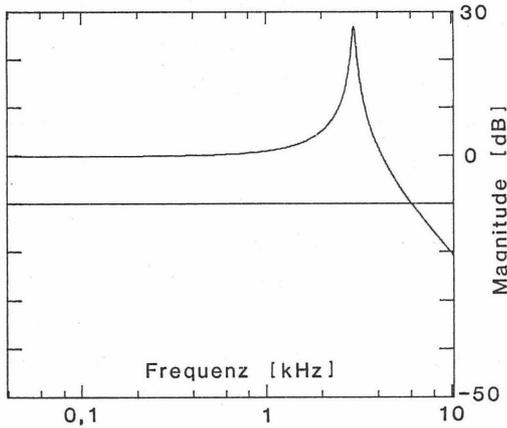


Abbildung 5:
Übertragungsfunktion eines
Piezoaufnehmers

auf Kabellänge und Handhabbarkeit ebenso problemlos wie Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer eingesetzt werden. Allerdings ist dann ein spezielles Stromspeisetzwerk zwischen Aufnehmer und Verstärker erforderlich.

3.2.3 Wegaufnehmer

Diese Aufnehmer gehören zu den Relativaufnehmern, d. h. es werden Verschiebungen gemessen in Bezug zu einem externen Referenzsystem. Bei den in der Geotechnik üblichen Erschütterungsproblemen ist dieses System aber nur selten realisierbar. Bei der üblichen Ausführung der Wegaufnehmer verändert ein Taststift, der das schwingende Objekt berührt oder an ihm befestigt ist, im Innern des Aufnehmers einen Widerstand oder ein magnetisches Wechselfeld. Die Änderung dieser elektrischen Größen ist wegproportional.

Zu den berührungslos arbeitenden Wegaufnehmern gehören die kapazitiven Aufnehmer, bei denen das Wandlerprinzip darin besteht, daß die Entfernung der beiden Platten eines Plattenkondensators variiert wird und damit seine Kapazität sich proportional zur Relativverschiebung ändert. Allerdings muß das schwingende Objekt elektrisch leitend sein. Diese Aufnehmer spielen in dem Maße eine geringere Rolle, wie optische Wegaufnehmer an Bedeutung gewinnen.

Die optischen Aufnehmer arbeiten mit Laserlicht. Entweder wird über die Phasenverschiebung zwischen dem ausgesandten und dem reflektierten Lichtstrahl, oder über seine Laufzeit oder auch über eine Art Winkelmessung des reflektierten Lichtstrahls die Wandlung in ein wegproportionales elektrisches Signal vorgenommen. Es gibt Geräte, bei denen sofort eine Umwandlung in ein geschwindigkeitsproportionales Signal erfolgt. Der Abstand zwischen Meßsensor und Objekt kann je nach Aufnehmer-typ wenige cm oder bis zu 100 m betragen. Bei vielen Geräten wird eine für bautechnische Schwingungsmessungen erforderliche Meßgenauigkeit vollauf erreicht. Allerdings muß man bei größerem Abstand zwischen Sensor und Objekt wegen der Luftbewegung Abstriche beim Auflösungsvermögen machen.

Allen Wegaufnehmern ist gemeinsam, daß der nutzbare Frequenzbereich bei null Hertz beginnt, also auch statische Verschiebungen gemessen werden können. Eine Sonderform der optischen Schwingungsmessung ist die Laser- Interferometrie, mit der ein Objekt nicht nur an einzelnen Punkten, sonder als Ganzes schwingungstechnisch vermessen werden kann.

3.3 Auswertung

Das Ziel und die Art der Auswertung bedürfen im Grunde keines Kommentars, weil sie bereits durch die Aufgabenstellung für die Schwingungsmessung vorgegeben sind. Trotzdem werden hier immer wieder Fehler gemacht: Wenn die Wirkung von Erschütterungen auf ein Gebäude nach DIN 4150 Teil 3 beurteilt werden soll, so ist der Maximalwert der Schwinggeschwindigkeit aus dem Zeitverlauf der Schwingung zu betrachten. Es ist falsch, einen Größtwert aus einem Frequenzspektrum oder Leistungsdichtespektrum heranzuziehen. Und doch geschieht dies immer wieder.

Die einfachste Form der Auswertung der registrierten Signale besteht in der Ausmessung des Größtwertes auf einem Papierscrieb mit einem Maßstab. Allerdings gewinnt man damit sonst keine Information. In vielen Fällen ist diese Auswertung aber ausreichend. Der Nachteil der älteren, mechanisch aufzeichnenden Schreiber, bei denen die obere Frequenzbegrenzung noch innerhalb des im Bauwesen relevanten Bereichs lag, besteht heute nicht mehr. Moderne Schreiber arbeiten mit Thermopapier und registrieren Signale mit Frequenzen bis über 10 kHz in einwandfreier Qualität.

Die detaillierte Auswertung der Meßsignale geschieht heutzutage üblicherweise entweder mittels Signalanalysator oder mit Hilfe eines PC. Die zweite Möglichkeit ist heute praktisch Stand der Technik, weil inzwischen gute Programme auf dem Markt sind, die bereits bei den derzeitigen Rechengeschwindigkeiten dieselben Leistungen bieten wie ein Analysator, darüberhinaus aber wesentlich flexibler sind und - inklusive Hardware - erheblich billiger.

3.4 Schwingungsmeßgeräte

Eine Reihe von Herstellern bieten komplette Meßgeräte an, oft als vollständige Einheiten, in denen Verstärker und Registriermodul für mehrere Schwingungsaufnehmer zusammengefaßt sind in Verbindung mit dem Auswertecomputer und dem Drucker oder auch mit separatem PC. Diese Geräte sind für Routine-Meßaufgaben recht praktisch, weil die üblichen Meßabläufe und Auswerteverfahren fest verdrahtet im Gerät vorhanden bzw. programmiert sind. Bei namhaften Herstellern kann man sicher sein, daß die Auslegung der Komponenten in Bezug z. B. auf die

- Qualität der Schwingungsaufnehmer,
- Art, Länge und Abschirmung der Kabel,
- Art der Verstärker und Anpassung an die Sensoren,
- Qualität der Verstärker,
- Dynamik, Frequenzbandbreite und Kapazität der Registriereinrichtung

gut und zweckentsprechend sind. In modernen Geräten ist nicht nur die Korrektur des Amplituden-Frequenzgangs von Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern nach DIN 45669 Teil 1 inklusive Hoch- bzw. Tiefpassfilterung wahlweise zuschaltbar, sondern auch die KB-Bewertung (Frequenzbewertung) und Berechnung des gleitenden Effektivwertes entsprechend DIN 4150 Teil 2.

Im Einzelfall ist es sehr wichtig, daß man sich Gedanken macht über die Eignung eines zur Verfügung stehenden Meßgerätes für eine bestimmte Aufgabenstellung. Wenn das zu bearbeitende Meßproblem nicht unmittelbar in den Anwendungsbereich des Gerätes fällt, ist die Kenntnis der Eigenschaften aller Komponenten des Systems

notwendig, um beurteilen zu können, ob damit überhaupt ein verwertbares Ergebnis erhalten werden kann. Ein Beispiel: Mit einem Gerät zur Integritätsmessung an Pfählen kann man nicht sachgerecht Turmschwingungen aus Windwirkung messen. Dies gilt natürlich auch umgekehrt.

4 ANKOPPELUNG VON SCHWINGUNGS-AUFNEHMERN

4.1 Ankoppelung an Bauteile

Wenn man Messungen an Fundamenten, auf Geschoßdecken oder in Fensterlaibungen von Gebäuden vornimmt, genügt es im allgemeinen, den Schwingungsaufnehmer einfach mit Dreipunktlagerung aufzustellen. Im Normalfall wird man in Vertikalrichtung kaum Beschleunigungswerte erreichen, bei denen das Gerät abzuheben droht und deshalb auf seiner Unterlage befestigt werden muß. Anders in Horizontalrichtung: Eine Beschleunigung von z. B. 0,5 g wird bei 50 Hz bereits bei einer Schwinggeschwindigkeit von ca. 16 mm/s erreicht, ein Wert, der z. B. bei Sprengungen oder in Industrieanlagen durchaus erreicht wird. Bei dieser Beschleunigung rutscht der Aufnehmer bereits auf einer glatten Unterlage. Nach DIN 45669 Teil 2 soll in allen Fällen, in denen mit Horizontalbeschleunigungen von mindestens 0,3 g zu rechnen ist, der Aufnehmer an der Unterlage befestigt werden, insbesondere, wenn die Horizontalkomponente gemessen werden soll. Die Befestigung erfolgt zweckmäßigerweise durch Anschrauben, Angipsen, Ankleben mit 2-Komponenten-Kleber oder Verspannen. Es wird auch doppelseitiges Klebeband empfohlen.

Die leichteren Beschleunigungsaufnehmer sollte man immer entweder auf eine schwere Platte montieren oder direkt am Objekt ankleben, weil sie durch das relativ steife Kabel leicht aus der Position gebracht werden. Bei ferromagnetischer Unterlage haben sich hierfür auch U-förmige oder Topfmagnete bewährt. Zum Ankleben genügt häufig bereits spezielles Klebewachs.

Es ist sehr wichtig, daß die Aufstandsfläche der Aufnehmer frei von Schmutz und Erde ist, so daß der Sensor guten Kontakt mit dem gesunden Material des Bauteils hat. Bei Fliesen, Plattenbelägen oder Fensterbänken ist zu prüfen, ob sie kraftschlüs-

sig mit der Unterlage verbunden sind oder hohl liegen. Das kann leicht akustisch durch Klopfen festgestellt werden. Hohlstellen sind unbedingt zu meiden. Eine hohlliegende Fensterbank z. B. stellt ein schwingungsfähiges System dar mit einer - wegen geringer Dämpfung - häufig ausgeprägten Resonanzreaktion. Die Fensterbank zeigt ein "Eigenleben". Der Schwingungsaufnehmer auf einer solchen Fensterbank erfährt nicht nur die Schwingungen des Mauerwerks, sondern auch deren Veränderungen durch das Eigenschwingverhalten seiner Aufstandsfläche.

Wenn man an vertikalen Flächen die Schwingungsaufnehmer nicht direkt befestigen kann oder die Vertikalkomponente gemessen werden soll, muß eine spezielle Konsol-Konstruktion verwendet werden. Hierfür hat sich ein starkes Winkeleisen (100 x 75 x 11 mm) bewährt, das an den Enden noch verstrebt werden kann, wie in Abbildung 6 zu sehen ist. Wenn man diesen Winkel mit vier starken Schrauben - mindestens \varnothing 8 mm - an eine Betonwand andübelt, liegt die Eigenfrequenz dieser Konstruktion inklusive Aufnehmern sicher über 300 Hz. Daraus ergibt sich bei üblichen Signalfrequenzen eine Überhöhung der Amplituden um nur wenige Prozent. Eine besonders gute Ankoppelung wird erreicht, wenn mit einer dünnen Gipsschicht eine vollflächige Auflage des Winkeleisens an der Betonfläche herbeigeführt wird.

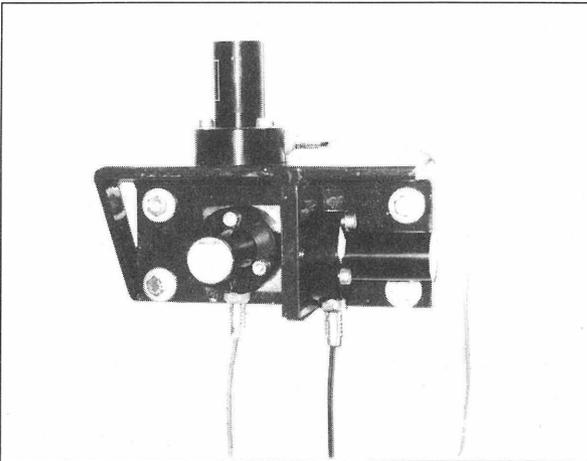


Abbildung 6:
Befestigungswinkel für drei
Schwingungsaufnehmer

4.2 Ankoppelung an den Boden

Bei Boden hat man es mit einem "weichen" Material zu tun, bei dem einige Besonderheiten zu beachten sind. Wenn es darum geht, an einem bestimmten Punkt die Schwingungen des Bodens an der Geländeoberfläche zu bestimmen, kann man sehr falsche Ergebnisse erhalten, wenn man den Schwingungsaufnehmer einfach auf dem Erdboden aufsetzt. Da die obere Bodenschicht durch Kultivierungstätigkeit, Pflanzenwachstum, Regenwasseranreicherung und dergleichen stark verändert ist, sollte man immer versuchen, in einem kleinen Schurf den gewachsenen Boden zu erreichen. Wenn dies nicht möglich ist, z. B. neben einem Gebäude im Auffüllbereich der Baugrube, muß man die Frage nach der Eignung des Meßpunktes stellen. Auch auf einer befestigten Oberfläche (Pflasterung, Asphaltdecke) wird man i. a. völlig andere Meßergebnisse erzielen, als wenn der Schwingungsaufnehmer auf den gewachsenen Boden selbst aufgesetzt worden wäre.

Erschütterungen, die von einer etwas entfernten Quelle ausgehen und sich durch den Untergrund bis zu dem betroffenen Gebäude ausbreiten, werden weniger durch die seitlichen Wände als über die Fundamente des Hauses aufgenommen. Dieser Umstand ist zu berücksichtigen, wenn z. B. eine Erschütterungsprognose für ein geplantes Gebäude erstellt werden soll. Die fällige Messung auf dem zukünftigen Bauplatz darf nicht in Oberflächennähe, schon gar nicht direkt an der Oberfläche, erfolgen, sondern muß etwa in der Tiefe der Gründungssohle angesetzt werden. Man kann hierfür einen Schurf anlegen oder eine Bohrung niederteufen.

Der Schurf hat den Vorteil, daß der Schwingungsaufnehmer verhältnismäßig einfach sachgerecht am Boden angekoppelt werden kann, jedoch den Nachteil einer Störung des Wellenfeldes. Diese Beeinflussung der sich ausbreitenden Wellen dürfte bei einer Bohrung vernachlässigbar klein sein, es stellt sich aber das Problem der Ankoppelung. Eine Kapsel mit den Sensoren - man wird hier zweckmäßigerweise wegen der geringeren Abmessungen Beschleunigungsaufnehmer wählen - muß auf der Bohrlochsohle mit einem Gestänge in den Boden eingedrückt oder eingeschlagen werden. Das Gestänge muß dann jedoch vor der Messung von der Kapsel gelöst werden, und es muß eine Möglichkeit bestehen, die Kapsel mit den Schwingungsaufnehmern wieder zu gewinnen.

Für die Ankoppelung von Schwingungsaufnehmern an den Erdboden gibt es zwei unterschiedliche Methoden (Bild 7)

- Ein ca. 50 cm langer, stabiler Spieß (zwei verschweißte Winkelleisen) wird in den Boden geschlagen und anschließend werden an seinem Kopf die Aufnehmer befestigt.
- Eine Platte wird satt auf den Boden aufgesetzt - u. U. mit Zwischenlage einer feuchten Sandschicht - und hierauf der Schwingungsaufnehmer abgesetzt.

Beide Methoden sind erprobt und gut. Die immer wieder auftretenden Diskussionen über Vor- und Nachteile einer der Methoden gegenüber der anderen tragen häufig eher einen ideologischen denn sachbezogenen Charakter. Der Autor ist Anhänger der Plattenmethode. Der Grund dafür liegt in dem einfachen, überschaubaren, berechenbaren System mit der Möglichkeit der Fehlerabschätzung.

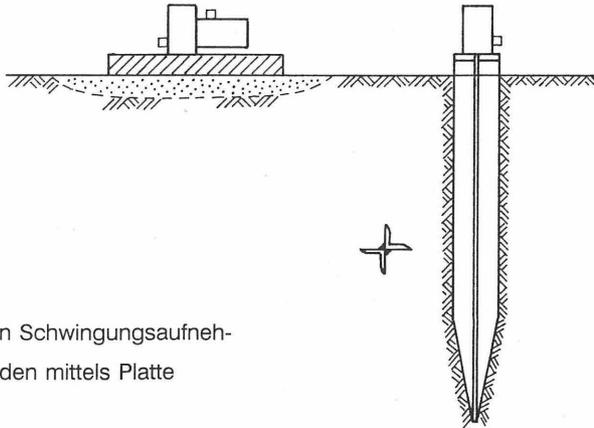


Abbildung 7:

Ankoppelung von Schwingungsaufnehmern an den Boden mittels Platte und Spieß

Bei einer Beton-Gartenplatte von 25 x 25 x 3 cm Abmessungen mit einem Dreiaxial-Schwingungsaufnehmer (Masse ca. 1 kg) handelt es sich um ein kleines Fundament an der Erdoberfläche, für dessen dynamische Berechnung die Halbraumtheorie die

erforderlichen Formeln zur Verfügung stellt (HOLZLÖHNER, 1986; EAD, 1992). Für eine Schicht aus feuchtem Sand, die halbwegs festgestampft und verdichtet ist, kann man ohne weiteres einen dynamischen Schubmodul $G_d \approx 50 \text{ MN/m}^2$ ansetzen. Mit diesem Wert erhält man für verschiedene Platten und Aufnehmermassen die in der folgenden Tabelle 2 zusammengestellten Kenndaten und Übertragungsfaktoren.

Platte Material Aufnehmermasse	Vertikal				Horizontal			
	f_e [Hz]	D [%]	Übertragungsfaktor		f_e [Hz]	D [%]	Übertragungsfaktor	
			80 Hz	30 Hz			80 Hz	30 Hz
30 x 30 x 4 cm Beton 2 kg	333	90	1,05	1,008	303	0,55	1,07	1,01
25 x 25 x 3 cm Beton 1 kg	423	0,96	1,03	1,005	384	0,59	1,05	1,006
rund 12 x 1 cm Aluminium 0,25 kg	850	0,82	1,009	1,001				

Tabelle 2: Kenndaten und Übertragungsfaktoren bei Aufnehmerankoppelung über Platten

In den wesentlichen Frequenzbereichen, die im Bauwesen üblicherweise auftreten, sind die maximal möglichen Überhöhungen somit vernachlässigbar klein. In harten, kiesigen oder steinigen Böden (Hangschotter) ist die Plattenmethode somit aus praktischen Gründen vorzuziehen. Bei sehr weichen, bindigen Böden oder in lockerem Sand sind beide Verfahren problematisch. Die BAM empfiehlt in solchen Fällen das Eindringen eines konischen Spießes.

Bei der Refraktionsmessung kommt es in erster Linie auf die Identifikation des Ankunftszeitpunktes des Impulses an. Da i. a. auch nur die Vertikalkomponente erfaßt wird, kann man sich auf ein einfaches Ankoppelungsverfahren beschränken, bei dem der Aufnehmer mit einem kurzen Spieß an der Unterseite (ca. 10 cm) in den Boden

- EAD: Empfehlungen des Arbeitskreises 9 - Baugrunddynamik - der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Bautechnik 69, Heft 9, 1992
- DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen
- Teil 1 Grundsätze, Vorermittlung und Messung von Schwingungsgrößen (Vornorm 1975)
- Teil 2 Einwirkung auf Menschen in Gebäuden (1992)
1. Änderung Juni 1995 (Erschütterungen aus Baubetrieb)
- Teil 3 Einwirkung auf bauliche Anlagen (1986)
- DIN 45669 Messung von Schwingungsimmissionen
- Teil 1 Schwingungsmesser; Anforderungen, Prüfung (Juni 1995)
- Teil 2 Meßverfahren (Juni 1995)
- DIN 45672 Schwingungsmessung in der Umgebung von Schienenverkehrswegen (1991)

HOHLRÄUME, ERDFÄLLE, RUTSCHUNGEN - PROBLEMFÄLLE GEOPHYSIKALISCH ERKUNDEN

Ulrich Stötzner

Hohlräume, Erdfälle und Rutschungen sind ingenieurgeologische Desaster oder können dazu führen. In jedem Fall stellen sie eine Störung des normalerweise stabilen Gleichgewichts der oberflächennahen Kruste dar und bedürfen unserer Aufmerksamkeit. Da es sich immer um physikalische Zustände bzw. Vorgänge handelt, müssen sie auch geophysikalisch meßbar sein.

Grundsätzlich unterscheiden wir zwischen natürlichen Desastern und solchen, die durch den Eingriff des Menschen provoziert werden.

Die geophysikalische Untersuchung betrachtet einerseits die räumliche Verteilung der Felder (Strukturen, Kennwerte), andererseits das zeitliche Verhalten des Gebirges, das unter Umständen ein solches Ereignis prognostizieren kann.

Bei der Untersuchung dieser Probleme bestehen sehr enge Wechselbeziehungen zwischen der angewandten Geophysik und dem Ingenieur- und Bergvermessungswesen. Deshalb ist ein enges Zusammenwirken der ingenieurgeologischen, geotechnischen, geophysikalischen und geodätischen Disziplinen zu empfehlen.

Schließlich liefern geophysikalische Erkundungsergebnisse zwei- und dreidimensionale Strukturmodelle mit in Raum und Zeit variierbaren Kennwertangaben, die als die Natur approximierende Grundlage für Modellrechnungen dienen.

1 HOHLRAUMERKUNDUNG

Der Hohlraumnachweis gehört nach wie vor zu den brisantesten Aufgaben der Ingenieurgeophysik. Wenngleich die physikalischen Gesetzmäßigkeiten sowie die petrophysikalischen und geometrischen Randbedingungen hier naturgemäß Grenzen setzen, gibt es doch heute eine Reihe von Möglichkeiten, sich der Lösung einer solchen Aufgabe auf verschiedenen Wegen zu nähern.

1.1 Direktnachweis

Der geophysikalische Direktnachweis von Hohlräumen von der Oberfläche aus ist methodisch in zweierlei Art und Weise möglich:

- mit Potentialverfahren aufgrund hinreichender petrophysikalischer Kontraste und geometrischer Ausdehnung: Gravimetrie und Geoelektrik. Im allgemeinen liegen die Grenzen der Nachweisbarkeit bei einem Verhältnis Bedeckung zu vertikaler Hohlraumausdehnung von 3 : 1, je nach Parameterunterschied. Luftgefüllte Hohlräume sind i.a. besser gravimetrisch, wassergefüllte geoelektrisch zu erkunden. Eine Verbesserung der Nachweisbarkeit wird durch den Einsatz der geoelektrischen Tomographie erreicht.
- mit Wellenverfahren aufgrund von Reflexionen an den Grenzflächen des Hohlraums: Hochauflösende Reflexionsseismik und Gesteinsradar. Die Nachweisbarkeit hängt vom Reflexionskoeffizienten, von der Ausdehnung des Hohlraums, von der Wellenlänge und von der Ausbildung der Grenzfläche ab. Die Hohlraumdeckflächen bilden sich als Reflexionshyperbeln in den Seismo- bzw. Radargrammen ab.

Stehen Bohrungen oder untertägige Auffahrungen zur Verfügung, kann vielfach eine Annäherung an den gesuchten Hohlraum mittels einer seismischen oder geoelektrischen Zwischenfelderkundung erfolgen. Tomographische Meß- und Auswerteverfahren (Durchschallung, z.B. well-to-well; Radiowellendurchstrahlung, z.B. im Salz) führen mit einem steuerbaren Auflösungsvermögen hierbei in überzeugender Weise zum Ziel.

1.2 Indirekter Hohlraumnachweis

Es gibt zahlreiche Möglichkeiten, Begleiterscheinungen von Hohlräumen geophysikalisch zu erkunden:

- mittels Geomagnetik bei Vorhandensein von Eisen (Abdeckungen, Rohrleitungen)
- mittels geoelektrischer Kartierung bei Bindung des Hohlraums an eine geologische Struktur (z.B. Erzgänge)

- bei Zugänglichkeit bzw. Anbohren an einer Stelle und Wasserfüllung kann über eine Direkterdung (mise à la masse) die Ausdehnung dieses Hohlraumes verfolgt werden
- mit Hilfe geothermischer Messungen infolge einer Störung des natürlichen Temperaturfeldes, z.B. bei bergmännischen Hohlräumen durch die Wetterführung
- durch Radonmessungen in der oberflächennahen Bodenluft infolge von Spannungsänderungen im Gebirge über Hohlräumen

2 ERDFÄLLE UND TAGESBRÜCHE

Erdfälle sind Auswirkungen auf die Erdoberfläche, deren Ursache in einem natürlichen Substanzschwund, z.B. Auslaugung von Gips oder Kalk, besteht. Tagesbrüche sind Ereignisse infolge von Zusammenbruch der Hangendschichten über anthropogenen Eingriffen in das Gebirge (Bergbau, Wassergewinnung, Rohrleitungsschäden).

Die geophysikalische Erkundung hat hier das Ziel,

- fossile Erdfälle zu erkunden
- Strukturen zu erkennen, die das Erdfallgeschehen befördern und somit erdfallhöfliche Gebiete abzugrenzen
- gebirgsmechanische Ereignisse, die zu einem Erdfall oder Tagesbruch führen können, in Raum und Zeit zu lokalisieren

2.1 Strukturerkundung

Bei fossilen Erdfällen sind die Erdfalltrichter mit jüngeren Sedimenten gefüllt. Hierbei erfolgt der Nachweis sowohl über die veränderten Materialeigenschaften gegenüber dem Nebengestein als auch über die unterschiedliche Lagerungsdichte. Da in diesem Falle die Effekte in Oberflächennähe auftreten, ist eine Erkundung mit geoelektrischen Verfahren, mit Gravimetrie, mit Refraktionsseismik und radiometrischen Dichtemessungen ohne weiteres möglich.

In einem bekannten Erdfallgebiet führt die Erkundung tektonischer Bruch- und Schwächezonen zu Hinweisen auf potentielle Gefahrenbereiche. Hierzu gehört auch

die Erkundung von sog. Ablaugungsfronten, d.h. der Grenze zwischen ablaugungsgefährdeten Gesteinen (Kalk, Gips, Senke) und dem bereits vorhandenen Einsturzgebirge.

Es gelangen je nach geologischer und petrophysikalischer Situation alle geophysikalischen Oberflächenverfahren zum Einsatz.

Die wichtigste Erkundungsmethode für das Früherkennen von Erdfällen besteht jedoch im Nachweis von gebirgsmechanischen Veränderungen, das sind Auflockerungserscheinungen und Brüche. Hierbei können gravimetrische und reflexionsseismische Messungen zum Ziel führen. Sind die Brucherscheinungen schon bis unmittelbar an die Tagesoberfläche wirksam, aber noch nicht sichtbar, ist auch ein refraktionsseismischer Nachweis möglich. Beste Erkundungsergebnisse liefert jedoch auch hierbei die seismische Tomographie.

2.2 Zeitverhalten

Letztendlich interessiert im Zusammenhang mit der Erkundung und Beobachtung von Erdfällen und Tagesbrüchen die Prognose ihres Auftretens, insbesondere im Bereich von Bauwerken und Verkehrswegen.

Es gibt zwei Wege, mit geophysikalischen Verfahren das Zeitverhalten zu beobachten:

- durch Wiederholung der unter 2.1 erwähnten Erkundungen, wie z.B. die regelmäßige Kontrolle des Untergrundes einer Straße oder Eisenbahn mit Hilfe seismischer Tomographie zwischen bestehenden Bohrungen. Auch die Wiederholung von Oberflächenmessungen kann u.U. meßbare Veränderungen in Potential- bzw. Wellenfeldern sichtbar machen, die auf bevorstehende Erdfälle hinweisen.
- durch die Langzeitüberwachung seismischer Ereignisse.

Häufigkeit, Energiefreisetzungsrates sowie räumliche und zeitliche Verteilung der Eigenimpulse sind Kriterien für die Erdfallprognose. Durch im Erdfallgebiet verteilte mehrkanalige Beobachtungssysteme können sowohl die Herde der Brucherscheinungen ermittelt als auch die zeitliche Abfolge des Bruchgeschehens beobachtet werden.

3. RUTSCHUNGEN

Massenverlagerungen an Hängen, seien sie geologisch bedingt oder durch Menschenhand provoziert, haben oft schwerwiegende Folgen für die Sicherheit von Bauwerken und Menschen. Als eklatantester und zugleich tragischer Fall sei an die Rutschung des Monte Toc in die Talsperre Vajont (Oberitalien) am 9. Oktober 1963 erinnert.

Geophysikalische Messungen werden zur Unterstützung geologischer, geotechnischer und geodätischer Untersuchungen mit folgendem Ziel ausgeführt:

- Nachweis und Lokalisierung von Abrißkanten, Randrutschen und tektonischen Störungszonen
- Bestimmung der Mächtigkeit des Rutschkörpers sowie der Tiefe und der Gestalt der Gleitfläche
- Ermittlung von geomechanischen Kennziffern aus geophysikalischen Parametern
- Beobachtung des Zeitverhaltens einer Rutschung zur Beschreibung der Bewegungsmechanismen und zur Rutschungsprognose.

3.1 Strukturerkundung

Für die Strukturerkundung von Rutschungen finden alle auch sonst angewandten geophysikalischen Verfahren Anwendung. Im einzelnen werden folgende Aufgaben methodisch in der angegebenen Weise gelöst:

- Mächtigkeit und Ausdehnung des Rutschkörpers:
Reflexions-, Refraktionsseismik, geoelektrische Widerstandssondierungen
- Erkundung von tektonisch bedingten Abrißkanten:
geoelektrische Kartierung, auch Seismik
- Bestimmung von Gebirgskennwerten:
seismische und geoelektrische Parameterbestimmung an der Oberfläche, in Bohrungen und ggf. untertägigen Auffahrungen

In Sonderfällen, d.h. beim Vorhandensein magnetisch wirksamer Gesteine (z.B. Basalt) in der Rutschung, können geomagnetische Messungen zur Struktur- erkundung beitragen. Auch geothermische und Radonmessungen wurden schon zum Nachweis von Abrißkanten eingesetzt.

3.2 Zeitverhalten

Zur Überwachung von Rutschungen gelangt die in der Gebirgsschlagforschung entwickelte seismoakustische Eigenimpulsmethode zur Anwendung. Jedoch sind die hierbei auftretenden Ereignisse vergleichsweise gering. Das erfordert eine hohe Empfindlichkeit des Aufnahmesystems.

Seismoakustische Beobachtungen von Rutschungen versetzen uns in die Lage, das Bewegungsverhalten eines Hanges im Innern des Gebirgskörpers zu studieren, unabhängig von meßbaren Verschiebungen. In den Ergebnissen der Seismoakustik kommt das Mikrobruchverhalten zum Ausdruck, daß u.U. als Vorläuferindikation für zu erwartende Verschiebungen interpretiert werden kann. Seismoakustische Aktivität kann Ausdruck von Spannungsakkumulation sein und dient im Zusammenhang mit Verschiebungsmessungen der rheologischen Deutung der Bewegungsmechanismen einer Rutschung.

Literaturhinweise

- BAJ, E., COLOMBETTI, A. Monitoring a Landslide in Baiso by GPS Survey
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 10
- BAUER, M. Bahndamm Sachsenstein, Senkstelle
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1993),
unveröff.
- BEAUBIEN, S.E., GALADINI, F., TOMMASI, P., PETTINELLI, E. GPR Investigations to Evaluate Geometric Features of Rock Slides and Bucklings in a Limestone Formation in Northern Italy
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 23
- CAMPAGNOLI, I. Monitoring Creep Movements by Seismic Refraction
SANTARATO, G. Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 6
- CARBO'GOROSABEL, A., CASAS PONSATI, A. Determination of Water Flow at the Base of a Large Landslide by Resistivity Methods
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 18
- DÖRRER, T., LORENZ, K., SEIDEMANN, O. ORGACID - Ammendorf
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1990 und 1992),
unveröff.
- DÖRRER, TH. BAB 66 (Rutschung Gänsetrift)
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1995), unveröff.
- FERRUCCI, F., SORRISO-VALVO, M., TANSI, C. Geophysical Investigation on Geometry and Internal Structure of the Lago Sackung, Calabria
Proc. 1st meet. Env.Eng.Geoph., Turin (1995), S. 209
- FINETTI, I., PIPAN, M., CANDOTTI, G. Advanced GPR Exploration in Karstic Areas
Proc. 1st meet. Env.Eng.Geoph., Turin (1995), S. 141

- FISCHER, K.-H.,
HÄNIG, D., STIER, G. Schleiz, DRK Senioren- und Pflegeheim
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1994),
unveröff.
- FISCHER, K.-H.,
LINDNER, H. Lutherstadt Eisleben, Anhaltsstraße 12
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1993),
unveröff.
- GAUDERON, R.,
ALLEMAN, G.,
CHAPELLIER, D. Single Geophone Profiling (SGRP) Used in the
Detection of Lateral Velocity Changes: Example of
Cavity Detection
Proc. 1st meet. Env.Eng.Geoph., Turin (1995), S. 161
- GEILING, P. Talsperre Forchheim
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1992),
unveröff.
- GELBKE, C.,
RAEKERS, E.,
LEHMAN, B., ALTHAUS, P. Engineering Geophysics in the New German
Governmental Area in the Centre of Berlin
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 61
- HÄNIG, D. Zuckerwarenfabrik Eilenburg
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1993), unveröff.
- HÄNIG, D. Hohlraumerkundung Wolfen/Seestraße
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1994),
unveröff.
- HÄNIG, D. Lehmann-Felsen Halle
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1995),
unveröff.
- HÄNIG, D. Gernrode - Hohlraumerkundung
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1995),
unveröff.

- HÄNIG, D., ZENK, J. Erfurt, Nordhäuser Straße, BV Fachmarktzentrum Erfurt-Nord
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1994), unveröff.
- JACOBS, F. Earth Resistivity Tomography (ERT) and Cavity Investigation
Proc. 1st meet. Env.Eng.Geoph., Turin (1995), S. 154
- LAGABRIELLE, R.,
COTE, P.,
LECOCQ-LEVENT, N. Comparison between some Borehole Geophysical Methods to Detect Underground Cavities
Proc. 1st meet. Env.Eng.Geoph., Turin (1995), S. 158
- LORENZ, K. Suchprogramm Streckensystem Bfk. Welzow
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1994), unveröff.
- LORENZ, K. Welzow
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1995), unveröff.
- MEYER, I. Bautzen, Fernmeldewerk 2
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1990), unveröff.
- MILITZER, H., SCHÖN, J.,
STÖTZNER, U. Angewandte Geophysik im Ingenieur- und Bergbau
Leipzig/Stuttgart (1986)
- RICHTER, K.-H.,
SCHILDBACH, D.,
SCHÖSSLER, K., ZENK, J. Langenbogen - Aseleben, F 80
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1975, 1977, 1979, 1980), unveröff.
- SCHULZE, E. Strukturerkundung von Fels mittels Potentialverfahren
Felsbau (1995) 5, S. 278-284

- SCHULZE, E. NBS Köln - Rhein/Main, Rutschung Medenbach
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1995),
unveröff.
- SCHULZE, E. Talsperre Kelbra
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1989), unveröff.
- SEIDEL, K., SEITZ, R. Application of geophysical methods (gravity, shallow
seismics) to the investigation of sinkhole structures in
Bau, Sarawak, Malaysia
Report Geophysik GGD, Leipzig (1994), unveröff.
- STIEFELHAGEN, W., VLF Measurements Applied to Landslide
MULLER, I., RAETZO, H., Investigations
LATELTIN, O. Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 27
- STÖTZNER, U. Geophysikalische Strukturerkundung zur
Standortsicherheitsprognose der Kopfböschung einer
Braunkohlen-Beckenlagerstätte
Z.geol.Wiss., Berlin (1985) 1, S. 85-93
- STÖTZNER, U. Talsperre Kriebstein (Ehrenberger Hang)
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (19..), unveröff.
- STÖTZNER, U. Talsperre Gottleuba (linker Hang)
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1970), unveröff.
- STÖTZNER, U. Tagebau Berzdorf (Rutschung P)
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1983), unveröff.
- STÖTZNER, U. Talsperre Schönbrunn (Hang Gabel)
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (seit 1975),
unveröff.

- TOROS, E., HERMANN, L. Geotechnical Applications of Seismic Tomography:
Case Histories
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 68
- VYBIRAL, V. WAGNER, P. Application of Pulsation Electromagnetic Emissions
(PEE) in Mapping and Monitoring of Geodynamic
Phenomena
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 30
- ZANZI, L., VALLE, S. Preliminary Experiments with Radar Tomography for
Civil Engineering
Proc. 1st meet. Env. Eng. Geoph., Turin (1995), S. 72
- ZENK, J. Verkehrshof Güstrow
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1990), unveröff.
- ZENK, J. Erfurt, Quartier Pils/Junkersand/Schlösserstraße
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1991), unveröff.
- ZENK, J. Forst - Groß Bademeusel
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1991), unveröff.
- ZENK, J. Chemie AG Bitterfeld, Ofenhaus Chlor II
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1995),
unveröff.
- ZENK, J. Ohrdruf/Thüringen, Erdfall am Musketierberg
Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1992),
unveröff.
- ZENK, J. Erfurt-Gispersleben
Gutachten Geophysik GGD, Leipzig (1994), unveröff.

ZENK, J., BAUER, M.

Profen 7

Ergebnisbericht Geophysik GGD, Leipzig (1995),
unveröff.

ZENK, J., LINDNER, H.

Spreeknie Entwicklungsgebiet 1 Berlin
Köpenick/Oberschöneweide, Tabberstraße

MESSUNG DES BODENWASSERGEHALTES MIT TDR-SONDEN

Annette Dathe und Bernd Diekkrüger

1 Zusammenfassung

Die TDR-Technik (Time Domain Reflektometry) bietet die Möglichkeit, den volumetrischen Wassergehalt im Boden kontinuierlich und zerstörungsfrei zu messen. Das Bodenwasser stellt in humiden Breiten die Verbindung zwischen infiltrierendem Niederschlag und Grundwasser dar und ist das wichtigste Medium für den Transport von gelösten Stoffen im Boden. Daher ist die Erfassung des Bodenwasserflusses in der Ökosystemforschung von größter Bedeutung.

In diesem Beitrag werden die physikalischen Grundlagen der Wasserbewegung im Boden erläutert, verschiedene Meßmethoden vorgestellt und Möglichkeiten der Modellierung aufgezeigt. Praktische Erfahrungen mit TDR im Gelände sowie die Ergebnisse einer Untersuchung, die im Teilprojekt A 16 des Sonderforschungsbereiches (SFB) 179 durchgeführt wurde, werden vorgestellt.

2 Der Sonderforschungsbereich 179

Der interdisziplinär angelegte Sonderforschungsbereich 179 "Wasser- und Stoffdynamik in Agrar-Ökosystemen" hat das Ziel, Prozesse in Agrarökosystemen zu quantifizieren und durch mathematische Modelle zu beschreiben.

Die Modellierung der Wasser- und Stoffflüsse in Agrarökosystemen läßt sich auf vielfältige aktuelle Umweltprobleme im Agrarbereich anwenden. Da man mit Ökosystemen wegen der involvierten Zeitmaßstäbe und der Komplexität keine klassischen geplanten Experimente durchführen kann, können mögliche langzeitige Entwicklungstendenzen nur mit Hilfe von Simulationsmodellen untersucht werden. Von besonderer Bedeutung ist dabei die räumlich differenzierte Beschreibung von Gebieten. Typische Anwendungsbereiche sind hierbei z.B. die Bilanzierung der Stoffein- und -austräge, die Kinetik und der Transport von Pflanzenschutzmitteln und Düngern sowie die Populationsdynamik von Schaderregern.

Basis der Modellentwicklung sind Laborexperimente zur Identifikation von Prozessen und die Erhebung kohärenter Datensätze von Zustandsvariablen an Intensivmeß-

standorten über längere Zeiträume. Die räumliche Variabilität wird auf Schlag- und Gebietsebene erfaßt und Stoff- und Energiebilanzen erstellt. Nach der Identifikation und Bewertung der Prozesse erfolgt die Übersetzung in mathematische Modelle, Bestimmung der Parameter und Überprüfung der Modelle.

Als gemeinsame Untersuchungsgebiete für alle Arbeitsgruppen wurden zwei Gebiete gewählt, die sich im Hinblick auf Relief, Substrat, landwirtschaftliche Nutzung und klimatische Bedingungen unterscheiden. Das Einzugsgebiet des Krummbachs hat eine Größe von ca. 15 km² und liegt im nördlichen Harzvorland, ca. 35 km südlich von Braunschweig. In diesem Gebiet sind hauptsächlich Löß- und Tonböden vorhanden. Im Gegensatz dazu besteht das Einzugsgebiet des Eisenbaches überwiegend aus Sandböden. Dieses Gebiet liegt in der Nähe von Uelzen, ca. 65 km nördlich von Braunschweig.

Das Teilprojekt A16 "Untersuchungen der räumlichen Variabilität von Bodeneigenschaften unter besonderer Berücksichtigung der Makroporenstruktur" untersucht die Variabilität von Bodeneigenschaften auf verschiedenen Raumskalen und prognostiziert mit Hilfe von Simulationsmodellen die Auswirkungen auf den Wasser- und Stofffluß. Auf der lokalen Skala (m²) wird insbesondere der Wasser- und Stofftransport in Makroporen untersucht. Dieser nur unter bestimmten Randbedingungen auftretende schnelle Transport ist für die Vorhersage der Kontamination des Grundwassers mit Pflanzenschutzmitteln von großer Bedeutung. Auf der Ökotopskala (ha) wird die Auswirkung der räumlichen Variabilität der Bodeneigenschaften auf den Ernteertrag, die Verdunstung und die Grundwasserneubildung untersucht.

3 Grundlagen der Wasserbewegung im Boden

Die Wasserbewegung im Boden findet in den Poren zwischen den mineralischen Teilchen statt. Diese sind in Fein-, Mittel- und Grobporen eingeteilt. Das Wasser in den Feinporen ist in der Regel nicht pflanzenverfügbar, die Pflanzen nutzen das Wasser aus den Mittelporen. Grobporen sind normalerweise wasserfrei, sie dienen vor allem der Belüftung des Bodens und der schnellen Ableitung größerer Mengen Niederschlags in die Tiefe.

Poren, deren Durchmesser so groß sind, daß das Wasser in ihnen nicht mehr dem kapillaren Aufstieg unterliegt, werden als Makroporen bezeichnet (BEVEN und GERMANN, 1982). Dies ist in der Praxis ab einem Durchmesser von wenigen Millimetern der Fall.

Die Wasserbewegung im Boden wird wie folgt hergeleitet und berechnet:
Setzt man das von RICHARDS für den ungesättigten Fall erweiterte DARCY-Gesetz

$$q = - K(\theta) \text{ grad } \psi_H \quad (1)$$

- mit q = Flußdichte oder Filtergeschwindigkeit [cm/d]
 K = Wasserleitfähigkeit [cm/d]
 θ = Wassergehalt [cm³/cm³]
 ψ_H = hydraulisches Potential [hPa]

in das Massenerhaltungsgesetz ein, ergibt sich nach Elimination der Unbekannten ψ folgende partielle Differentialgleichung, die als RICHARDS-Gleichung bezeichnet wird:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + S \quad (2)$$

- mit x, y, z = die drei Richtungen des Raums [cm]
 S = Quellen-Senken-Term
 D = Diffusivität [cm²/d]

Das hydraulische Potential ψ_H wird als Summe aus dem Matrixpotential und dem Gravitationspotential betrachtet:

$$\psi_H = \psi_m + \psi_z \quad (3)$$

Das Matrixpotential ψ_m drückt den Einfluß der Bodenmatrix aus. Je weniger Wasser ein Boden enthält, desto stärker ist es an die Matrix gebunden. Das Matrixpotential hat ein negatives Vorzeichen, für den Betrag wird der Begriff Wasserspannung verwendet.

Das Gravitationspotential ψ_z bezieht sich auf die Grundwasseroberfläche und hat in der ungesättigten Zone ein positives Vorzeichen.

Die SI - Einheit des hydraulischen Potentials ist Pascal, der Wert wird jedoch häufig in cm Wassersäule [cm WS] angegeben (1cm WS \approx 1 hPa). Der häufig benutzte pF-Wert ist der dekadische Logarithmus der Wasserspannung in cm WS.

Die RICHARDS-Gleichung kann unter Verwendung der Parametrisierung nach VAN GENUCHTEN gelöst werden. VAN GENUCHTEN beschreibt die Abhängigkeit des Wassergehaltes von der Wasserspannung (Retentionskurve) als folgende Funktion:

$$\Theta = \begin{cases} \frac{1}{(1 + |\alpha\psi|^n)^m} & \text{für } \psi \leq 0 \\ 1 & \text{für } \psi > 0 \end{cases} \quad (4)$$

mit der effektiven Sättigung:
$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (5)$$

Dabei bedeutet

- θ = aktueller Wassergehalt [cm^3/cm^3]
- θ_s = gesättigter Wassergehalt [cm^3/cm^3]
- θ_r = residualer Wassergehalt [cm^3/cm^3]

α , n und m sind Anpassungsparameter, wobei m durch $m = 1 - \frac{1}{n}$ ausgedrückt werden kann.

Die Leitfähigkeitskurve kann aus der Retentionskurve abgeleitet werden. Die Wasserleitfähigkeit ergibt sich dann aus dem Produkt der relativen Leitfähigkeit und der Leitfähigkeit bei gesättigtem Boden.

Nur θ_s und K_s (gesättigte Leitfähigkeit, entspricht dem k_r -Wert) können mit physikalischen Methoden gemessen werden. α , n und θ_r werden durch Anpassung an Retentionswerte $\theta(\psi)$ bestimmt oder durch Pedotransferfunktionen aus der Textur abgeleitet.

4 Experimentelle Bestimmung des Wassergehaltes im Boden

Die Standardmethode zur Messung des Wassergehaltes im Boden ist die gravimetrische Bestimmung durch Trocknung bei 105°C . Weitere Methoden wie die Bestimmung der Neutronendiffusion und die Bestimmung der Gamma-Strahlenadsorption bedürfen einer aufwendigen Kalibrierung, die mit der gravimetrischen Methode durchgeführt wird. Wegen der emittierten Gammastrahlung muß die Gammasonde mit der nötigen Sorgfalt gehandhabt und gelagert werden.

Oft wird auch die Messung der Wasserspannung mit Tensiometern durchgeführt und der Wassergehalt über die Retentionskurve bestimmt.

4.1 Gravimetrische Bestimmung

Hierbei handelt es sich um die Standardmethode. Die Bodenproben werden entnommen, luftdicht verpackt (Plastiktüten) und möglichst schnell im Labor gewogen. Anschließend werden die Proben im Trockenschrank bei 105° C getrocknet und erneut gewogen. Der gravimetrische Wassergehalt in Prozent berechnet sich dann aus

$$\theta_G = \frac{G_{\text{feucht}} - G_{\text{trocken}}}{G_{\text{trocken}} - T_{\text{ara}}} \cdot 100 \quad (6)$$

Für die meisten Fragestellungen ist jedoch eine auf das Bodenvolumen bezogene Angabe sinnvoller. Dafür wird der gravimetrische Wassergehalt mit der Lagerungsdichte des Bodens multipliziert, das Ergebnis ist der volumetrische Wassergehalt θ_v . Vorteile der gravimetrischen Methode sind die einfache Handhabung und der geringe Aufwand an Geräten sowie die Zuverlässigkeit der Ergebnisse. Ein wesentlicher Nachteil besteht in der Unmöglichkeit, die kleinräumige Variabilität zu erfassen. Der Zeitaufwand ist relativ hoch, eine hohe zeitliche Auflösung der Meßwerte kann nicht erreicht werden.

4.2 Ermittlung der Wasserspannung mit Tensiometern

Druckaufnehmertensiometer bestehen im wesentlichen aus einer Saugkerze aus Keramik, die in einen Plastiktopf geklebt ist. Dieser und die Kerze sind mit entlüftetem Wasser gefüllt. Gegenüber der Saugkerze sitzt ein Sensor an einem Plastiktopf, der den entstehenden Druck (wenn die Bodenmatrix Wasser aus der Kerze saugt oder Bodenwasser in die Kerze eindringt) als elektrischen Widerstand an ein Erfassungsgerät weitergibt. Im allgemeinen wird ein Meßbereich bis zu 800 - 1000 hPa abgedeckt. Bei höheren Saugspannungen fallen die Kerzen der Tensiometer trocken, es kann nicht mehr gemessen werden und die Kerzen müssen ausgebaut, entlüftet und wieder eingebaut werden. Die Messung wird stark durch die Temperatur beeinflusst, daher müssen Tensiometer unbedingt temperaturkompensiert sein. Tensiometer bieten die Möglichkeit einer kontinuierlichen Datenerfassung, wenn sie an einen Datenlogger angeschlossen werden.

Allerdings wird hierbei das Matrixpotentials bzw. die Wasserspannung und nicht der Wassergehalt gemessen. Die Beziehung zwischen beiden Größen wird durch Gleichung 4 dargestellt und durch die Retentionskurve beschrieben. Abb. 1 zeigt ein Beispiel, hier wurde die Kurve an gemessene Wassergehalte und Wasserspannung-



gen angepaßt. In der Praxis muß für jeden Bodenhorizont eine Retentionskurve im Labor ermittelt werden.

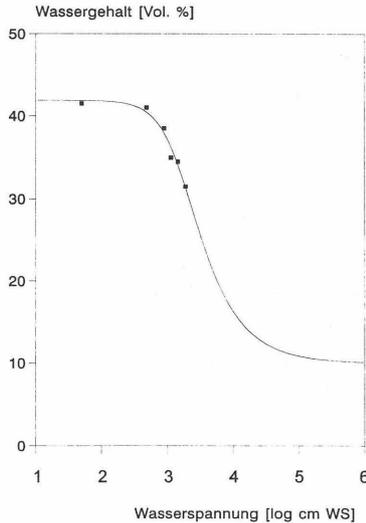


Abb.1: Retentionskurve, angepaßt an Meßwerte aus 25-35 cm Tiefe mit SOPHY, Unterprogramm von SIMULAT.

Ein weiterer Nachteil liegt in der Frostempfindlichkeit der Keramikkerzen, bei Frostgefahr im Winter müssen Tensiometer in den oberen Bodenschichten ausgebaut werden. Verbunden mit einem eventuellen Trockenfallen in den Sommermonaten ergibt sich ein recht eingeschränkter Meßbereich.

In trockeneren Bereichen kann mit einer Gipsblockelektrode gemessen werden. Hierbei wird die elektrische Leitfähigkeit einer gesättigten Gipslösung, die hinsichtlich der Wasserspannung mit dem umgebenden Boden im Gleichgewicht steht, gemessen (HARTGE, K. H. und R. HORN, 1989).

4.3 Messung mit TDR-Sonden

Die Time-Domain Reflektometrie (TDR) ist ein Verfahren aus der Elektrotechnik, das zur Untersuchung von elektronischen Systemen, besonders zum Aufspüren von Kabelbrüchen und Kurzschlüssen in elektrischen Leitungen dient. Es hat seinen Ursprung in der Radartechnik der 40er Jahre. Auf eine Leitung wird ein hochfrequenter

Spannungsimpuls geschickt, der um die Leitung herum ein elektromagnetisches Feld erzeugt (Abb. 2). Am Leitungsende wird der Impuls reflektiert. Dabei verändert sich die Charakteristik und die Laufzeit des Impulses je nach Beschaffenheit und Länge der Leitung und des Leitungsendes. Das macht den Einsatz dieser Technik in den Geowissenschaften für die Bestimmung des Wassergehaltes im Boden interessant: Die Geschwindigkeit einer elektromagnetischen Welle im zu messenden Material hängt von der Dielektrizitätszahl und der elektrischen Permeabilität ab:

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{\epsilon_r \mu_r}} \quad (7)$$

- mit c = Geschwindigkeit der elektromagnetischen Welle [m/s]
 c_0 = Lichtgeschwindigkeit im Vakuum [m/s]
 ϵ_r = relative Dielektrizitätszahl [1]
 μ_r = magnetische Permeabilität [1]

Im Boden, der als nicht-magnetisches Medium aufgefaßt werden kann, wird die magnetische Permeabilität $\mu_r = 1$ gesetzt. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit hängt dann nur von ϵ_r ab. Da die Dielektrizitätszahl von Wasser mit $\epsilon_r = 81$ bei 20° C und die des trockenen Bodens mit $\epsilon_r < 5$ eine Differenz von mehr als einer Größenordnung aufweist, bietet sich das Verfahren zur Bestimmung des Wassergehaltes im Boden an.

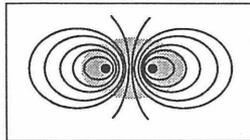


Abb. 2: Feldverteilung um eine zweistabige TDR-Sonde herum, das Meßvolumen ist schraffiert dargestellt. Aus: IMKO, 1994.

Der Impuls läuft an zwei oder drei Stäben - den TDR-Sonden - entlang, wird am Ende reflektiert und läuft die gleiche Strecke zurück. Die Geschwindigkeit in den Stäben selbst und in der Leitung, die zu den Stäben führt, bleibt auch bei unterschiedlichen Wassergehalten im Boden gleich. Ausschlaggebend für eine veränderte Laufgeschwindigkeit der Welle ist die Reflektion am Stabende in das umgebende Medium hinein. Das Meßvolumen liegt zylindrisch um die Sonde herum, die Messung ist zwischen den Stäben am exaktesten. Technische Angaben über die verwendeten Sonden finden sich unter 5.2.

Statt der Ausbreitungsgeschwindigkeit wird die Laufzeit der elektromagnetischen Welle gemessen:

$$c = \frac{2l}{t} \quad (8)$$

mit l = Länge der Stäbe der TDR-Sonde [m]
 t = Zeit [s]

wird Gleichung (8) in Gleichung (7) eingesetzt, ergibt sich:

$$t = \frac{2l}{c_0} \sqrt{\epsilon_r} \quad (9)$$

G.C. TOPP, J.L. DAVIS und A.P. ANNAN ermittelten 1980 folgende Kalibrierfunktion für mineralische Böden, ein Polynom 3. Grades, das den Zusammenhang zwischen der Dielektrizitätszahl und dem volumetrischen Wassergehalt darstellt:

$$\epsilon_r = 3,03 + 9,3 \theta_v + 146,0 \theta_v^2 - 76,7 \theta_v^3 \quad (10)$$

Dies gilt nicht für organische Böden (Moore, hoher Humusgehalt) und für Böden mit einem hohen Salzgehalt in der Bodenlösung.

Bei den ersten Versuchsreihen, in denen der Bodenwassergehalt nach diesem Verfahren bestimmt wurde, wurde noch der Bildschirm des Oszilloskops zur Auswertung des reflektierten Impulses abfotografiert. Heute werden TDR-Sonden mit der entsprechenden Software angeboten, die es erlaubt, die Meßsignale direkt als volumetrischen Wassergehalt auszugeben und die Meßreihen als Datensatz abzuspeichern. Im Gegensatz zur gravimetrischen Bestimmung des Wassergehaltes bleibt die Bodenstruktur erhalten, wenn von einer geringfügigen Störung durch den Einbau der Sonden abgesehen wird. Dadurch können zeitlich hoch aufgelöste, kontinuierliche Meßreihen erstellt werden, wobei die Apperatur nur routinemäßig gewartet werden muß. Als Nachteil wäre der relativ hohe Anschaffungspreis zu nennen.

5 Freilandexperiment

Die durchgeführten Untersuchungen wurden im Rahmen des Teilprojekts A 16 des SFB 179 durchgeführt. Ziel der Arbeit ist der experimentelle Nachweis des bevorzug-

ten Wassertransports in Makroporen sowie die Erstellung eines Datensatzes, um ein vorhandenes Simulationsmodell zu validieren.

Durch Makroporen können unter bestimmten Anfangsbedingungen -wie starker Niederschlagsintensität und Sättigung der obersten Bodenschicht- in kurzer Zeit größere Mengen Wasser und damit auch Agrochemikalien in tiefere Bodenschichten verlagert werden (BEVEN, K. und P. GERMANN, 1982). Dieser bevorzugte Transport kann mit der RICHARDS-Gleichung nicht ausreichend beschrieben werden. Daher wurde der Modellansatz von JARVIS (1991) in das Modellsystem SIMULAT 2.30 (DIEKKRÜGER, B. und M. ARNING, 1995) implementiert.

5.1 Der Untersuchungsstandort

Das Untersuchungsgebiet "Neuenkirchen" des SFB 179 befindet sich im nördlichen Harzvorland zwischen den Ortsteilen Neuenkirchen und Groß Döhren der Gemeinde Liebenburg. Es wird intensiv landwirtschaftlich genutzt mit einer Fruchtfolge von Zuckerrüben und zweimal Wintergetreide (Weizen oder Gerste). Bei den Böden handelt es sich überwiegend um Parabraunerden aus Löß, Hauptbodenart ist lehmiger Schluff. Durch die Bodenbearbeitung bei ungünstigen, feuchten Bedingungen hat sich unterhalb des Pflughorizontes eine verdichtete Pflugsohle ausgebildet. Makroporen in diesem Gelände bestehen überwiegend aus Regenwurmgingen, in tieferen Bodenhorizonten finden sich die für Löß typischen Nadelstichporen. Die zu untersuchende Fläche hatte eine Größe von 1 m x 1 m. Um von der Witterung unabhängig zu sein, wurde eine Beregnungsanlage gebaut, mit der 1,2 m x 1,2 m beregnet werden konnten (Verminderung der Randeffekte).

5.2 Versuchsaufbau und verwendete Geräte

Die Wassergehaltsmessungen wurden mit dem TRIME-System der Firma IMKO durchgeführt. Verwendet wurden sechs TDR-Sonden des Typs P2 - Abmessungen siehe Abb. 3. Die relative Genauigkeit für diesen Sondentyp wird vom Hersteller mit $\pm 2\%$ für einen vol. Wassergehalt von 0 bis 40 % angegeben. Temperaturstabilität ist im Bereich zwischen -10°C und $+45^{\circ}\text{C}$ gegeben. Der Durchmesser des Meßbereichs liegt bei ca. 35 mm. TDR-Sonden mit einer Stablänge von 10-30 cm und einem Abstand von 5-10 cm erreichen ein Meßvolumen von 1-3 dm³ (IMKO, 1994).

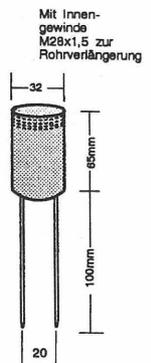


Abb. 3: Abmessungen der Sonde P2. Aus: IMKO, 1994.

Die Sonden wurden mit einem Multiplexer betrieben. Dieser war mit einem IMP-Bus an die Zentralstation angeschlossen, die zur Ankopplung an die Standard RS 232/24-Schnittstelle des PC-Datenloggers dient.

Die Wasserspannungen wurden mit sechs Druckaufnehmertensioimetern der Firma UMS gemessen. Der Meßbereich liegt zwischen 0 und 850 hPa mit einer Toleranz von 0,5 %, die Temperaturdrift beträgt 0,5 % über 25°C. Je zwei waren an ein Erfassungsmodul angeschlossen, die Module mit IMP-Bus verbunden und ebenfalls an die Zentralstation angeschlossen. Eine Skizze zum Versuchsaufbau bietet Abb. 4.:

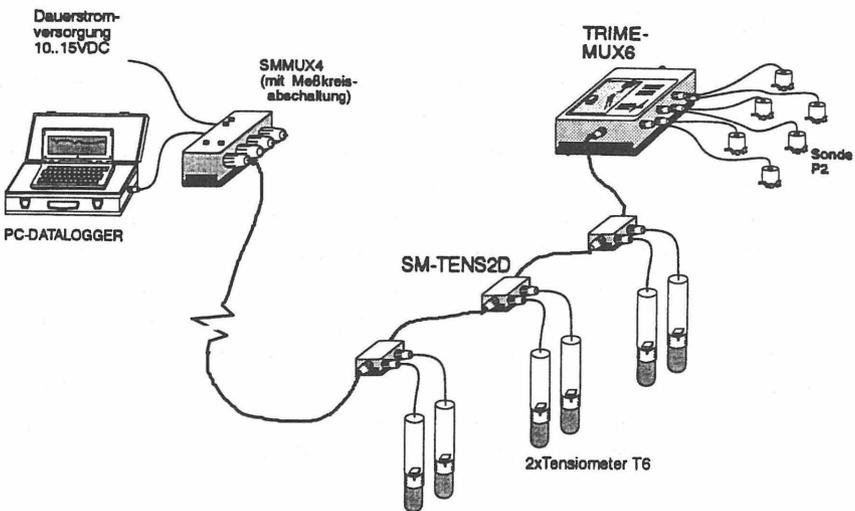


Abb. 4: Skizze zum Versuchsaufbau. Die Kabellänge zur Zentralstation SMMUX4 beträgt hier 80 m. Verändert aus IMKO, 1994.

Die Meßgeräte wurden im Netzwerk unter der Software INMEWA 2.88 (IMKO 1995) betrieben. Mit dem Programm werden die Erfassungsmodule in einem Meßkreis installiert und die Messungen kontinuierlich durchgeführt. Zeitliche Abstände der Messungen können vorgegeben werden. Die Meßwerte werden binär abgespeichert und können auf einem Zentralrechner in ein lesbares Format konvertiert werden.

5.3 Installation der TDR-Sonden und Tensiometer im Gelände

Die Meßsonden wurden schräg von außen unter der Untersuchungsfläche installiert. So blieb die Bodenoberfläche weitgehend ungestört und der Niederschlag konnte nicht an den Einbaurohren entlang in den Boden infiltrieren.

Die TDR-Sonden wurden an PE-Rohre mit 32 mm Durchmesser geschraubt. Das Hochfrequenzkabel verlief im Inneren des Rohres. Durch die maximale Länge dieses Kabels von 3,5 m (wegen der Meßgenauigkeit empfehlen sich 1,5 m) ist die Einbautiefe beschränkt. Um in größeren Tiefen zu messen, könnte eine ebenfalls lieferbare "intelligente Einbausonde" mit eingebauter Elektronik benutzt werden, die ohne Modul netzwerkfähig ist.

Zum Vorbohren der Löcher wurde ein Pürckhauer-Bohrstock mit 35 mm Durchmesser benutzt, mit dem gleichzeitig der Boden aus dem Bohrloch entfernt wurde. Da immer etwas Material im Bohrloch verbleibt oder zurückfällt, wurde jeweils nachgebohrt, bis die gewünschte Tiefe erreicht war. Die Stäbe der TDR-Sonden an der Spitze des PE-Rohrs wurden nach dem Einführen vorsichtig per Hand in den Boden gedrückt.

Die Bohrungen für die Tensiometer wurden mit einem handelsüblichen N_{\min} -Bohrer von 25 mm Durchmesser durchgeführt. Beide Bohrstöcke müssen mit einem Schlaghammer in den Boden getrieben werden. Um einen guten Kontakt zur Bodenmatrix zu erreichen, werden die Tensiometerkerzen mit Schluffmehl eingeschlämmt.

Die Tiefe der Sonden unter Geländeoberfläche wurde zunächst berechnet und nach Beendigung der Versuche durch Aufgraben und Nachmessen exakt bestimmt.

Die Module wurden mit Bus-Kabeln verbunden, wobei das Verbindungskabel zur Zentralstation wegen seiner Länge von rund 80 m und des damit verbundenen ohmschen Widerstandes dicker gewählt wurde. Zentralstation und Laptop waren in einem Bauwagen an die dort existierende Stromversorgung angeschlossen und vor der Witterung geschützt.

5.4 Versuchsdurchführung und -dauer

Nach der Installation des Meßkreises wurde die Meßtakt auf 5 min eingestellt. Die Meßwertdiskette wurde jede Woche gewechselt und die erhobenen Daten ins EXCEL-Format konvertiert.

Die Versuchsanlage wurde im Jahr 1995 an drei Standorten betrieben:

Versuchsanordnung	Winterweizen:	26.05. - 26.06
	Wiese:	27.06. - 14.07.
	Stoppelfeld:	31.08. - 02.10.

Die Flächen waren jeweils 20 - 30 m voneinander entfernt, bei der 1. und 3. handelt es sich um den gleichen Schlag. Die Ernte erfolgte in der 2. Augustwoche.

Bei der ersten Anordnung fiel eines der Tensiometermodule aus, da Feuchtigkeit ins Gehäuse eingedrungen war. Am 14.07. versagte der Multiplexer bei einem Gewitter und mußte ebenfalls zur Reparatur eingeschickt werden.

Insgesamt wurden 14 Beregnungen mit unterschiedlichen Intensitäten von 9 mm/14 min bis 24 mm/17 min durchgeführt. Das entspricht einem sehr heftigen Sommergewitter. Bei der letzten Beregnung auf dem Stoppelfeld wurde eine 0,1 % Lösung des Farbtracers Rhodamin WT verregnet. Anschließend wurde die Fläche in horizontalen Schichten von 5 cm aufgegraben, die gefärbten Bereiche fotografiert und zusätzlich auf Folie kartiert.

6 Ergebnisse

Die Güte der Messungen mit TDR hängen entscheidend von der sorgfältigen Installation der Sonden ab: Zwischen den Stäben und dem Sondenkopf darf sich keine Luft oder nachgerutschter, lockerer Boden befinden, da deren Dielektrizitätszahl gemessen würde.

In den Abb. 5 und 6 fällt auf, daß die Werte der TDR-Sonden von Messung zu Messung um $\pm 0,5$ Vol % schwanken. Dieser Wert wird auch vom Hersteller als Wiederholgenauigkeit für die Sonde P2 angegeben. Die mit den Tensiometern gemessenen Wasserspannungen schwanken dagegen gar nicht. Allerdings müssen sich die Saugkerzen nach dem Einbau zunächst adaptieren, da der Wassergehalt durch das Einschlämmen erhöht wird. Nach dem Einbau der Sonden am 31.08. dauerte dies einige Tage, da der Boden recht trocken war.

Die Abb. 5 und 7 zeigen Wassergehalte und Wasserspannungen in zwei unterschiedlichen Tiefen, über und unter der Pflugsohle gemessen. Vergleicht man die Meßwerte mit den Niederschlagsdaten der Abb. 6, zeigt sich deutlich der Einfluß der Pflugsohle: Erst das Starkregenereignis vom 20.09. brachte so viel Niederschlag (48 mm in 17 h mit einem Spitzenwert von 7 mm / h) daß die Befeuchtungsfront tiefer als 30 cm eindringen konnte.

Sowohl die Wasserspannungen als auch die Wassergehalte der Versuchsanordnung "Winterweizen" zeigen an Tagen mit hoher Strahlungsintensität einen deutlichen

Tagesgang, wobei der Wassergehalt tagsüber höher war als nachts (Abb. 8). Dieser Effekt ist auf die Wasseraufnahme der Pflanzen und die damit verbundene Transpiration zurückzuführen, die bei hoher Strahlungsintensität (verstärkte Photosynthese) am größten ist (OTHMER, 1995). Auf den anderen Flächen war der Effekt nicht so deutlich.

Auf der Wiese wurden mit der obersten TDR-Sonde (5 cm) z. T. Wassergehalte von mehr als 50 % gemessen. Das ist darauf zurückzuführen, daß die Sonden für einen mineralischen Boden kalibriert sind während die oberste Bodenschicht unter einer unbearbeiteten Wiese aus einem regelrechten Wurzelfilz besteht.

Eine stichprobenartige Überprüfung der mit TDR gemessenen Wassergehalte mit gravimetrisch erhobenen erbrachte nur geringfügige Abweichungen. Diese sind in erster Linie auf die kleinräumige Variabilität der Lagerungsdichte zurückzuführen.

Sowohl mit den TDR-Sonden als auch mit den Tensiometern konnte ein bevorzugter Wassertransport nachgewiesen werden, der so schnell erfolgte, daß der Wassertransport nicht in der Matrix stattgefunden haben konnte. Das Aufgraben der mit Rhodamin WT berechneten Fläche zeigte eine deutliche Färbung einzelner Makroporen bis in 70 cm Tiefe. Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, daß die TDR-Technik zur Bestimmung des Wassergehaltes für bindige Lehmböden sehr gut geeignet ist.

Die bislang durchgeführten Simulationen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Wassergehalten und -spannungen. Abweichungen sind v.a. auf kleinräumige Variabilitäten zurückzuführen: Die Sonden messen punktuell, während das Modell die Zustandsgrößen für jede betrachtete Bodenschicht ausgibt. In Hinblick auf die angestrebte Simulation bietet die in der beschriebenen Versuchsanordnung verwendete TDR-Technik eine gute Möglichkeit zur Validierung der Modellierungsansätze des Makroporenflusses.

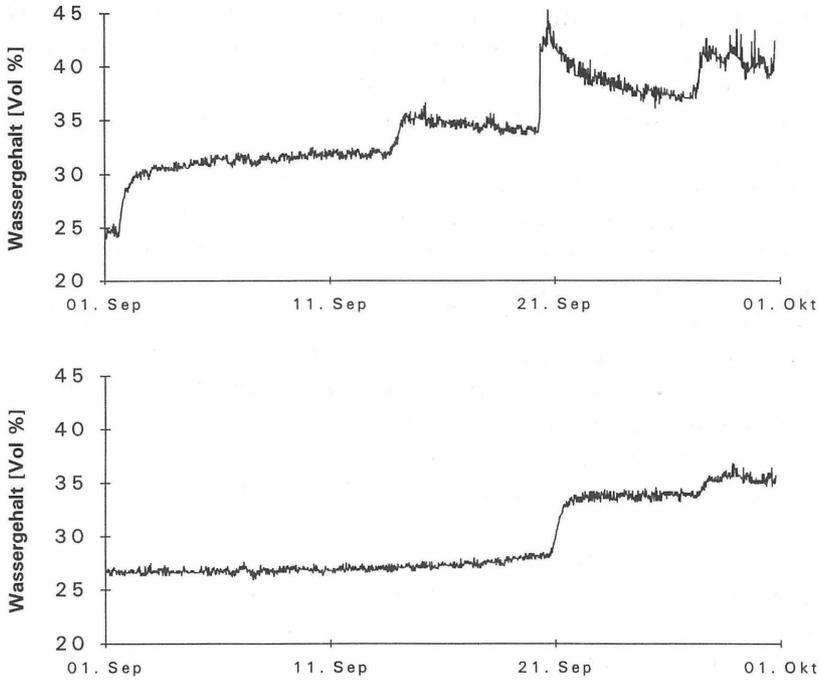


Abb. 5: Wassergehalte in 20 cm (obere) und 50 cm (untere Abb.) im Sep. 1995

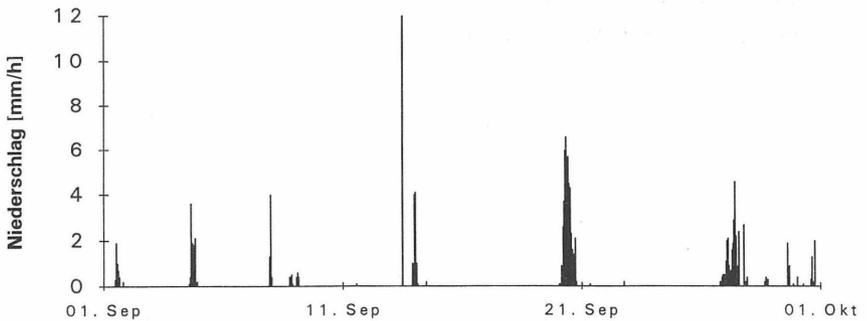


Abb. 6: Stündliche Niederschläge im September 1995.
Am 13.09. fand eine Beregnung mit 12,1 mm statt.

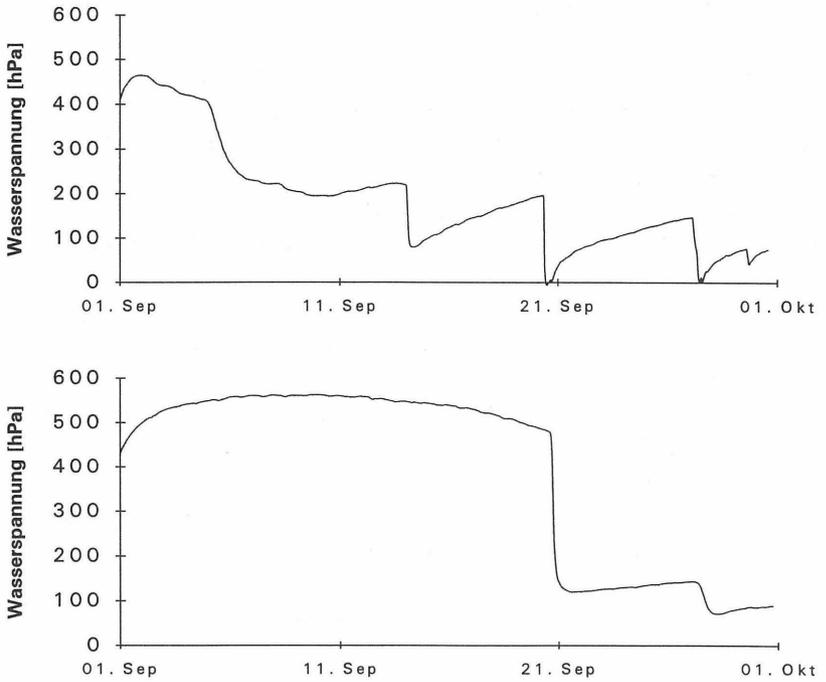


Abb. 7: Wasserspannungen in 25 cm (obere) und 47 cm (untere Abb.) im Sep. 1995

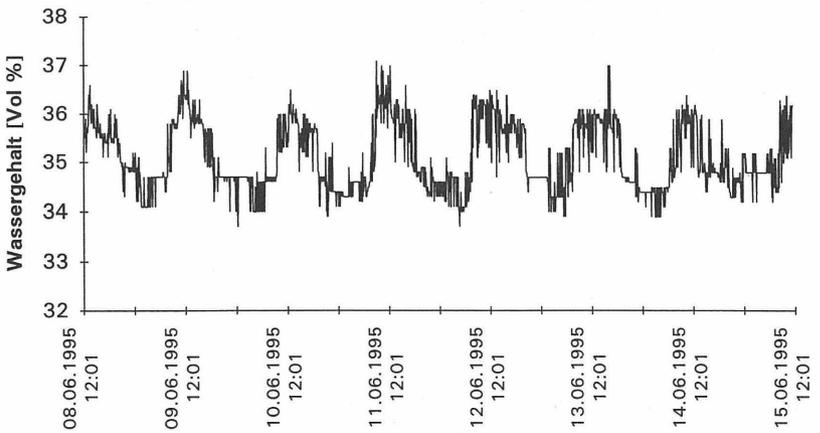


Abb. 8: Tagesschwankungen, hervorgerufen durch die Vegetation in 32 cm Tiefe.

7 Literaturhinweise

- BEVEN, K. und P. GERMANN: Makropores and Water Flow in Soils.
Water Resources Research 18 (5), 1311 - 1325, 1982.
- DIEKKRÜGER, B. und M. ARNING: Simulation of Water fluxes using different
methods for estimating soil parameters.
Ecological Modelling 81, 83-95, 1995.
- FUNDINGER, R. und K. KÖHLER: Messung der Material- und Bodenfeuchte mit der
TRIME-Methode.
Fa. IMKO GmbH, Ettlingen, 1992-1993.
- HARTGE, K. H. und R. HORN: Die physikalische Untersuchung von Böden. Enke
Verlag Stuttgart. 175 S., 1989.
- IMKO GmbH: TRIME-System: Materialfeuchtemessung nach dem Prinzip der Time-
Domain Reflectometry.
Ettlingen 1994.
- JARVIS, N.J. et al.: Modelling water and solute transport in macroporous soil.
I. Model description and sensitivity analysis.
Journal of Soil Science 42, 59-70, 1991.
- OTHMER, H.: Analyse und Simulation der Bodenwasserbewegung
ackerbaulich intensiv genutzter Standorte Ostniedersachsens.
Dissertation, TU Berlin. 261 S., 1993.
- SCHACHTSCHABEL, P. et al.: Lehrbuch der Bodenkunde.
Enke, Stuttgart. 491 S., 1989.
- TOPP, G.C., DAVIS, J.L. und A.P. ANNAN: Elektromagnetic Determination of Soil
Water Content: Measurements in Coaxial Transmission Lines.
Water Resources Research 16 (3), 574-582, 1980.
- VAN GENUCHTEN, M.TH.: A closed form equation for predicting the hydraulic
conductivity of unsaturatet soils.
Soil science Society of America Journal 44, 892-898; Madison, 1980.

Messung der Lagegenauigkeit von subhorizontalen Bohrungen mit der verbesserten Deflektometersonde, System INTERFELS

von

E. König; A. Eckbrett; R. Grindel; P. Hartkorn und D. Heinrich

Interfels GmbH, Bad Bentheim

1. Einleitung

Horizontale und geneigte Bohrungen von mehr als ca. 30 bis 40 Meter Länge sind auch mit modernsten Bohrgeräten nicht unproblematisch in Bezug auf ihre Richtungs- genauigkeit. Jeder einschlägig erfahrene Bohrmeister kann von regelrechten Horrorge- schichten berichten, bei denen die Bohrungen alle nur möglichen Ziele getroffen haben, nur nicht die auf den Plänen eingezeichneten. Die Vermessung des genauen Verlaufes eines Bohrloches ist deshalb eine Aufgabe, die in der Praxis nach wie vor von großer Bedeutung ist, im Zeitalter von Qualitätssicherung und -management sogar von einer noch größeren als je zuvor.

Verschiedene Meßgeräte wurden entwickelt und werden mit mehr oder weniger großem Erfolg in der Geotechnik eingesetzt. Zu nennen sind Kompaßsonden (Single und Multi-Shot), Bohrlochkreiselsonden und optische Sonden (z.B. BRAITHWAITE, 1995). Die INTERFELS, die seit über drei Jahrzehnten mit dieser Meßaufgabe befaßt ist, verwendet für vergleichsweise kurze Bohrlöcher mit Längen im Bereich von 30 bis etwa 200 m traditionsgemäß eine sogenannte "Deflektometersonde" (oft auch als "Knickwinkelsonde" bezeichnet); für größere Bohrlochlängen muß in der Regel auf eine Kreiselkompaßsonde zurückgegriffen werden.

Auf die Anforderungen des Marktes reagierend hat die INTERFELS eine neue "Deflektometersonde" entwickelt und erprobt, die alle ihre bisherigen Deflektometerson- den hinsichtlich Zuverlässigkeit und Genauigkeit in den Schatten stellt. Diese Neuent- wicklung soll im vorliegenden Beitrag vorgestellt werden.

2. Beschreibung der neuen Deflektometersonde

2.1 Grundsätzlicher Aufbau und Meßaufnehmer

Die neuentwickelte mobile Deflektometersonde ist zur hochgenauen Bestimmung des dreidimensionalen Verlaufes von annähernd horizontal verlaufenden Bohrungen konzi- piert.

Die Sonde besteht im Prinzip aus zwei gleichlangen Armen von je 1 m Länge, die mit einem Kardangelenke verbunden sind. Die Sonde ist im Bohrloch (üblicherweise in der Verrohrung) mittels einer speziellen Vorrichtung statisch bestimmt gelagert und damit in ihrer Lage immer hochgradig reproduzierbar (Abb. 1). Auf die Verwendung von Spezialverrohrungen oder von Inklinometer-Nutrohren kann verzichtet werden.

Innerhalb des Kardangelenkes sind druckwasserdichte elektrische Geber so angebracht, daß die Verkipfung der beiden Arme in zwei senkrecht aufeinander stehenden Richtungen gemessen werden kann. Zusätzlich sind in der Sonde ein

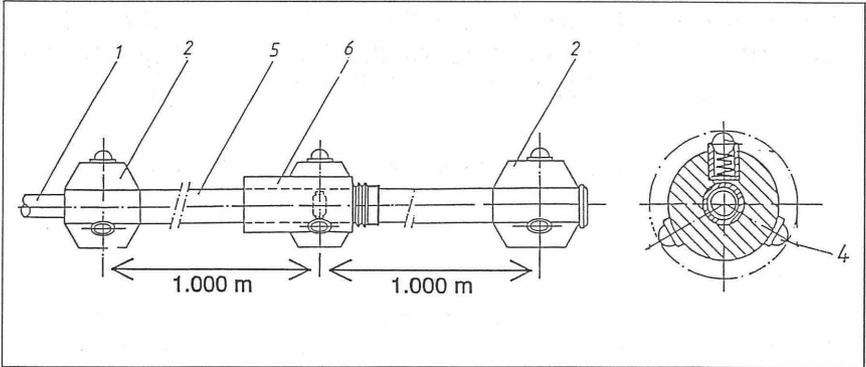


Abb. 1. Aufbau (schematisch) der neuentwickelten mobilen Deflektometersonde

1. Gestängeanschluß 2. Zentriergehäuse 4. Kugelzentrierung 5. Verbindungsrohr 6. Elektronikgehäuse

elektrisches Pendel (zur Messung der Verdrehung der Sonde im Bohrloch) sowie in einem der beiden Meßarme ein hochempfindlicher Neigungsgeber (zur Redundanz der Neigungsmeßdaten) angebracht.

Die vier Geber der Sonde sind somit:

- Sensor A:
Knickwinkel-Geber in der horizontalen Ebene (Azimut).
Digitalanzeige +/- 3000 entsprechend +/- 3,0 Grad.
Positives Vorzeichen ist Knick nach rechts in der Normallage bzw. Knick nach links in der Umschlaglage [jeweils vom Bohrlochmund (=Betrachter) aus gesehen].
- Sensor B:
Knickwinkel-Geber in der vertikalen Ebene (Neigung).
Digitalanzeige +/- 3000 entsprechend +/- 3,0 Grad.
Positives Vorzeichen ist Knick nach oben in der Normal- und in der Umschlaglage.
- Sensor C:
Rotationswinkel-Geber mißt die Verdrehung des Sensors A gegen die Horizontale.
Digitalanzeige +/- 1500 entsprechend +/- 15 Grad.
Positives Vorzeichen ist Drehung im Uhrzeigersinn in der Normallage bzw. Drehung gegen den Uhrzeigersinn in der Umschlaglage jeweils bei Blickrichtung zum Bohrlochtieftsten.
- Sensor D:
Inklinometer zur Bestimmung der Neigung gegen das Lot, in der Normallage im bohrlochseitigen Arm der Sonde eingebaut.
Digitalanzeige +/- 5000 entsprechend +/- 0,5 m/m Neigung.
Positives Vorzeichen ist Steigung in der Normallage bzw. Gefälle in der Umschlaglage.

Der Aufbau der Deflektometersonde ist schematisch in Abb. 1 dargestellt.

2.2. Meßprinzip

Die Sonde wird in der Bohrung mit einem Schubgestänge schrittweise in 1 m-Schritten gefahren, wobei in jedem Meßpunkt die Werte der eingebauten Sensoren registriert werden. Für eine komplette Meßreihe wird die Sonde einmal in der Normlage und zusätzlich in der Umschlaglage über alle Meßpunkte gefahren.

Das Meßprinzip beruht somit auf der Berechnung eines Polygon-Zuges ausgehend von der Startachse, d.h. der Achse, die im ersten Meßpunkt (Teufe 0 m) vom Sondenkopf am Bohrlochmund und dem Gelenkpunkt der Sonde eingenommen wird. Diese Achse ist gleich der Ansatzrichtung der Bohrung. An diese Strecke schließt mit den gemessenen Knickwinkeln die nächste Strecke an, an diese entsprechend der im nächsten Punkt gemessenen Knickwinkel die nächste Strecke, usw.. Dieses Prinzip ist zwar recht einfach, hat aber wegen der aufeinanderfolgenden Addition der Meßwerte zur Folge, daß ein neuer Meßpunkt alle Fehler der bisherigen Meßpunkte übernimmt. Ein Fehler im 1. Meßpunkt beeinflußt die Lage des Endpunktes mit dem Wert $n \cdot \text{Fehler}$ ($n = \text{Anzahl der Meßpunkte} = \text{Bohrlochlänge in Meter}$), ein Fehler im 2. Meßpunkt mit dem Wert $(n - 1) \cdot \text{Fehler}$ und so weiter.

Das bedeutet, daß die Meßgenauigkeit sehr stark von der Reproduzierbarkeit der Meßwerte abhängt. Alle Störfaktoren müssen so weit wie möglich ausgeschaltet werden. Das beginnt mit der Sauberkeit der Verrohrung. Spülrreste und andere Verunreinigungen müssen vor der Messung entfernt werden.

Die Meßpositionen müssen in der Teufe möglichst genau angefahren werden und die Rotation soll möglichst gering gehalten werden.

Besondere Aufmerksamkeit muß unter diesen Bedingungen den Offsetwerten der Sensoren gelten (Offset ist der vom Sensor angezeigte Wert, wenn der Sensor genau in der Null-Lage ausgerichtet ist.). Ein positiver Offset erhöht jeden Meßwert um einen bestimmten Betrag. Hat z.B. der Sensor A einen Offset von +0,01 Grad, entsprechend +0,00175 m/m, dann geht dieser Wert mit dem Faktor $n \cdot (n - 1) / 2$ in die Lage des Endpunktes ein. Bei 10 Meßpunkten ist dieser Faktor schon 55, bei 25 Meßpunkten 300, bei 50 Meßpunkten bereits 1225 ! Der Fehler des Endpunktes wäre in diesem Fall +2,14 m.

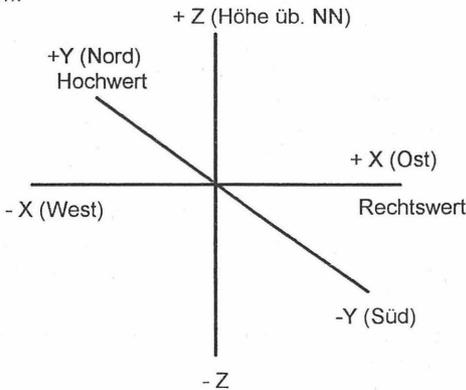


Abb. 2. Definition des Koordinatensystems

Aus diesem Grund ist die Umschlagmessung sehr wichtig, weil daraus die Offsetwerte der Sensoren A und D direkt ermittelt werden können. Der Offset des Sensors B kann durch Vergleich mit den Differenzen zweier aufeinanderfolgender Meßwerte des Sensors D bestimmt werden.

Das Koordinatensystem ist wie in Abb. 2 dargestellt definiert:

Zur Bestimmung des *absoluten* Verlaufes der Bohrung ist eine drei-dimensionale geodätische Einmessung des Meßgerätes am Bohrlochmund (z.B. in einem Bohrlochaufsatzrohr) erforderlich. Die Koordinaten der Startachse (P_0 für den Bohrlochmund und P_1 für die Lage des ersten Gelenkpunktes) sind dabei die Basis der Auswertung. Sie müssen vor Beginn der Auswertung vom Geodäten angegeben werden.

Wenn keine Koordinaten für die Startachse von der Bauleitung angegeben werden kann, setzt man die Koordinaten des Bohrlochmundes auf den Koordinaten-Nullpunkt und bestimmt den *relativen* Verlauf der Bohrung. Man setzt, wenn die Bohrung in genau östlicher Richtung verläuft:

P_0 : Rechtswert = 0,0 m Hochwert = 0,0 m Höhe = 0,0 m

und die Koordinaten des Gelenkpunktes im 1. Meßpunkt auf:

P_1 : Rechtswert = 1,0 m Hochwert = 0,0 m Höhe = 0,0 m

Bei Verlauf in nördlicher Richtung setzt man:

P_1 : Rechtswert = 0,0 m Hochwert = 1,0 m Höhe = 0,0 m

Die Lage des Endpunktes der Bohrung wird damit auf die Startachse der Bohrung bezogen. Die Eingabe von Projekt-Koordinaten in Meter ist aber ebenfalls problemlos möglich, wenn die Orientierung der Achsen identisch mit der oben gezeigten ist. Die Auswertung des Bohrungsverlaufs erfolgt dann in Bezug auf das Projekt-Koordinatensystem.

Die Erfassung der Meßdaten erfolgt in der Regel automatisch per Meßcomputer. Zu Kontrollzwecken ist aber auch eine Handaufzeichnung mit Hilfe einer Meßbrücke möglich. Die Meßdaten wurden nach Abschluß der Messung in das PC-Berechnungsprogramm IKNI-D übertragen. Das Programm liefert als Ergebnis eine tabellarische Darstellung der Bohrungskoordinaten. Diese Koordinaten wurden mit einem Grafikprogramm (Plotit 2.0) weiterverarbeitet. Beispiele für Ergebnisse sind in den folgenden Kapiteln wiedergegeben.

3. In-situ Kalibration

Der Tauglichkeitsnachweis einer Deflektometersonde kann am besten über in-situ Kalibrierungen unter aktuellen Baustellenbedingungen durchgeführt werden. Ein solcher Nachweis wurde mit der neuen Deflektometersonde erstmalig im September 1995 auf einer Gefiertunnel-Baustelle durchgeführt. Eine ca. 35 m lange Versuchsstrecke wurde dort oberirdisch aufgebaut und deren Verlauf sowohl geodätisch als auch mit der Deflektometersonde bestimmt.

Wie die Abb. 3 beispielhaft zeigt, stimmen die Ergebnisse praktisch 100%ig überein.

Aus diesen und anderen Untersuchungen kann gesagt werden, daß der Endpunkt einer 50 m tiefen Bohrung nach Neigung und Richtung auf etwa +/- 25 mm genau erfaßt werden kann.

Diese Genauigkeit ist um so erstaunlicher, als eine ganz normale (Stahl)-Verrohrung genommen wurde und keine Spezialverrohrung (z.B. Nutrohre), Meßmarken oder andere Sondermaßnahmen notwendig sind.

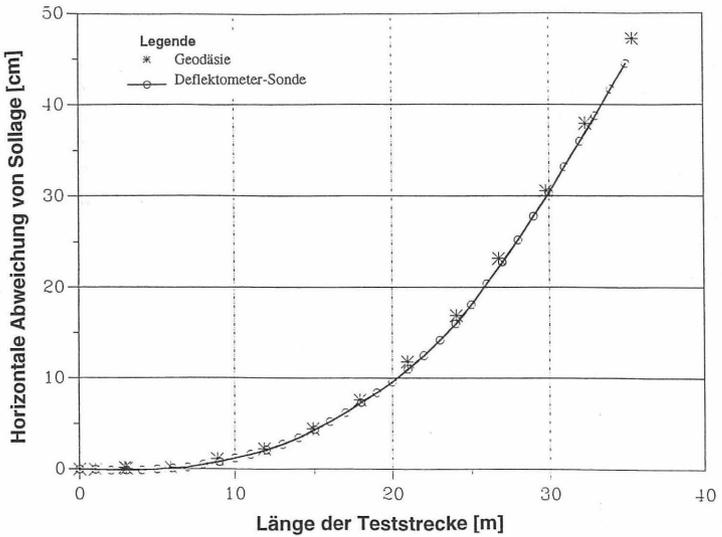
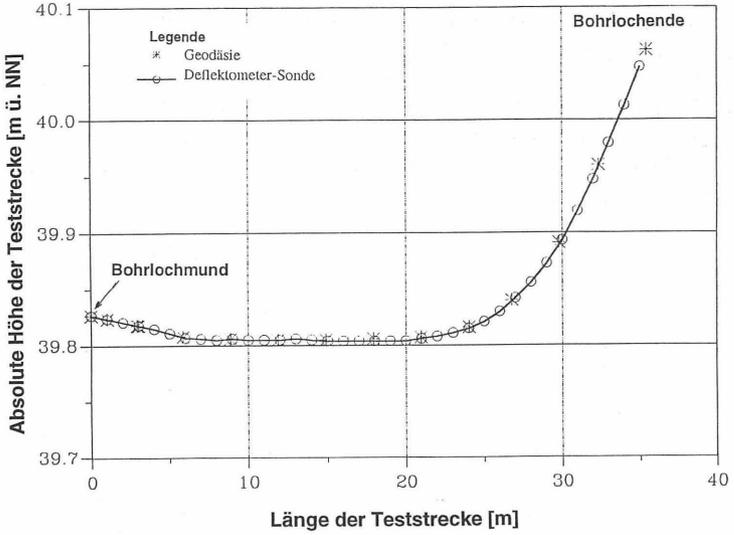


Abb. 3. Beispiel einer Vergleichsmessung Deflektometersonde / Geodäsie
Oben: Höhe der Teststrecke in m ü. NN
Unten: Horizontale Abweichung von der Sollage über Länge der Teststrecke

4. Meßbeispiel 1: Vermessung von Ankerbohrungen

Es wurden fünf bis zu 43 m lange und um ca. 8° nach unten geneigte Ankerbohrungen mit der neuen Deflektometersonde vermessen. Das Problem war nachzuweisen, daß die Endpunkte der Anker nicht unzulässig nahe an bestehende untertägige Erdbauten heranreichen. Abb. 4 zeigt beispielhaft die Ablenkung einer Bohrung aus ihrer Anfangsrichtung (Blick in das Bohrloch hinein). Deutlich ist eine Abweichung nach rechts und oben zu erkennen, die mit zunehmender Bohrteufe stetig zunimmt.

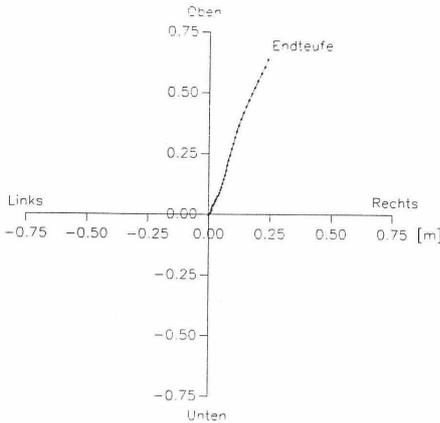


Abb. 4. Beispiel einer relativen Lagevermessung: Ablenkung einer Bohrung aus ihrer Anfangsrichtung

In Abb. 5 und 6 sind die ermittelten absoluten Lagen aller 5 vermessenen Bohrungen aufgetragen. Aus den Abbildungen erkennt man deutlich den Grad der Abweichungen aus der Sollage, der sicherlich als nicht vernachlässigbar bezeichnet werden kann.

Eine Qualitätskontrolle der Lagegenauigkeit von Ankerbohrungen ist deshalb, besonders bei kritischen innerstädtischen Projekten, mehr denn je angezeigt.

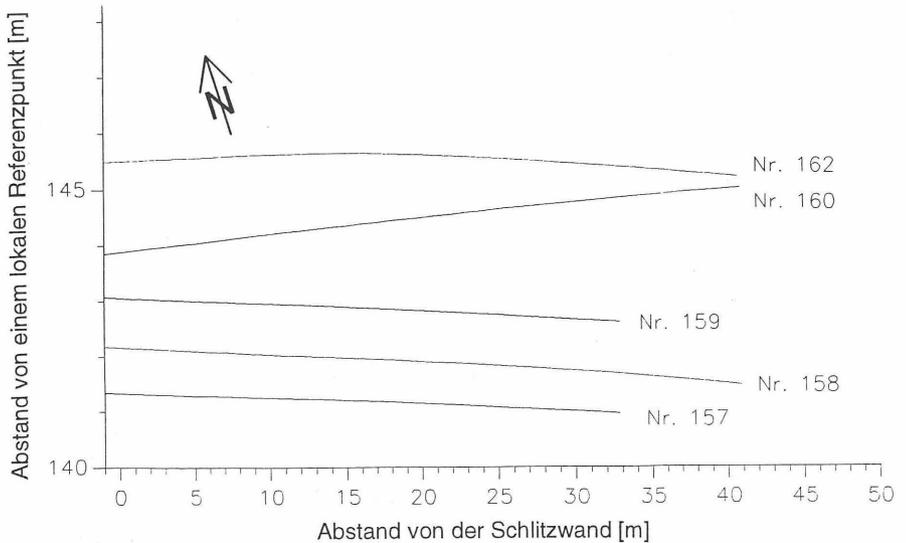


Abb. 5. Verlauf der fünf vermessenen Ankerbohrungen im Lageplan

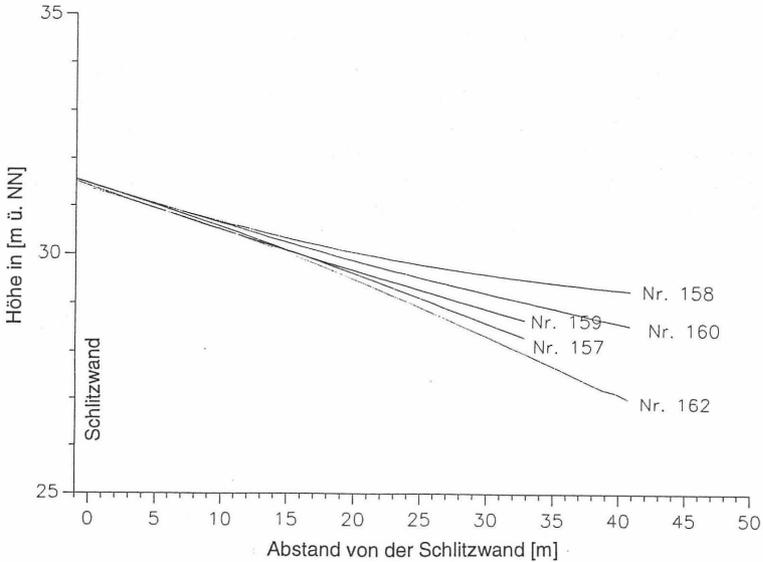


Abb. 6. Lagevermessung der fünf Ankerbohrungen im Längsprofil (ca. 3,7 fach überhöht)

5. Meßbeispiel 2: Vermessung von Bohrungen für einen Gefriertunnel

Für einen geplanten Tunnelvortrieb nach dem Gefrierverfahren wurden zahlreiche Vereisungsbohrungen in nicht-bindigen Lockergesteinen von einer Baugrube aus vortrieben. Die Bohrlochordnung war so gewählt, daß die Vereisungsbereiche um die Bohrlöcher herum zusammenwachsen. Zu große Abweichungen der Bohrungen können dazu führen, daß der Vereisungskörper nicht geschlossen ist mit entsprechend negativen Folgen für den Tunnelvortrieb. Eine Qualitätssicherung der Richtungsgenauigkeit der Gefrierbohrungen ist deshalb unumgänglich.

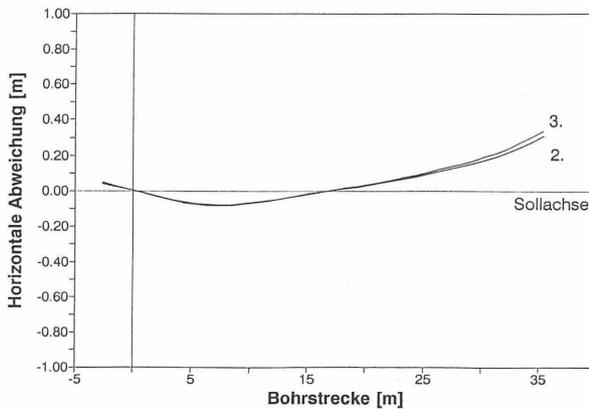


Abb. 7. Abweichung von zwei Bohrloch-Lagevermessungen:
Man beachte die ausgezeichnete Reproduzierbarkeit

Genauigkeit der Gefrierbohrungen ist deshalb unumgänglich.

Im vorliegenden Projekt war eine Bohrlochabweichung von maximal 0.5 % zulässig, d.h. bei einer Endteufe von 36 m war die Bohrung auf +/- 18 cm genau nach Lage und Richtung abzuteufen. Als Genauigkeit für die Bohrlochvermessung waren von der Bauleitung +/- 6 cm auf 36 m Endteufe gefordert.

Wie zahlreiche Kalibrierversuche zeigten, konnte die neue Deflektometersonde diese hohen Genauigkeitsanforderungen erfüllen. Sie zeichnet sich zudem durch eine außergewöhnlich hohe Reproduzierbarkeit aus (z.B. Abb. 7).

Im vorliegenden Projekt erwies sich die Deflektometersonde als derart hilfreich, daß dazu übergegangen wurde, jede Bohrung nicht nur nach Erreichen der Endteufe (36 m), sondern auch schon nach einem Bohrfortschritt von ca. 15m bzw. ca. 26 m zu vermessen. Abb. 8 belegt eine Verschiebung einer bereits eingebrachten Rohrtour infolge Tieferbohrens, die in dem nachgewiesenen Maße überraschen muß.

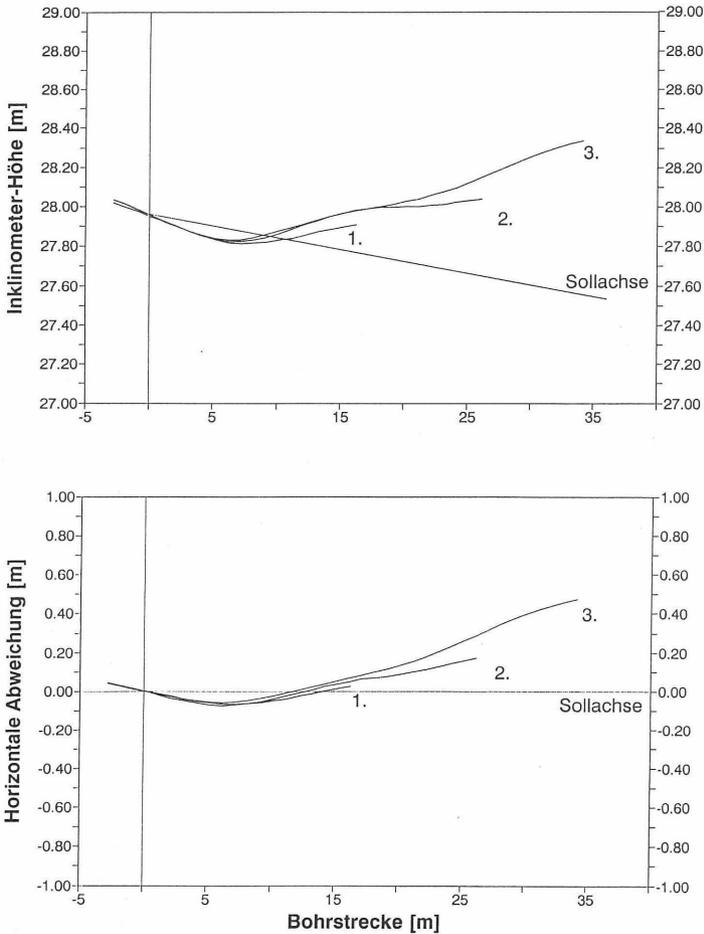


Abb. 8. Vermessung einer Bohrung bei einer aktuell erreichten Bohrtiefe von 16m (= Messung 1), 26m (= Messung 2) und 36 m (= Endteufe; Messung 3)

Abb. 9 zeigt in drei Schnitten die Spur von insgesamt 31 Horizontalbohrungen. Deutlich ist das Verlaufen der Bohrungen mit zunehmender Teufe zu erkennen: Während an der Anfahrwand (= Schnitt 0 m) die Kontur von Tunnelfirste und -ulmen eindeutig zu erkennen ist, ist dies für die Zielwand (= Schnitt 35 m) nicht mehr so ohne weiteres der Fall.

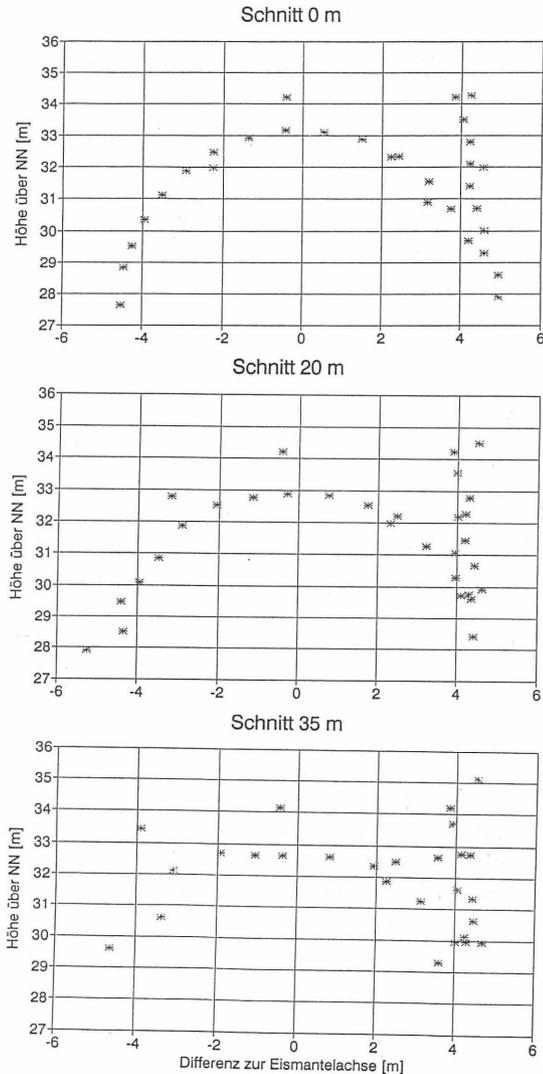


Abb. 9. Schnitte in drei verschiedenen Teufen mit Durchstoßpunkten von 31 Horizontalbohrungen

Die Spuren der Bohrungen in den eingemessenen 1-Meterschritten ist im Summenprofil der Abb. 10 dargestellt.

Man gewinnt den Eindruck, daß der Grad der Bohrlochabweichung weitgehend zufallsbedingt ist. Dieser Eindruck kann als erneuter Beleg dafür gelten, daß Horizontalbohrungen auf ihre Richtungsgenauigkeit routinemäßig vermessen werden sollten.

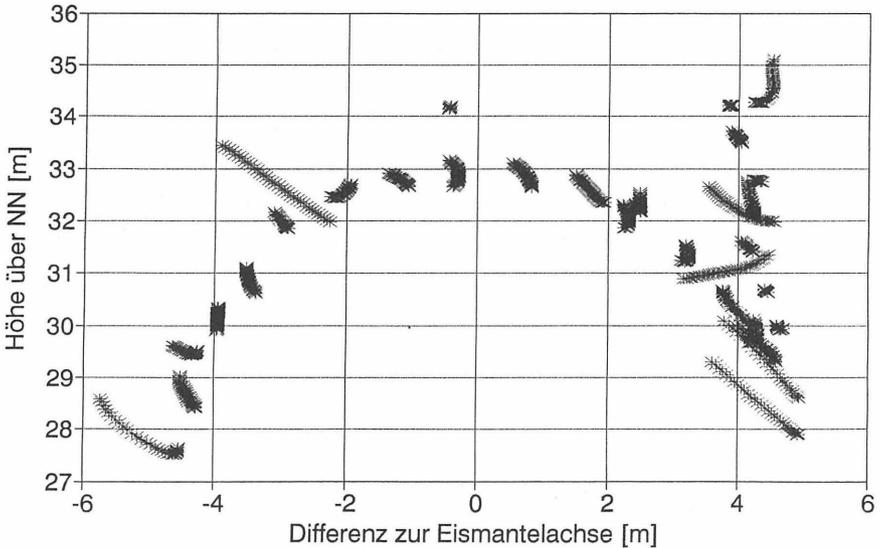


Abb. 10. Spuren von 31 Horizontalbohrungen in Profilschnitten von 0 bis 36 m

Literatur

- BRAITHWAITE, R. 1995. Borehole surveying - Where in earth are we?
geoDrilling International, Vol. 3, No. 6, p. 10 - 15, December 1995
- ANONYM, 1995. Vermessung von Horizontalbohrungen mit verbesserter Inclinometersonde. -
Interfels Nachrichten, Nr. 12, S. 4 - 6, Dezember 1995.
- INTERFELS GmbH, 1995. Information zur Produkt Nr. 223 "Deflektometer".

GLASFASERSENSORIK UND ERGEBNISSE INNOVATIVER TÄTIGKEITEN IN DER GEOTECHNIK

M. R-H Voet und F. Glötzl

1. EINLEITUNG

Faseroptische Sensorsysteme wurden bisher im wesentlichen zur Positionsbestimmung in Fabrikationsprozessen benutzt. In neuerer Zeit gewinnen sie mehr und mehr an Interesse, da diese Technologie eine Vielzahl von Vorteilen beinhaltet. Die meisten physikalischen/chemischen Eigenschaften können mit optischen Glasfasersensoren erfaßt werden. Temperatur, Weg, Druck und Spannung können ebenso gemessen werden wie das Auftreten verschiedener Gase. Die Möglichkeit der Bestimmung chemischer Parameter macht ihren Einsatz auch in Deponien und Endlagern für nicht-nukleare, chemisch-toxische Abfälle interessant.

Glasfaserkabel haben sich in der Prozeßkontrolle und Überwachung zu einer Alternative für Kupferkabel entwickelt. Ihre Immunität gegenüber elektromagnetischen Störungen, schwere Entflammbarkeit und Widerstandsfähigkeit gegenüber chemischen Reaktionen (z. B. Korrosion) erlauben einen Langzeiteinsatz in rauher Umgebung. Der potentielle Einsatz von Glasfasersensoren für Langzeitüberwachungen ist somit gegeben. Die Möglichkeit der Integration in Netzwerke ist mit ein wesentlicher Grund, warum diese Sensorik in Forschung und Industrie immer mehr Einzug hält.

2. FASEROPTISCHE SENSOREN

Die Sensoreigenschaften einer Glasfaser ergeben sich durch die Tatsache, daß Licht, welches durch die Faser geführt wird, modifiziert wird aufgrund externer Einflüsse wie physikalischer, chemischer oder auch anderer Art.

In der Vergangenheit beschränkten sich Anwendungen im wesentlichen auf einfache Aufgaben wie Kartenleser für Computer oder Positionsanzeige in Fabrikationsprozessen. Die schnell fortschreitende technologische Entwicklung eröffnete völlig neue Möglichkeiten für die faseroptische Meßtechnik. Raffinierte Sensoren wurden entwickelt, die sich der Technik der Interferometrie bedienen. Beispielsweise

wurden Sensoren zur Messung von Verschiebungen entwickelt, die eine 4 - 5fach höhere Auflösung als herkömmliche Sensoren besitzen. Allerdings sind derartig hohe Sensitivitäten im allgemeinen nicht erforderlich mit Ausnahme von Hydrophonen und Gyroskopen im militärischen Einsatz.

2.1 Meßmethoden der Faseroptik

2.1.1 Meßprinzip

Wie bereits erwähnt basiert das Arbeitsprinzip faseroptischer Sensoren auf der Modifizierung des durch sie geführten Lichtes. Abbildung 1 verdeutlicht dieses grundsätzliche Arbeitsprinzip (MIGNANI, 1995).

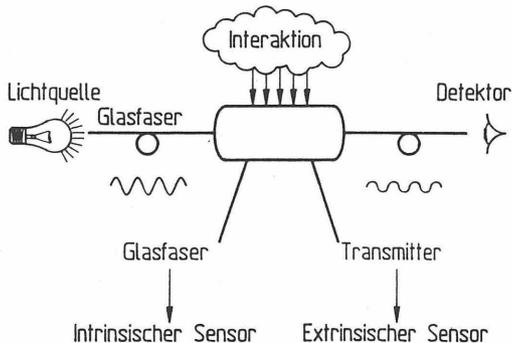


Abbildung 1: Arbeitsprinzip faseroptischer Sensoren

Einzelne Eigenschaften des Lichtes wie Intensität, Phase, Polarisationsrichtung oder Wellenlänge werden durch äußere, zu untersuchende Einflüsse moduliert (CULSHAW, 1988).

1. Modulation der Intensität : die Amplitude der Lichtwelle ist ein Maß für die zu untersuchende Eigenschaft.
2. Modulation der Phase : durch äußeren Einfluß kommt es zu einer Phasenverschiebung der Lichtwelle, die ein Maß für diesen Einfluß darstellt.
3. Modulation der Wellenlänge : hier dient die Verschiebung des Lichtspektrums als Maß für die zu untersuchende Eigenschaft.
4. Modulation der Polarisation : ein externes Signal verändert die Polarisationsrichtung des durch die Faser geführten Lichtes.

Der technische Hintergrund der einzelnen Meßprinzipien ist in der Literatur im Detail näher erläutert. Die Komplexität faseroptischer Systeme, die gewählten Systemkomponenten und somit die Kosten verschiedener Sensoren sind abhängig vom jeweiligen Meßprinzip. Ein faseroptischer Sensor, der zu Überwachungszwecken in der Geotechnik eingesetzt wird, sollte idealerweise folgenden Anforderungen genügen :

- Verlässlichkeit im Dauerbetrieb
- einfache Bedienung, automatischer oder halbautomatischer Betrieb
- kostengünstige Installation
- wartungsfreundlich

Diese Anforderungen limitieren bereits die Selektion geeigneter Meßprinzipien und setzen ebenfalls Grenzen an die Komplexität elektro-optischer Meßsysteme. Aufgrund der kostengünstigen Komponenten und der Einfachheit ihrer Architektur werden in der Industrie zur Zeit intensitätsmodulierte Sensortypen zur Umgebungsüberwachung favorisiert (MIGNANI,1995/NATIONAL INSTRUMENTS).

2.1.2 Typischer Aufbau

Als Beispiel sei kurz der typische Aufbau eines intensitätsmodulierten Glasfasersensors beschrieben. Ein derartiger Sensor kann als ein kompaktes elektro-optisches Modul angesehen werden, das über ein Glasfaserkabel mit der Meßeinheit verbunden ist. Als Lichtquelle kann eine normale Lampe verwendet werden, wobei allerdings die Hilfe geeigneter optischer Komponenten (Linsen etc.) notwendig ist, um das Licht optimal in die Glasfaser einzukoppeln. Am meisten verwendet werden lichtemittierende Dioden (LEDs) und Laser-Dioden, da diese direkt an die Glasfaser angekoppelt werden können. Darüberhinaus erlauben sie den Einsatz vieler verschiedener Wellenlängen sowie einen hohen Energieeintrag in das Kabel. Die Detektoren sind in der Regel Fotodioden vom PIN-Typ versehen mit Filtern zur Verhinderung einer Spektralaufteilung.

Die Schnittstelle zwischen Lichtquelle und Glasfaser überträgt die Intensität der Quelle in die Faser sowie die aufgrund der zu messenden Umgebungsparameter veränderte Intensität zur Meßeinheit. In der Regel werden die Glasfasern aus Silizium hergestellt und besitzen einen Durchmesser von mehr als 100 μm , da bei kleineren Durchmessern die Qualität der Lichteinkopplung leidet.

2.1.3 Intrinsische und extrinsische Sensoren

Licht aus einer Quelle, dessen relevante optische Eigenschaften konstant sind, wird mittels eines stabilen Kopplungsmechanismus in die Glasfaser eingekoppelt und zu dem Punkt geführt, an dem die Messung stattfinden soll. An diesem Meßpunkt kann das Licht entweder

- die Glasfaser verlassen und an einem außen gelegenen Punkt moduliert werden, um dann wieder in die gleiche oder eine andere Faser eingekoppelt zu werden (extrinsische Sensoren),

oder

- innerhalb der Faser verbleiben und aufgrund äußerer Einflüsse auf die Faser während des Durchlaufens moduliert werden (intrinsische Sensoren).

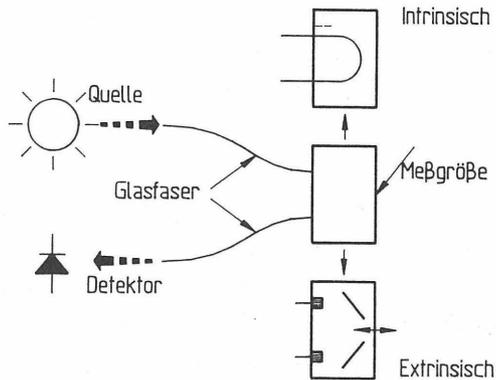


Abbildung 2 : Schematische Darstellung des Meßprinzips intrinsischer und extrinsischer Sensoren

Im Fall eines intrinsischen Sensors gibt es zum einen die Möglichkeit, diskrete Messungen an bestimmten Punkten durchzuführen, indem man entweder Hülle oder Kern der Glasfaser an den gewünschten Punkten verändert. In den meisten Fällen aber werden diese Sensoren dazu benutzt, kontinuierliche Messungen entlang der gesamten Faser durchzuführen. Die Ortsauflösung der Meßpunkte innerhalb der Faser ist allerdings begrenzt, da immer ein bestimmter Abschnitt der Faser benötigt wird, um den Meßwert an einem Punkt zu bestimmen. Eine gängige Ortsauflösung ist beispielsweise 0.25 m. Extrinsische Sensoren benutzen die Glasfaser, um Licht

an einzelne spezielle, meist chemische Sensoren zu führen. Eine oder mehrere Fasern sind mit einem Transmitter verbunden, um die Modulationen der optischen Eigenschaften des Reagenten zu messen, die sich als Reaktion auf den Einfluß der zu untersuchenden Parameter ergeben. Ein solcher Sensor wird "**Optrode**" genannt (optical electrode). Aufgrund der Vielzahl verfügbarer Reagenten, sind ebensoviele unterschiedliche Sensoren denkbar. Man muß allerdings bedenken, daß die Konstruktion des Sensorgehäuses, welches die Faserenden und den Reagenten enthält, sich als ausgesprochen schwierig erweist, da Bauform, Größe und Material starken Einfluß auf das Signal-Rausch-Verhältnis haben (MIGNANI, 1995, VOET, 1995).

2.2 Faseroptische Sensoren zur Messung überwachungsrelevanter Größen

Eine Literaturecherche ergab, daß bereits eine Reihe von Sensoren existieren, die in der Lage sind, relevant genannte (geo-) physikalische oder (geo-) chemische Meßgrößen zu bestimmen. Die Meßprinzipien dieser Sensoren sind im folgenden detailliert beschrieben. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Sensoren, deren Meßmethode, Meßbereich sowie Genauigkeit und Auflösungsvermögen, soweit entsprechende Daten verfügbar waren.

Meßgröße	Optische Meßmethode	Typ. Meßbereich	Genauigkeit	Auflösung
Temperatur	Raman OTDR	-190 → + 460 °C	0.1 °C	0.01 °C
	Fabry-Perot (λ - Modulation)	-40 → + 300 °C	1 % ¹	0.1 °C
Druck	Polarisation-Modulation	0 → +100 bar 0 → + 200 bar	0.2 % ¹ 0.2 % ¹	0.05 % ¹ 0.05 % ¹
	Fabry-Perot	0 → +100 bar	1 %	0.07 bar
Porenwasserdruck	Intensitäts-Modulation (microbending)	0 → 3 bar 0 → 30 bar 0 → 300 bar	0.5 % ¹ 0.5 % ¹ 0.5 % ¹	0.2 % ¹ 0.2 % ¹ 0.2 % ¹
Leckage	OTDR (microbending)			100 mm
Verschiebung Dehnung	"Bragg gratings"	0.5 % / Länge	2 · 10 ⁻⁴	1 · 10 ⁻⁵
	OTDR Reflektion Interferometrie	5 · 10 ⁻² m 150 mm		1 · 10 ⁻⁴ 10 ⁻⁵ m 10 ⁻⁵ m
Fließrate	Wirbel-Frequenz Laser-Doppler-Verfahren	1 → 65 m ⁻³ · h ⁻¹ 0 → 100 ms ⁻¹		0.5 % ¹ 0.5 % ¹
pH-Wert	Licht-Absorption (chem. Indikator)	2 → 7	0.1	0.01
Gase O ₂ Ch ₄	Fluoreszenz Gasabsorption	0 → 0.2 bar ² 5 % (Vol)	1 %	400 ppm

1 vom Meßbereich, 2 Partialdruck von O₂

Tabelle 1 : Übersicht optischer Sensoren

2.3 Netzwerke faseroptischer Sensoren

Ein faseroptisches Sensorsystem ist ein Netzwerk von Sensoren, die eine gemeinsame Datenleitung benutzen, um mit der zentralen Datenerfassung zu kommunizieren. Die Elemente eines solchen faseroptischen Netzwerkes beinhalten eine zentrale Lichtquelle, Glasfasern, die das Licht zu den einzelnen passiven Sensoren führen, sowie einen weiteren Satz von Fasern, der das gegebenenfalls modulierte Licht zu einem Fotodetektor leitet. Ein solches rein faseroptische Netzwerk hat den Vorteil, daß es elektrisch isoliert ist und daß sowohl der Sensor als auch das Kommunikationssystem immun sind gegen elektromagnetische Strahlung.

Sensoren, deren Meßprinzip auf Intensitätsmodulation oder Phasenmodulation beruht, können problemlos in ausgedehnte Netzwerke eingebaut werden. Extrinsische Sensoren, deren Prinzip auf Reflektion oder Interferometrie basiert, benötigen sogenannte Koppler, um sie in ein Netzwerk zu integrieren. Der Nachteil solcher Koppler ist, daß sie Verluste verursachen und daß die Anzahl extrinsischer Sensoren in einem Netzwerk begrenzt ist. Intrinsische Sensoren, bei denen die Glasfaser selbst als Sensor wirkt, die also raumkontinuierliche Messungen erlauben, verursachen solche Probleme nicht.

Generell können Sensor-Netzwerke auf zwei verschiedene Arten konstruiert werden. Zum einen können extrinsische, also diskrete Sensoren in einem Netzwerk konfiguriert werden, wobei die Ausgangssignale der einzelnen Sensoren über einen oder mehrere Multiplexer in das Kommunikationssystem eingespeist werden. Die Alternative dazu besteht in einer Verbindung intrinsischer Sensoren, deren Ausgangssignale ebenfalls mittels Multiplexer übernommen werden.

Bei den Netzwerken extrinsischer Sensoren basiert die Arbeit der Multiplexer auf drei verschiedenen Techniken (KERSEY, 1991, KIST, 1989, KROHN, 1988):

- *Time-division multiplexing (TDM)*

Bei dieser Methode werden die Sensorsignale einem bestimmten Zeitbereich innerhalb eines vorgegebenen Zeitfensters zur Datenübertragung zugeordnet.

- *Frequency-division multiplexing (FDM)*

Hierbei wird die Sensorinformation einem bestimmten Frequenzbereich

zugeordnet, d. h. auf vorgegebene "Trägerfrequenzen" innerhalb eines definierten Frequenzbandes gesetzt.

- *Wavelength-division multiplexing (WDM)*

Bei diesem Verfahren werden die Ausgangssignale einer definierten optischen Wellenlänge zugeordnet.

Das Multiplex-Prinzip im Zeitbereich (TDM) ist zwar relativ einfach, aber es müssen eine Reihe von Voraussetzungen berücksichtigt werden :

- a) es müssen viele kurze Impulse auf einem geringen Energielevel sortiert werden,
- b) die Impulsbreite muß sehr klein sein, um dem Receiver eine saubere Trennung der einzelnen Impulse zu ermöglichen,
- c) da es sich um eine zeitliche Sortierung handelt, muß die Elektronik des Datenerfassungssystems ausgesprochen schnell sein,
- d) aufgrund der Tatsache, daß das Energiespektrum eines Pulses sehr hoch ist, muß der Detektor eine große Bandbreite haben, was sich ungünstig auf das Signal-Rausch-Verhältnis auswirkt,
- e) die Schärfe des Impulse verschmiert während der Laufzeit aufgrund des Phänomeres der "Phasen-Dispersion", was auch zu einer Überlappung der Impulse führen kann.

Diese Schwierigkeiten müssen beim Multiplex-Prinzip im Frequenzbereich (FDM) nicht berücksichtigt werden. Diese Verfahren hat folgende Vorteile :

- a) da das Netzwerk auf definierten Frequenzen aufgebaut ist, muß der Receiver durch einfache Filteroperationen lediglich die einzelnen Signale trennen. Dies führt zu einem hohen Signal-Rausch-Verhältnis,
- b) auf dem Markt sind kostengünstige elektronische Geräte dieser Art verfügbar.

Bei dem Wellenlängen-Multiplex-Verfahren ist der Nachteil, daß jeder Sensorkanal eine Bandbreite von 20 bis 50 nm beansprucht und somit die maximale Anzahl pro Netzwerk auf etwa 20 Sensoren begrenzt ist.

Tabelle 2 gibt einen Überblick über die wesentlichen Vor- und Nachteile der einzelnen Multiplex-Methoden (DAKIN, 1990).

Multiplex-Methode	Vorteile	Nachteile	Bemerkungen
Time-division multiplexing (TDM)	Einfache elektronische Umsetzung; nur eine Quelle und ein Detektor notwendig; große Anzahl Fasern können verbunden werden	Bedarf schneller Elektronik im Falle kurzer Faserwege	Besonders geeignet bei Verwendung vieler Fasern
Wavelength-division multiplexing (WDM)	Verwendung gängiger elektronischer Komponenten; gute Ausnutzung der optischen Energie	Viele Quellen und Detektoren notwendig; kompliziert bei mehr als 10 Sensoren	Kann sowohl zur Verschaltung einzelner als auch vieler Fasern benutzt werden
Frequency-division multiplexing (FDM)	Sehr einfaches decodieren bei nicht zu vielen Fasern; Verwendung von nur einer Quelle und einem Detektor möglich	Schwierige Handhabung bei hoher Sensorzahl	Kann sowohl zur Verschaltung einzelner als auch vieler Fasern benutzt werden

Tabelle 2 : Vor- und Nachteile der Multiplex-Methoden

In der Praxis hat sich die FDM-Technik mit der Signalverarbeitung im Frequenzbereich bei einer Vielzahl von Anwendungen bewährt und seine Leistungsfähigkeit bewiesen. Die maximale Anzahl von Sensoren, die verschaltet werden können, hängt im wesentlichen von drei Faktoren ab :

- der insgesamt eingespeisten optischen Energie,
- dem maximalen Frequenzspektrum der Energiequelle und
- der Leistungsfähigkeit des Computers zur Signalverarbeitung.

Eine Verschaltung von 32 Sensoren kann zur Zeit problemlos erreicht werden. Eine höhere Anzahl, zum Beispiel 64 Sensoren, bedarf leistungsfähigerer Komponenten.

3 VERGLEICH DER SENSORSYSTEME

3.1 Temperatur

Die Temperatur spielt eine große Rolle im Bereich ingenieurtechnischer Anwendungen. Es existieren daher eine Vielzahl herkömmlicher Meßprinzipien und Sensoren, mit denen Temperaturen gemessen werden (Quecksilber-Thermometer, Bimetall-Thermometer, Thermistoren, Thermolemente etc.) Auch in der faseroptischen Meßtechnik nimmt die Temperaturmessung einen breiten Raum ein. Dies ist nicht zuletzt dadurch bedingt, daß mit fast allen Meßprinzipien Temperaturen bestimmt werden können (Fabry-Perot-Prinzip, verschiedene OTDR-Verfahren, Strahlungs- und Reflexionsverfahren).

Meßbereiche, Genauigkeit und Auflösungsvermögen sind mit denen herkömmlicher Sensoren vergleichbar und erfüllen die Anforderungen für einen Überwachungseinsatz gemäß Tabelle 1.

Ein besonderes vorteilhaftes Prinzip ist das Raman-OTDR-Verfahren (siehe Abbildung 3). Es macht Gebrauch von der Möglichkeit der raumkontinuierlichen Messung entlang einer Glasfaser und erlaubt über eine Faserlänge von bis zu 8 km die Messung der Temperatur alle 0.25 m mit einer Genauigkeit von 0.1°C. Dieses Verfahren wurde bereits mehrfach für geowissenschaftliche Messungen mit Erfolg eingesetzt (HURTIG, 1993, HURTIG, 1994).

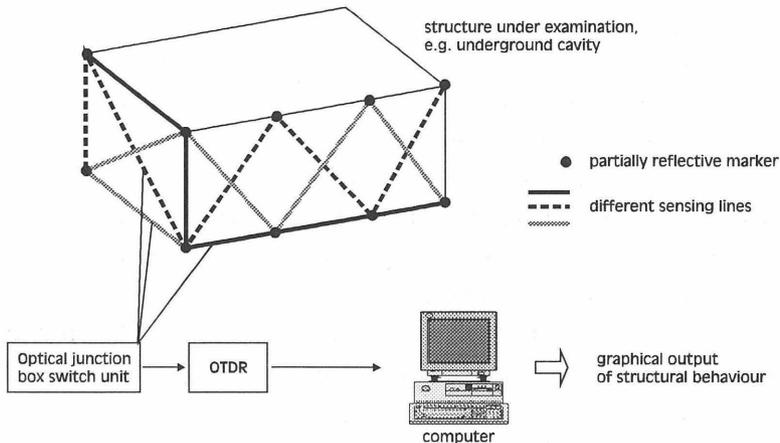


Abbildung 3 : Temperatur-Dehnungs-Überwachungssystem

Ein weiterer Vergleich fand in einer Gefrierbohrung des Erkundungsbergwerkes Gorleben statt (HURTIG, 1995). Dort wurde sowohl mit der hochauflösenden Temperatursonde der BGR als auch mit einem Glasfaserkabel die Temperatur als Funktion der Teufe gemessen. Die Ergebnisse zeigen, daß der Kurvenverlauf für beide Messungen weitgehend übereinstimmt. Die Differenz zwischen beiden Messungen lag bei +/-0.1 bis +/-0.2 °C, auch in Bereichen starker vertikaler Temperaturänderung. Der Vorteil der faseroptischen Methode liegt darin, daß über das gesamte Teufenprofil der Bohrung die Temperatur permanent als Funktion der Zeit beobachtet werden kann, ohne durch das Ein- und Ausfahren einer Sonde das Temperaturfeld in einer Bohrung zu stören.

3.2 Spannung / Druck

In Salz- und Tonformationen kann der Gebirgsdruck durch Einbau von sogenannten Spannungsgebern ermittelt werden. Bei entsprechender Anordnung lässt sich die Gebirgsspannung in unterschiedlichen Raumrichtungen bestimmen. Standardmäßig werden hydraulische Druckkissenmeßsysteme (mit Öl oder Quecksilberfüllung) verwendet, die auf der Kompensationsmethode basierend pneumatisch, hydraulisch oder mittels elektrischer Drucksensoren gemessen werden, wobei der durch die gesuchte Spannung erzeugte Druck im Druckkissen ermittelt wird. Dynamische Druck- bzw. Spannungsmessungen sind nur mit einem elektrischen System möglich. Das hydraulische Kompensationssystem reagiert zu träge.

Ein faseroptischer Spannungsmesser, bei dem der hydraulische oder elektrische Drucksensor durch ein Glasfasersystem ersetzt wurde, erlaubt das direkte Auslesen des Druckes über die Veränderung der Polarisation (siehe Abbildungen 4 und 5) und bedarf nur noch eines Lichtleiterkabels zur Signalübermittlung (BOCK, 1992). Dynamische Druckmessungen sind hiermit möglich, da die Faser sehr schnell auf Veränderungen des Druckes reagiert. Genauigkeit und Auflösungsvermögen sind mit den herkömmlichen Sensoren vergleichbar. Darüberhinaus sind diese Sensoren immun gegen elektromagnetische Strahlung. In-situ-Feldversuche zur Erprobung des Leistungsvermögens dieser Sensoren werden zur Zeit in der SchachtanlageASSE gemeinsam mit der BGR, Hannover, durchgeführt.

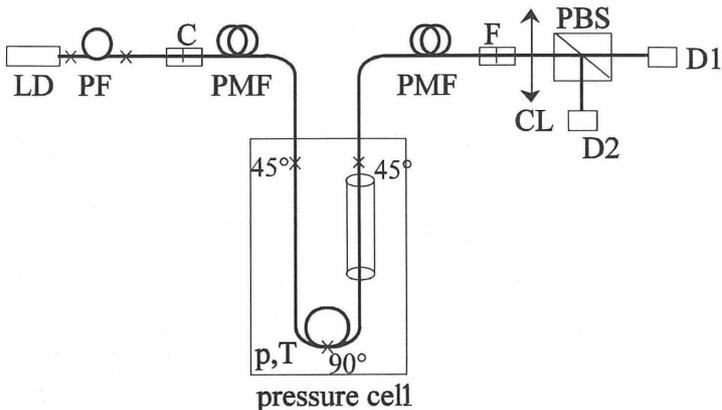


Abbildung 4 : Polarimetric pressure sensor lay-out

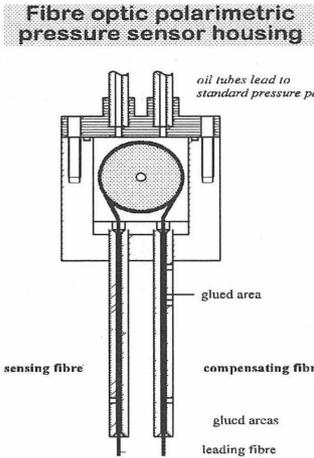


Abbildung 5 : Pressure sensing housing

Damit vergleichbare faseroptische Sensoren sind bereits auf dem Markt erhältlich und arbeiten nach dem Fabry-Perot-Prinzip. Der maximal erfaßbare Druck solcher Sensoren liegt bei 10 Mpa mit einer Genauigkeit von ca. 1 %.

3.3 Porenwasserdruck

Konventionelle Sensoren zur Messung des Porenwasserdrucks existieren in verschiedenen Ausführungen wie pneumatische oder hydraulische Geber und elektrische Sensoren nach dem Prinzip der Schwingsaite oder piezoelektrisch.

Beide Sensortypen stellen vergleichbare Anforderungen an die Installation. Sie benötigen einfache Erfassungsgeräte sowie ein Meß- bzw. Leitungssystem zur Meßstation, was bei dem Einsatz vieler Sensoren einen hohen Installationsaufwand bedeutet. Nachteil beider Systeme ist die lange Lesezeit für einen Datensatz. Pneumatisch/hydraulische Sensoren benötigen einen aufwendigeren Leseprozess, so daß elektrische Aufnehmer oft bevorzugt werden, obwohl diese mit einer unkontrollierten Nullpunkt- und Bereichsdrift behaftet sind. Pneumatisch/hydraulische Sensoren sind besonders kostengünstig und haben den Vorteil, daß sie in teilgesättigten Medien eingesetzt werden können und problemlos im Netzwerkbetrieb arbeiten.

Ein neuentwickelter faseroptischer Sensor basiert auf der Modulation der Lichtintensität. Mit ihm lassen sich Meßbereiche von 0 - 3, und bis 0 - 300 bar abdecken.

Genauigkeit und Auflösungsvermögen sind dagegen bei dem faseroptischen Sensor geringer, dafür zeichnet er sich durch eine hohe Ansprechgeschwindigkeit und eine gute Reproduzierbarkeit der Werte sowie Multiplexmöglichkeit aus (siehe Abbildungen 6, 7 und 8).

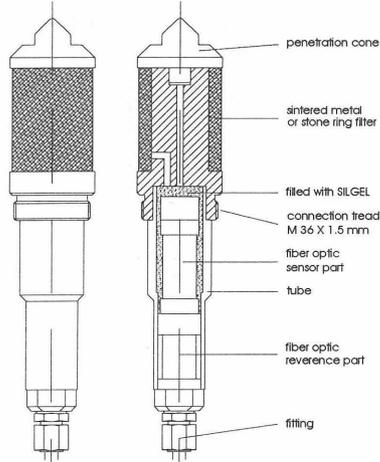


Abbildung 6 : Fiber Optic Pressure Cell for Pore Water

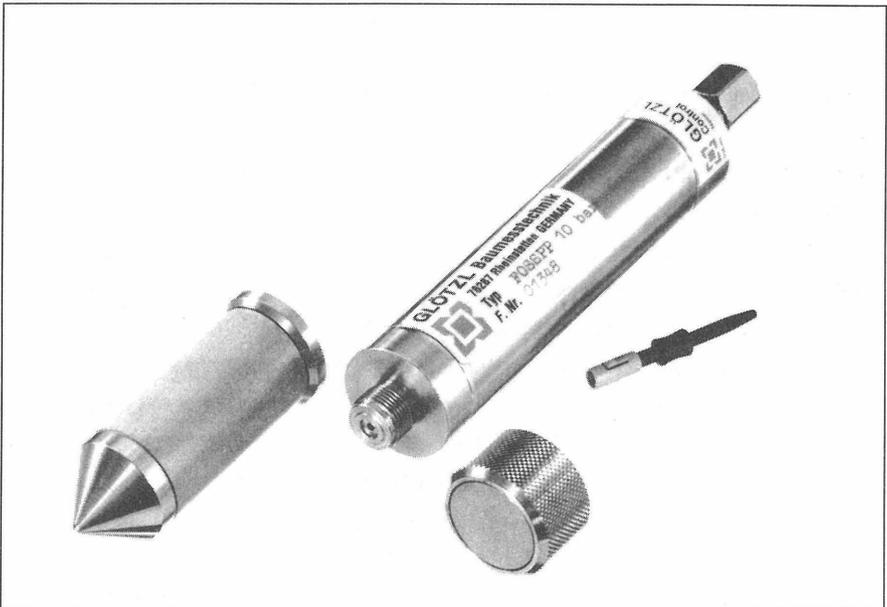


Abbildung 7 : Fibre Optic Pore Water Pressure Sensor

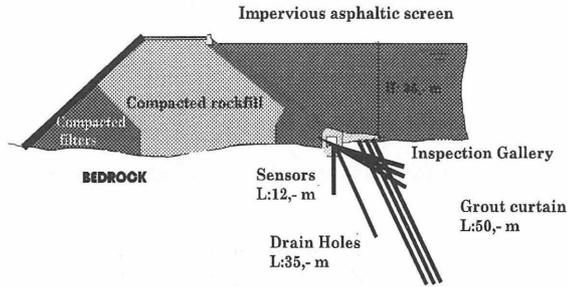


Abbildung 8 : Dam of Eau d'Heure

3.4 Leckagedetektion

Eine Detektion von Leckagen kann mittels der zuvor beschriebenen Drucksensoren durchgeführt werden. Das Eindringen von Wasser in Dämmen verändert beispielsweise die Druckverhältnisse. Dies bedingt je nach Bauwerksgröße eine ausreichende Zahl an Drucksensoren zur Überwachung.

Ein faseroptischer Sensor zur Leckagedetektion befindet sich zur Zeit in der Entwicklung. Er basiert auf dem Prinzip der raumkontinuierlichen Messung und erlaubt die Detektion erhöhter Feuchtigkeit bzw. Wasser entlang der Glasfaser mit einer Ortsauflösung von 0.1 m und mit einer gleichzeitigen Erfassung von 2000 Meßpunkten auf der Faser. Ein besonderer Vorteil dieses Systems ist die Möglichkeit der gleichzeitigen ph-Wert-Bestimmung an ebensovielen Meßpunkten (siehe Abbildungen 9 und 10).

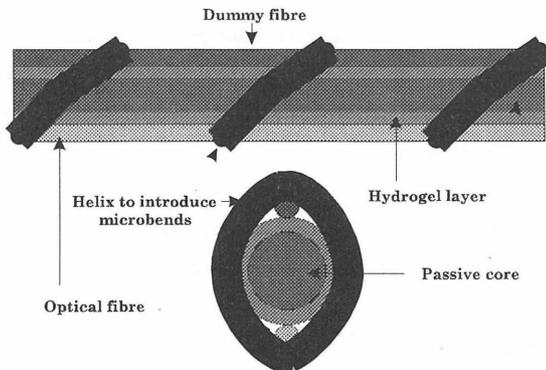


Abbildung 9 : Moisture sensitive microbend cable

HYDROGEL SENSOR OPERATION

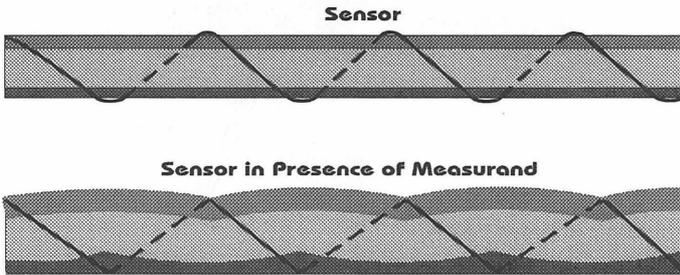


Abbildung 10 : Hydrogel sensor operation

3.5 Verschiebung/Dehnung

Faseroptische Sensoren zur Messung von Verschiebungen arbeiten nach vier Prinzipien: Reflexion, Microbending, Interferometrie und Bragg-grating.

Bei Sensoren, die nach der Reflexionsmethode arbeiten, ist es möglich, die Sensitivität den Anforderungen anzupassen. Kleine Reflexionswege ermöglichen hohe Sensitivitäten, große Wege geringere Sensitivitäten. Nachteilig ist allerdings der kleine dynamische Meßbereich von maximal 5 mm. Mit Hilfe geeigneter optischer Linsen kann der dynamische Meßbereich auf mehr als 100 mm vergrößert werden, wodurch sich aber die Sensitivität entsprechend verringert. Ein weiterer Nachteil ist, daß sich die Reflexionseigenschaften der Oberfläche des zu untersuchenden Objektes nicht wesentlich, z. B. durch Verunreinigungen, verändern dürfen, um brauchbare Messungen auch über längere Zeiträume zu erhalten. Ein Vorteil ist sicherlich, daß die Messungen berührungslos, d. h. ohne Kontakt mit dem sich bewegenden Medium, ausgeführt werden.

Microbending-Sensoren benötigen einen mechanischen Schutz, weswegen sie in der Regel mit einem Polymermaterial oder Metallmantel überzogen sind. Dieses Polymermaterial kann unter schwerer Belastung oder stark ansteigender Temperatur anfangen zu fließen. Die Genauigkeit liegt bei etwa 1 %, wobei gegebenenfalls Hystereseeffekte beachtet werden müssen.

Ein Sensor basierend auf Interferometrie erreichte in Laborversuchen eine Meßgenauigkeit von 10 µm und kann Längenänderungen bis 150 mm messen. Eine Modifizierung der Koppler würde auch die Messung größerer Längenänderungen ermöglichen. Die Entfernung zur Erfassungseinheit kann bis zu 2 km betragen. Eine wichtige Meßbedingung ist ein guter physikalischer Kontakt zwischen Glasfaser und Untersuchungsobjekt, der entweder an einzelnen Punkten oder auch über die gesamte Faserlänge hergestellt werden kann. Vorteile dieses Sensors sind seine geringen Kosten, seine zu erwartende Langzeitstabilität, die Widerstandsfähigkeit gegenüber Korrosion sowie die Unabhängigkeit von Temperatur, elektro-magnetischen Feldern und Faser- bzw. Verbindungsverlusten.

Speziell zur Dehnungsmessung ist ein Sensor in der Entwicklung, der die "Bragg-grating"-Technologie ausnutzt (siehe Abbildungen 11, 12 und 13). Mit Hilfe dieses Prinzips können unter geringen Modifikationen Dehnungen, Temperaturen als auch Drücke gemessen werden. Dieses System erlaubt quasi-raumkontinuierliche Messungen an den künstlich in die Faser eingebrachten Gittern. Bis zu 30 solcher Meßpunkte sind zur Zeit pro Faser erreichbar bei Faserlängen über mehrere km Länge. Eine Anwendung des Wellenlängen-Multiplexverfahrens könnte diese Anzahl noch um den Faktor 4 - 8 erhöhen. Die Sensitivität liegt zur Zeit bei 10 µm • m⁻¹ (siehe Abbildungen 14 und 15).

Bragg gratings for large scale structure monitoring

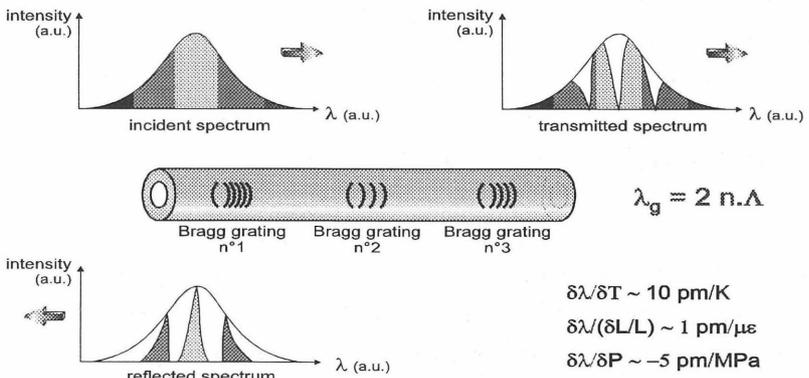


Abbildung 11 :Bragg gratings for large scale structure monitoring

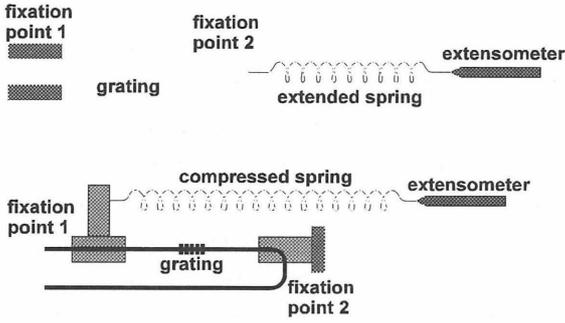


Abbildung 12 : Extensometer : transducing principal

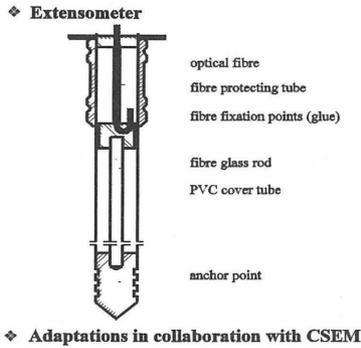


Abbildung 13 : Transducer design Bragg grating sensors

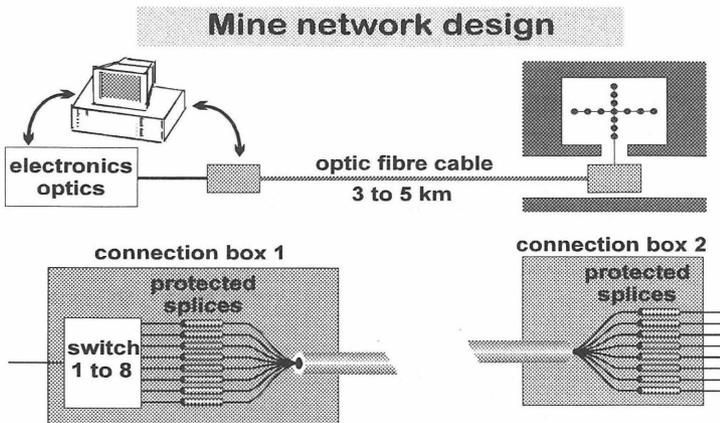


Abbildung 14 : Mine network design

Mine network design

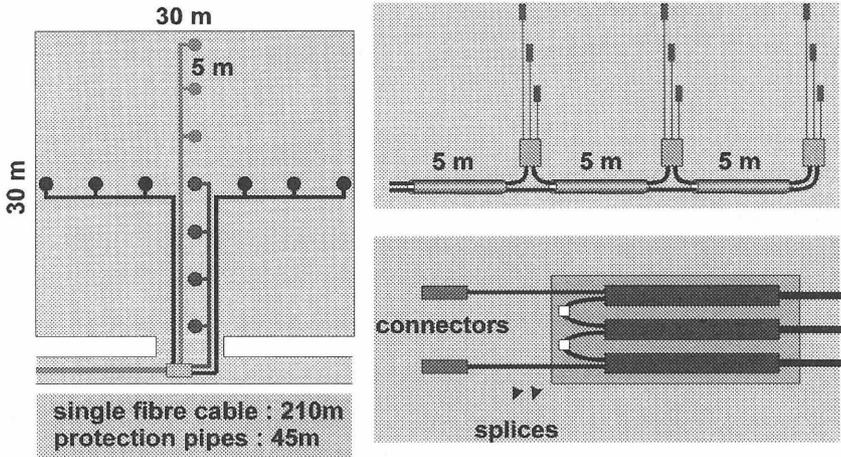


Abbildung 15 : Mine network design

Bekannte konventionelle Sensoren wie Extensometer oder Gleitmikrometer übertreffen faseroptische Sensoren noch an Sensitivität. Es müssen allerdings teilweise Hystereseeffekte beachtet werden, die bis zu ± 0.04 mm betragen können.

Sowohl konventionelle als auch faseroptische Sensoren müssen temperaturkompensiert werden. Bei den einzeln angesteuerten Sensoren unterscheiden sich Installations- und Verkabelungsaufwand kaum. Die Netzwerkfähigkeit ist in beiden Fällen gegeben.

Die beiden zuletzt genannten faseroptischen Sensoren (Bragg-gratings, OTDR) ermöglichen eine sowohl in der Installation als auch in der Datenerfassung einfache und kostengünstige Beobachtung vieler Punkte einer sich bewegenden Struktur.

3.5 Gas-Detektion

Konventionelle Systeme zur Gasetektion basieren in der Regel auf elektrochemischen Sensoren, die ein elektrisches Signal erzeugen, das proportional zur Konzentration der zu messenden Gase ist. Faseroptische Sensoren können mittels

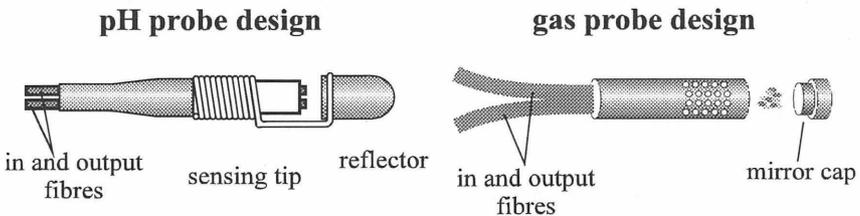
verschiedener Methoden Gase detektieren. Tabelle 3 gibt einen Überblick über relevante Gase und die Methoden ihrer Detektion.

Parameter	Absorption		Fluoreszenz			ΔI	ch.
	S	R	R	D	A		
Kohlendioxid	✓		✓				
Kohlenmonoxid	✓	✓					
Wasserstoff							✓
Methan	✓					✓	
Sauerstoff		✓		✓	✓	✓	✓

Tabelle 3 : Chemische Komponenten und die Methoden ihrer Messung. (S = spektroskopischer Sensor, R = reaktiver Sensor, D und A = Fluoreszenz Dämpfung bzw. Auflösung, ΔI = Intensitätsmodulation, ch. = Chemolumineszenz)

Am einfachsten zu realisieren sind spektroskopische Sensoren. Ein Beispiel eines solchen Systems ist die obenerwähnte pH-Optrode, deren Aufbau unter Anwendung geeigneter Chromophore auch verwendet werden könnte, um andere Parameter zu messen (siehe Abbildungen 16, 17 und 18).

Fibre optic probe design



- ✓ Operation principle based on light absorption
- ✓ pH probe uses standard chemical indicators
- ✓ Developed by CNR - IROE

Abbildung 16 : Fibre optic probe design

Sauerstoff kann zur Zeit mit ca. 1 % Genauigkeit bestimmt werden. Das explosive Methan-Gas wird ab einer Konzentration von 400 ppm erkannt, das entspricht 0.8 % des unteren Explosionslimits von Methan. Die Fasern können mehrere km lang sein, und eine Integration in Netzwerke ist ebenso möglich wie bei der konventionellen Sensorik. Installations- und Verkabelungsaufwand sind identisch einzuschätzen. Die faseroptische Gasdetektion erfolgt unter Anwendung von Optoden. Raumkontinuierliche Messungen sind nicht möglich.

Der Vorteil konventioneller Sensorik liegt in der Vielzahl verfügbarer Meßköpfe und verschiedener Gase mit hoher Sensitivität.

New approach to optical system

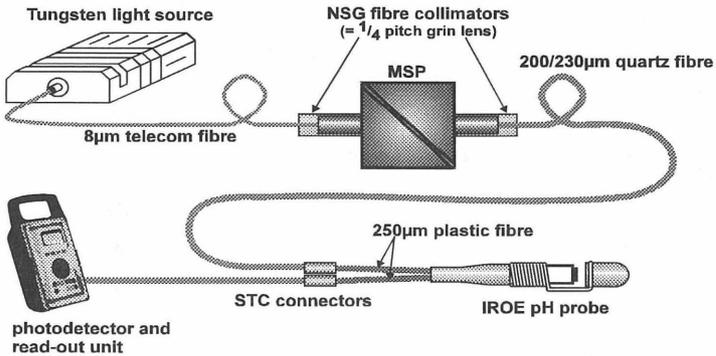


Abbildung 17 : New approach to optical system

Global system overview

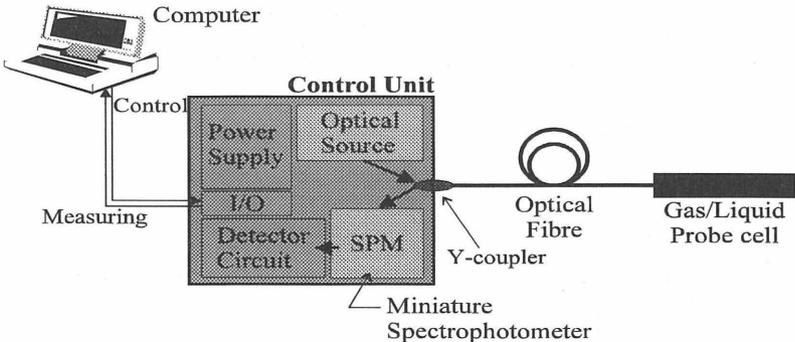


Abbildung 18 : Global system overview

5 ZUSAMMENFASSUNG

Die Entwicklungstätigkeit auf dem Gebiet der Glasfasersensorik ist mit ein Indiz für die Bedeutung dieser Technik. Erste Einsätze verfügbarer Sensoren bestätigen die Zuverlässigkeit und Eignung in der und für die Geotechnik.

Die derzeit laufenden Entwicklungen bedeuten bei Verfügbarkeit eine Vervollkommnung der Sensorik und erfassungskonforme Registrierung. Wesentlich für den künftigen Einsatz ist als Voraussetzung zu sehen:

- Industriemäßige Fertigung zwecks Kostenreduzierung
- Verfügbarkeit von kostengünstigen Erfassungs- und Multiplexereinheiten
- Glasfaserleitungen modifiziert für die geotechnischen Anforderungen

Als wesentliche Vorteile des Systems seien hervorgehoben die Immunität gegenüber Einflüssen und Störungen, die Korrosionsbeständigkeit, die Passivität der Sensorik und Langzeitstabilität. Somit sind und werden ideale Sensoren für den geotechnischen Bereich mit vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten verfügbar.

6 LITERATURVERZEICHNIS

- Bock, W.J., Voet, M.R.H., Beaulieu, M., Wolinski, T.R. and Chen, J. 1992 :
Prototype fiber-optic pressure cell for stress monitoring, *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*, Vol. 41, No. 6, pp. 1045-1049.
- Culshaw, B. , 1988 :
Basic concepts of optical fiber sensors in *Optical Fiber Sensors*, Vol. 1 (J. Dakin and B. Culshaw, eds.), Artech House, London.
- Dakin, J.P. , 1990 :
Multiplexed and distributed optical fibre sensor systems in *The Distributed Fibre Optic Sensing Handbook* (J.P. Dakin, ed.), IFS Publications Ltd, Bedford.
- Hurtig, E., Schrötter, J., Grosswig, S., Kühn, K., Harjes, B., Wiefering, W. and Orrell, R.P. 1993:
Borehole temperature measurements using distributed fiber optic sensing, *Scientific Drilling* 3, pp. 283-283.

- Hurtig, E., Grosswig, S., Jobmann, M., Kühn, K., Marschall, P. 1994 :
Fibre-optic temperature measurements in shallow boreholes : experimental application for Fluid-Logging, *Geothermics*, Vol. 23, No. 4, pp.355-364.
- Hurtig, E., Grosswig, S. and Kühn, K. 1995 :
Ergebnisse faseroptischer Temperaturmessungen in Bohrungen,
Herbsttagung, VDI-Fachausschuß Thermophysik 21./22.11.94, BGR-Hannover (unveröffentlichter Bericht).
- Kersey, A.D., 1991 :
Distributed and multiplexed fibre optic sensors in *Fiber Optic Sensors (E. Udd, ed.)*, Wiley & Sons, New York.
- Kist, R., 1989 :
Point sensor multiplexing principles in *Optical Fiber Sensors, Vol.2 (J. Dakin and B. Culshaw, eds.)*, Artech House, London.
- Krohn, D.A., 1988 :
Fiber optic sensors : fundamentals and applications, *Instrument Society of America*
- Mignani, A.G., Brenci, M. and Mencaglia, A. 1995 :
"Fiber optic sensors for environmental monitoring" in *Trends in Optical Fibre Metrology and Standards (O.D.D. Soares, ed.)*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1995, pp. 691-708.
- National Instruments :
Data Acquisition and Analysis, Produkt-Information.
- Voet, M.R.H., Verbandt, Y., Boschmans, L., Thienpont, H. and Berghmans, F. 1995 :
"Fibre optic sensors" in *Trends in Optical Fibre Metrology and Standards (O.D.D. Soares, ed.)*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1995, pp. 647-689.



Messungen an einer Rüttelstopfverdichtung

Dipl.-Ing.Dr.techn. Franz J. Gruber

Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz

Inhaltsübersicht:

- 1 EINLEITUNG

- 2 VERFORMUNGSMESSUNG
 - 2.1 Horizontalinklinometer
 - 2.2 Setzungspegel

- 3 SPANNUNGSMESSUNG
 - 3.1 Vertikalspannung
 - 3.2 Horizontalspannung

- 4 DILATOMETERVERSUCHE
 - 4.1 Versuche vor und nach Säulenherstellung
 - 4.2 Versuche neben und zwischen Säulen

- 5 ZUSAMMENFASSUNG

- 6 LITERATUR

1 EINLEITUNG

Die Rüttelstopfverdichtung ist ein Verfahren der Baugrundverbesserung bei dem mit einem Rüttler verdichtete Säulen aus Kies oder Splitt im weichen, schlecht tragfähigen Untergrund hergestellt werden. Der so verbesserte Untergrund besteht somit aus zwei unterschiedlichen Materialien von denen die Säule die steife, tragfähige Komponente darstellt, die vom weichen Boden seitlich gestützt wird.

In den Jahren 1992 und 1993 wurde in der Nähe von Graz ein großmaßstäblicher In-Situ Versuch [1] unter Leitung des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TU-Graz durchgeführt der folgende Zielsetzungen hatte:

- ▶ Untersuchung der Auswirkung eines unterschiedlichen Rasterabstandes der Säulen auf das Trag- und Setzungsverhalten
- ▶ Untersuchung der Auswirkung einer unter der Böschung eines Dammes verdichteten Säulenordnung
- ▶ Untersuchung der Änderung der Eigenschaften des Bodens infolge Herstellung der Säulen

Die Konzeption des Großversuches sah die Herstellung eines Dammes in drei Schüttlagen von je 2 m Höhe mit einer Aufstandsfläche von 22 m x 58 m vor. Die Aufstandsfläche war

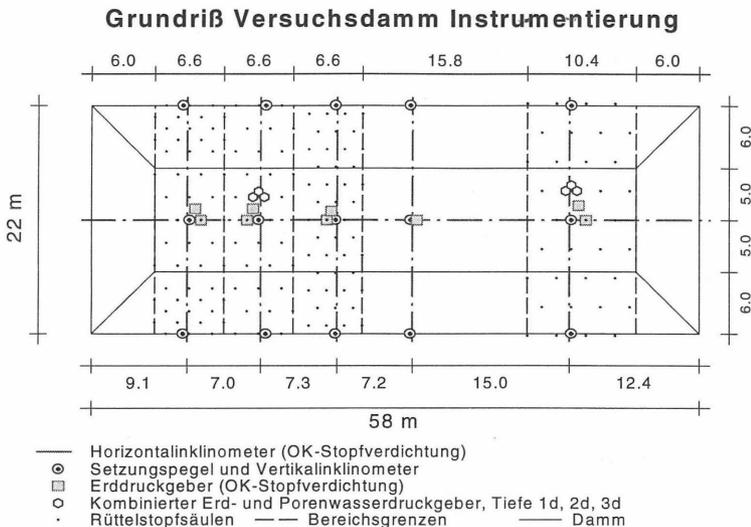


Abb. 1

in fünf Bereiche unterteilt von denen vier mittels Rüttelstopfverdichtung verbessert wurden und ein Bereich als Referenz unbehandelt blieb (Abb. 1).

Die verbesserten Bereiche erstreckten sich über eine 7 m mächtige weiche Schluffschicht bis zur darunterliegenden tragfähigeren Sandschicht, und wiesen unterschiedliche Rasterabstände der Säulen auf (Abb. 1, Abb. 2).

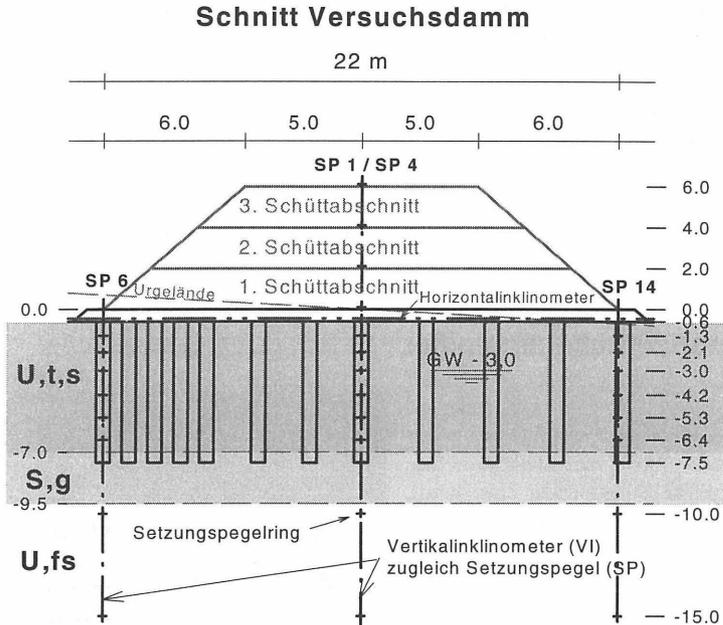


Abb. 2

Die verbesserten Bereiche und der Referenzbereich wurden durch ein umfangreiches Meßprogramm erfaßt welches beispielhaft für

- ▶ Verformungsmessung
- ▶ Spannungsmessung und
- ▶ Dilatometerversuche

vorge stellt wird.

Dies geschieht durch Erläuterung der Teilaufgaben

- ▶ Konzeption Meßwertaufnehmer und ihre Anordnung
- ▶ Installation und Überprüfung der Meßsysteme
- ▶ Meßwernerfassung und Datenspeicherung
- ▶ Auswertung und Interpretation der Meßergebnisse

in den nachfolgenden Ausführungen.

Die Instrumentierung erfolgte grundsätzlich nach Herstellung der Rüttelstopfverdichtung wegen der sehr hohen Wahrscheinlichkeit umfangreicher Beschädigung und Zerstörung der Meßeinrichtungen durch den Herstellungsprozeß.

Aufbauend auf mehrere Nullmessungen erfolgten pro Schüttlage fünf Meßdurchgänge in unterschiedlichen Zeitintervallen, die anfangs in Anlehnung an das generell bekannte Abklingen der Meßgrößen gewählt, und im Laufe des Versuches weiter an die bis dahin vorliegenden Meßwerte angepaßt wurden.

2 VERFORMUNGSMESSUNG

Durch Einsatz der Verformungsmessung wurde das Setzungsverhalten des Baugrundes unterhalb des Versuchsdammes untersucht. Dazu wurden Horizontalinklinometer und Setzungspegel installiert um sowohl die Verformungen in der Dammaufstandsfläche als auch ihren Verlauf mit der Tiefe zu erfassen.

2.1 Horizontalinklinometer

Die Lage der 6 Horizontalinklinometer auf Höhe OK-Rüttelstopfverdichtung ist in den Abb. 1 und Abb. 2 dargestellt. Jeder der fünf Bereiche erhielt einen etwa mittig angeordneten, querverlaufenden Horizontalinklinometer. Ergänzt wurden sie durch einen entlang der Symmetrieachse des Dammes in Längsrichtung situierten Horizontalinklinometer. Diese Anordnung liefert Verformungsverläufe der Dammaufstandsfläche in den repräsentativen Profilen und bietet die Möglichkeit der Gegenüberstellung verschieden ermittelter Meßwerte und somit eine Beurteilung ihrer Plausibilität.

Die Horizontalinklinometer bestanden aus PVC-Rohren ($d_{\text{außen}} = 70 \text{ mm}$) mit zwei innenliegenden Nuten und gegengleichen, steckfähigen Enden, die mit Blindnieten und einem Führungsdorn (Abb. 3) fixiert wurden. Die Rohrstöbe wurden mit Densoband umklebt und so gegen Verschmutzung geschützt.

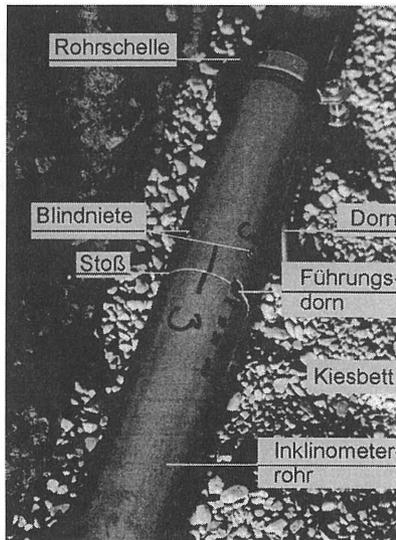


Abb. 3

Für die Messung ist eine möglichst genaue vertikale Ausrichtung der Führungsnuten erforderlich. Durch Kennzeichnung der Nut an der Rohraußenseite und fixieren mit einer Rohrschelle, deren angeschraubter Dorn in den Untergrund eingedrückt wurde, konnte dies sichergestellt werden (Abb. 3). Im fertig installierten Zustand waren die Horizontalinclinometer mit verdichtetem Kies der Körnung 4/16 mm ummantelt, darüber wurde das Planum ergänzt und der Damm aufgebaut.

Die Reinheit und Gängigkeit der Führungsnuten ist von zentraler Bedeutung für eine repräsentative Messung. Das erfordert ein hohes Maß an Sorgfalt bei der Installation, ein obligates Befahren mit einer Blindsonde und demontierbare Schutzabdeckungen an den Rohrenden. Im konkreten Fall wurden die Rohre noch zusätzlich mit Prebluft durchgeblasen und eine Kontrollmessung zur Überprüfung der Rohrlage durchgeführt. Falls erforderlich, können die Rohre auch noch zu einem späteren Zeitpunkt mit Wasser durchgespült werden.

Die Meßausrüstung bestand aus:

- ▶ Anzeigegerät NMA 07-DR über
- ▶ Kabeltrommel NMK 2-50 verbunden mit
- ▶ Horizontal-Neigungsmesser NMGH 30/1, 0,5 m mit
- ▶ Alu-Führungsgestänge 1,5 m und
- ▶ Verbindungsstück Sonde - Gestänge

sämtlich Geräte der Firma Glötzl Meßtechnik GmbH.

Damit bestand die Möglichkeit, die im NMA 07-DR gespeicherten Meßdaten direkt in den tragbaren PC zu überspielen und mit Auswerteroutinen das Meßergebnis noch vor Ort darzustellen. Da aber ein Meßdurchgang der gesamten Instrumentierung des Großversuches zumindest 1½ Tage in Anspruch nahm, konnten die als erste durchgeführten Inclinometermessungen etwas bequemer am Institut überprüft werden und eine allfällige Wiederholungsmessung am darauffolgenden Tag vorgenommen werden.

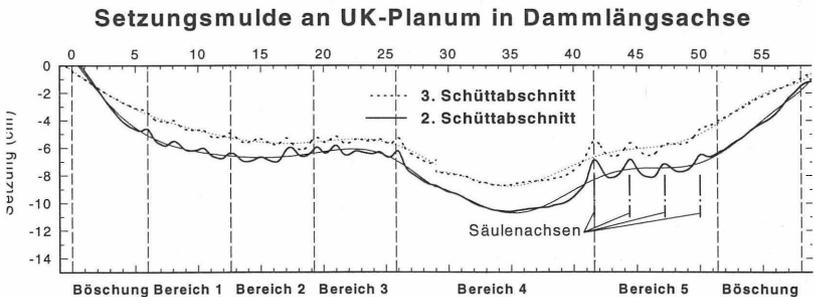


Abb. 4



Die Ergebnisse des in Dammlängsachse verlaufenden Horizontalinklinometers für die Endsetzung des 2. und 3. Schüttabschnittes sind in Abb. 4 dargestellt. Wie unschwer zu erkennen ist, zeigt sich die vor allem bei größeren Rasterabständen der Säulen deutlich unterschiedliche Verformung von Säule bzw. Boden auf Höhe OK-Rüttelstopfverdichtung. Dies ist z.B. ein Ergebnis, welches im Widerspruch zu den vereinfachenden Annahmen in den Bemessungsverfahren steht.

2.2 Setzungspegel

Es wurden insgesamt 15 Setzungspegel bis in eine Tiefe von 15 m unter die Dammaufstandsfläche eingebaut (Abb. 2). Sie dienten einerseits zur Anbindung der Meßwerte der Horizontalinklinometer an einen Fixpunkt, sowie andererseits der Erfassung des Verformungsverlaufes über die Tiefe der Rüttelstopfverdichtung. Jeder der fünf Bereiche erhielt drei Setzungspegel, einen mittig, die beiden anderen symmetrisch an den Rändern (Abb. 1, Abb. 2).

Ein Setzungspegel bestand aus einem PVC-Rohr $d_{\text{außen}} = 54 \text{ mm}$ mit vier orthogonal angeordneten Führungsnuten (Inklinometerrohr). An den Verbindungsstößen wurde eine Kunststoffmuffe verwendet, in welche die Inklinometerrohre beidseitig eingeschoben und mit Blindnieten befestigt wurden um dann mit einem Densoband gegen Verschmutzung und Wasserzutritt geschützt zu werden. Am Fußpunkt des Rohres wurde ein Stopfen in das Rohrende eingeschoben und ebenfalls mit einem Densoband umwickelt.

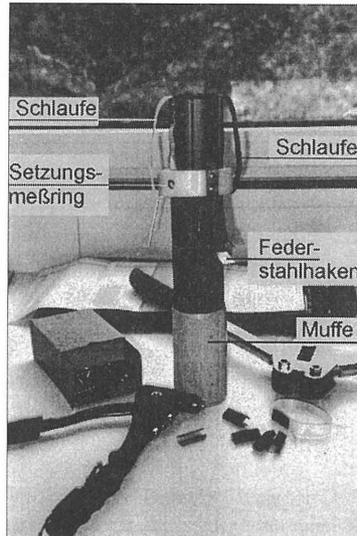


Abb. 5

In dieser Ausführung konnte das Rohr für die ebenfalls durchgeführte Vertikalinklinometermessung verwendet werden. Für die Setzungsmessung war die Anordnung von Ringen oder gelochten Scheiben entlang des Rohres erforderlich. Dazu wurde eine am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der TU-Graz entwickelte und gefertigte Konstruktion eingesetzt (Abb. 5).

Diese Ringe wurden vor der Pegel-Installation mittels Kunststoffschlaufen und Blindnieten an den vorgesehenen Stellen am Rohr befestigt. Die so vorbereiteten Rohrabschnitte wurden anschließend wassergefüllt im Schutz der Verrohrung ($d_{\text{innen}} = 119 \text{ mm}$) in das mit Suspension (siehe Tabelle Suspension) gefüllte Bohrloch abgesenkt und dabei fortlaufend auf die oben beschriebene Art verbunden.

Tabelle Suspension:

Komponente	Masse (kg)	Volumen (dm ³)	Masse (%)	Volumen (%)
Wasser	248,3	248,3	57,7	78,8
Zement (PZ 375)	30	9,8	7	3
Steinmehl	150	56,6	34,9	18
Bentonit	1,67	0,63	0,4	0,2
Summe	430	315	100	100

Anschließend wurde die Verrohrung gezogen und eine Kontrollmessung sowohl mit einer Inklinometer-Blindsonde als auch mit der Setzungssonde durchgeführt.

Auf Höhe OK-Planum wurde eine gelochte, verzinkte Blechscheibe $d_{\text{außen}} = 300$ mm satt auf den Untergrund aufgelegt und zum Schutz etwas überschüttet.

Als Meßgerät kam eine SONDEX Setzungs-sonde (induktiv) $d_{\text{außen}} = 30$ mm mit Anzeige-gerät und Maßband mit mm - Teilung der Fa. Sinco zum Einsatz. Der Meßvorgang erfolgte derart, daß beim Erreichen jeder Meßmarke das Maximum des Zeigerausschlages durch Veränderung der Sondenlage gefunden werden mußte, worauf dann direkt am Maßband der Meßwert abgelesen wurde. Diese Werte aus insgesamt zwei Durchgängen pro Setzungspegel wurden in vorbereitete Formulare eingetragen und gleich vor Ort mit dem tragbaren PC graphisch ausgewertet, um allfällig erforderliche Wiederholungsmessungen sofort durchführen zu können.

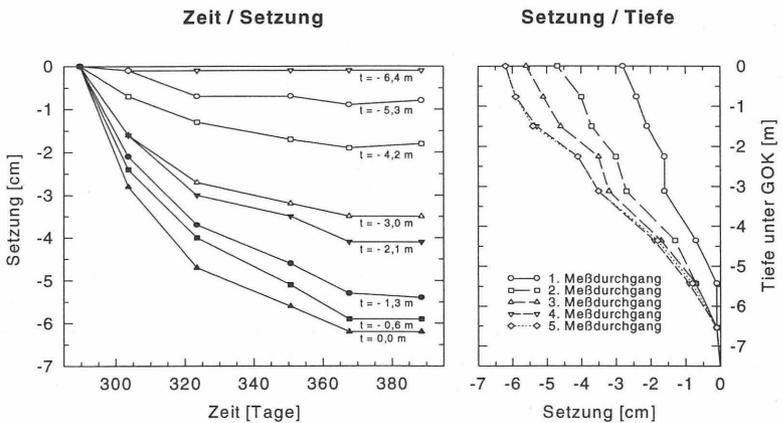


Abb. 6

Eine typische Auswertung einer Setzungspegelmessung für eine Schüttlage ist in Abb. 6 dargestellt. Sowohl die zeitabhängige Darstellung zur Beurteilung des Abklingens der Verformung als auch die Darstellung des Setzungsverlaufes im Untergrund mit der Tiefe stellen sich als sehr zweckmäßig heraus. Die beiden Diagramme geben auch Hinweise auf die erzielbare Meßgenauigkeit und deuten z.B. auf eine mögliche Behinderung des Meßringes in 2,1m Tiefe hin.

Die Auswertung der Setzungspegelmessung wurde den mittels Bemessungsverfahren ermittelten Prognosen und einer detaillierten Setzungsrechnung gegenübergestellt und ermöglichte somit die Verifizierung von Messung und Bemessungsverfahren (Abb. 7).

Die eingesetzten Setzungspegel stellten sich mit fortschreitender Versuchsdauer und Belastung als bedingt geeignet heraus. Die Analyse der Meßwerte führte zur Schlußfolgerung, daß die Befestigung der Meßringe (Abb. 5) mit Schlaufen aus Kunststoffbändern (Verpackungsband) fallweise, vor

allem bei größeren Bewegungen des Meßhorizontes eine Behinderung derselben bewirkten und nicht wie erwartet abrissen. Weiters zeigte sich, daß die Meßringe nicht immer verläßlich in der vorgesehenen Tiefe zu liegen kamen sondern beim Installationsvorgang fallweise nach unten verrutschten und somit einen Teil ihres möglichen Bewegungsspielraums einbüßten.

Der Umstand dieser nicht ausreichend kontrollierbaren Bewegung bei der Installation führte in weiterer Folge zu unterschiedlichen Abständen der Meßringe zum Rohr und somit auch zur darin bewegten Setzungssonde. Dies bewirkte wiederum verschieden starke Signale am Anzeigergerät, was die Durchführung der Setzungsmessung erschwerte. Weiters stellte sich heraus, daß eine Montage der Rohre mit einem Abstand innerhalb der Verbindungsmuffen zur Aufnahme eines gewissen Setzungsbetrages günstiger gewesen wäre. So waren einzelne Bereiche einiger weniger Setzungspegel gegen Ende des Versuches nicht mehr meßbar, da ihr Innenraum durch das Knicken des Rohres verengt war.

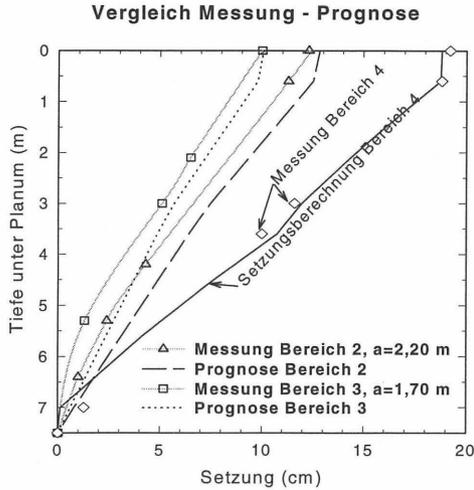


Abb. 7

3 SPANNUNGSMESSUNG

Die Spannungsmessung diente der Untersuchung des Tragverhaltens der Rüttelstopfverdichtung, welches durch die Spannungskonzentration n - dem Verhältnis der Vertikalspannungen in Säule und Boden - beschrieben wird. Da ein im Zuge des Großversuches näher untersuchtes Bemessungsverfahren [2] auch einen vereinfachten Ansatz über die horizontalen Spannungen zwischen Säule und umgebenden Boden enthielt, wurden an zwei ausgewählten Säulen die Horizontalspannungen in drei verschiedenen Tiefen gemessen.

3.1 Vertikalspannung

Die Messung der vertikalen Spannungen in Höhe der Dammaufstandsfläche wurde an neun Orten durchgeführt (Abb. 1). Ein Teil der Erddruckgeber wurde direkt mittig auf den Säulen, der andere Teil genau zwischen zwei Säulen auf dem Boden angeordnet. Die Erddruckgeber (Fabrikat Fa. Glötzl) mit einer Kantenlänge von 40 cm und einem Meßbereich von bis zu 5 bar für den Boden bzw. bis zu 10 bar für die Säule wurden in einem ca. 20 cm dicken Kiesbett der Körnung 4/16 mm exakt horizontal ausgerichtet und überschüttet (Abb. 8). Die Druckmessung im ölgefüllten Kissen des Gebers erfolgte über den Ventilgeber der auf der Kompensationsmethode basiert. Die dazu erforderliche Druckluft wurde vom Luftmengenregler über die Umschaltgruppe in Kunststoffleitungen ($d_{\text{außen/innen}} = 6/3 \text{ mm}$) in der Druck- bzw. Rückleitung zu- und abgeführt.

Nach Verlegung und vor Überschüttung des Gebers ist die Bestimmung des Nullwertes unter atmosphärischem Druck für die endgültige Leitungslänge durchzuführen. Die später gemessenen Veränderungen zum Nullwert entsprechen dann den Spannungen am Erddruckgeber.

Die Meßleitungen der Geber wurden gesammelt in einen Container geführt in dem die Meßanlage aufgebaut war, und von wo aus relativ komfortabel gemessen werden konnte. Der Meßrythmus war gleich wie jener der Verformungsmessung. Bei der Messung mit dem Luftmengenregler wurde der jeweilige Geber durch die Umschaltgruppe angewählt und ein konstanter Meßwert abgewartet. Dabei wurde ein gleichmäßiges Austreten der Luft aus der Rückleitung ebenfalls kontrolliert. Die Meßdaten wurden in Formulare eingetragen und mit dem tragbaren PC graphisch ausgewertet um auffällige Meßwerte mittels Wiederholungsmessung sofort überprüfen zu können.

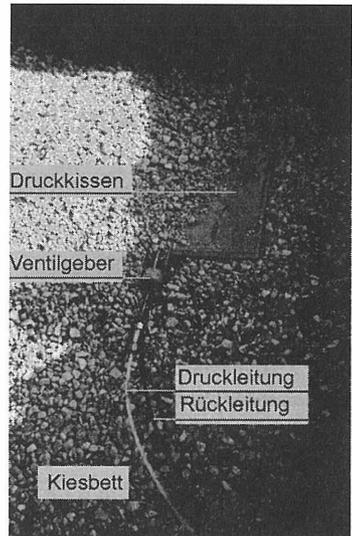


Abb. 8

Die Kombination der Ergebnisse von Vertikal- und Horizontalspannungsmessung ermöglichte mit vereinfachenden Annahmen die näherungsweise Ermittlung des effektiven Spannungspfades für Säule und Boden, welcher für die Säule in Abb. 12 dargestellt ist.

4 DILATOMETERVERSUCHE

Zur Untersuchung allfälliger Veränderungen von Bodeneigenschaften zufolge Herstellung der Säulen wurde das Marchetti-Dilatometer [3], ein relativ neues Gerät für die Untergründerkundung, eingesetzt. Es handelt sich dabei um ein spatenförmiges Instrument mit einer kreisrunden Metallmembran ($d = 60 \text{ mm}$) auf einer Seite, die mittels Preßluft um einen konstanten Längenbetrag ($1,1 \text{ mm}$) gegen den Boden gedrückt wird. Die Messung erfolgt üblicherweise von oben nach unten in vertikalen Abständen von 20 cm . Das Erreichen der vollen Expansion des Membranzentrums wird von einem Fühler über ein elektrisches Signal angezeigt. Dabei wird jeweils der Innendruck an der nicht bzw. vollständig expandierten Membran erfaßt. Aus diesen beiden Drücken wird eine Anzahl von Kenngrößen ermittelt aus denen für den gegenständlichen Versuch der horizontale Spannungsindex K_d und der Dilatometermodul E_d herangezogen wurden, da sie Indikatoren für den horizontalen Spannungszustand und die horizontale Steifigkeit des Bodens sind. Die Dilatometerversuche erfolgten sowohl vor Säulenherstellung, als auch in unterschiedlicher Entfernung zur Säule danach (Abb. 14).

4.1 Versuche vor und nach Säulenherstellung

Das Feststellen von Veränderungen des horizontalen Spannungszustandes und der horizontalen Steifigkeit erfolgte durch Bildung des Verhältnisses der jeweiligen Kenngrößen nach Herstellung zu jenen vor Herstellung der Säulen. Abb. 13 zeigt die K_d - und E_d -Werte

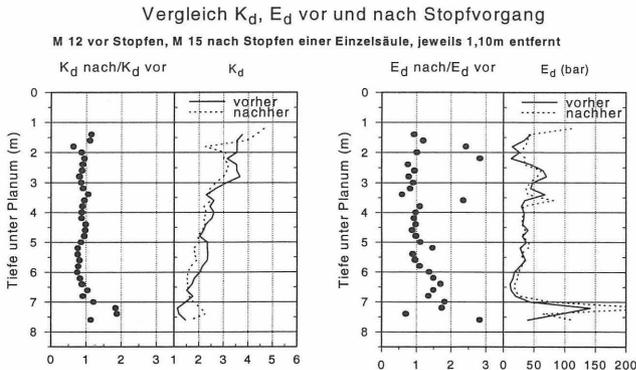


Abb. 13

nach Herstellung einer Einzelsäule und vorher sowie deren Quotienten. Demzufolge war keine eindeutige signifikante Veränderung zufolge Herstellung dieser einzelnen Säule festzustellen.

4.2 Versuche neben und zwischen Säulen

Die Frage nach Unterschieden von K_d und E_d in Abhängigkeit von der Säulenentfernung wurde durch Messung der Dilatometerprofile Z und N (Abb. 14) in drei Bereichen mit unterschiedlichen Rasterabständen der Säulen untersucht. Das Profil N lag dabei jeweils 30 cm neben dem Säulenmantel, während das Profil Z immer den größten Abstand zu den Säulen besaß.

Anordnung Dilatometerprofile

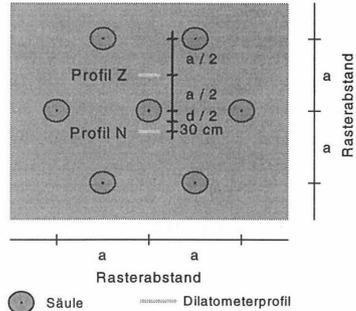


Abb. 14

Für den Bereich 5 mit dem weitesten untersuchten Rasterabstand $a_5 = 2,80\text{ m}$ sind überwiegend höhere Werte für K_d und E_d neben der Säule verglichen mit jenen zwischen den Säulen feststellbar (Abb. 15). Da dies bei engeren Säulengittern nicht beobachtet werden konnte war damit der Hinweis gegeben, daß die Reichweite der Beeinflussung durch den Stopfvorgang einer Säule in der Größenordnung des drei- bis vierfachen Säulendurchmessers liegt.

Vergleich K_d , E_d nach Herstellung - Bereich 5, $a_5 = 2,80\text{ m}$

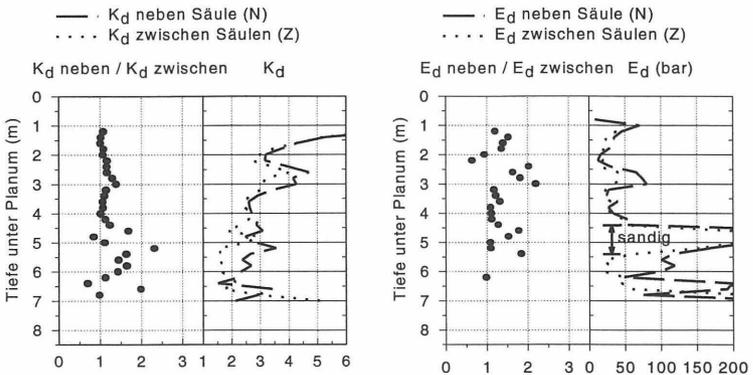


Abb. 15

5 ZUSAMMENFASSUNG

Am Beispiel eines Großversuches zur Untersuchung einer Rüttelstopfverdichtung wird exemplarisch von drei unterschiedlichen geotechnischen Messungen berichtet. Die Erläuterungen behandeln die Konzeption und Anordnung der Meßwertaufnehmer, ihre Installation und Überprüfung, die Erfassung der Meßwerte sowie die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse.

Dabei werden auch die gewonnenen Erfahrungen in den einzelnen Phasen beschrieben. Der nach Kenntnis des Verfassers erstmalige Einsatz eines Dilatometers zur Untersuchung einer Rüttelstopfverdichtung war ein erster Schritt im Bestreben, die grundsätzliche Anwendbarkeit dieses noch "jungen" Untersuchungsverfahrens zu erkunden. Die gewonnenen Ergebnisse animieren zu weiteren, zahlreicheren Einsätzen.

6 LITERATUR

- [1] **Gruber F.J. (1994):** Verhalten einer Rüttelstopfverdichtung unter einem Straßendamm. Dissertation am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz. Graz: Universitätsbibliothek der Technischen Universität, 1994.
- [2] **Priebe H. (1988):** Zur Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, Jhg.65, H.1. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1988, S.23-26.
- [3] **Briaud J.-L.; Miran J. (1992):** The flat dilatometer test. Final Report No. FHWA-SA-91-044. Washington: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1992

PORENWASSERDRUCKAUSBREITUNG IM BODEN, MESSVERFAHREN UND BERECHNUNGSANSÄTZE

Hans-Jürgen Köhler

1 EINLEITUNG

Sowohl im freien Wasser oberhalb des Gewässerbettes als auch im Porenwasser des gesättigten Bodens gilt für den Wasserdruck p_w im strömungslosen Zustand die einfache Annahme der hydrostatischen Druckverteilung eines mit der Wasser- bzw. Bodentiefe (h_w bzw. z) proportional ansteigenden Druckverlaufes. Es gilt die Beziehung $p_w = \gamma_w (h_w + z)$. Treten zeitliche Strömungsänderungen und/oder Veränderungen der Wasserspiegellagen auf, so gilt der stationäre Zustand nicht mehr, er wird jedoch in der Praxis bei kleinen Fließbewegungen und langsam ablaufenden Wasserstandsänderungen häufig noch als quasi stationär betrachtet, was für ausgesuchte Zeitintervalle Δt mit ausreichender Genauigkeit gerade noch gültig sein kann. Mit zunehmenden Geschwindigkeiten der in Bewegung gehaltenen Wasserteilchen (z.B. Orbitalbewegung) ist diese Vereinfachung auch im freien Wasser nicht mehr zulässig, je größer die Bewegungsfrequenzen und je tiefer der betrachtete Wasserhorizont reichen. Wellen auf der freien Wasseroberfläche bilden sich darüberhinaus im Druckverlauf über die Wassertiefe in deutlich gedämpfterer Form ab, als es sich nach den auftretenden Geschwindigkeitsgrößen entsprechend der hierfür geltenden Bernoulli-Gleichung im bewegten Wasser in einer Druckabnahme bzw. -zunahme äußern sollte, was nach rein ingenieurmäßiger Betrachtung für ein inkompressibles Medium anzunehmen wäre. In Wirklichkeit ist auch im freien Wasser der jeweilige Anteil von Luft und anderen gasförmigen Stoffen nicht zu vernachlässigen, wenn instationäre Druckzustände erfaßt werden sollen. Im Porenwasser des unter Wasser stehenden Bodens sind die Verhältnisse noch ein wenig komplizierter. Hier gibt es eine Wechselwirkung zwischen dem Feststoffgerüst des Bodens und dem in seinen Porenräumen zirkulierenden bzw. auch ruhenden Wassermedium. Hier erst recht zeigt die vorhandene gasförmige Phase im Porenwasser ihre druckdämpfende Wirkung, was die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Wasserdruckänderungen im Boden besonders nachhaltig beeinflusst. In der klassischen Grundwasserhydraulik wurde dieser Effekt bei im allgemeinen



typisch stationären Gleichgewichtsbetrachtungen meist vernachlässigt, weil im Boden zu überwiegenden Teilen geringe Fließgeschwindigkeiten bei laminarer Grundwasserströmung vorherrschen, darüberhinaus noch begünstigt durch kleine Grundwassergradienten. Der im Grundwasser angenommene Luftgehalt wurde gering bemessen und lag grob verallgemeinernd im Promille-Bereich bis maximal 1%. Die damit bei der Berechnung von Grundwasserströmungen auftretenden Fehler waren auch vernachlässigbar, solange nach ingenieurmäßigen Maßstäben quasi stationäre Strömungsverhältnisse zu betrachten waren. Dieser Grundsatz mag für hergebrachte Abschätzungen auch weiterhin seine Berechtigung haben, bei instationären Belastungszuständen verliert er seine Bedeutung. Spätestens ab hier werden die bodenmechanischen Zusammenhänge doch etwas komplexer, als es die klassischen Regeln bisher empfehlen. Über eine relativ große Wassertiefe (bis maximal etwa 80 m WS) ist durch den Gehalt an gasförmigen Stoffen im Porenmedium Wasser mit druckdämpfenden Reaktionen zu rechnen, die ihren Einfluß erst recht wirksam werden lassen, wenn es sich um sogenannte schnelle Belastungsänderungen handelt. Hierbei erhält das Verhältnis der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] zur Änderungsgeschwindigkeit v [m/s] eine besondere Bedeutung für die zu erwartende Druckreaktion im Boden und hier erst recht im oberflächennahen Bereich.

2 PORENWASSERDRUCK

Der Porenwasserdruck u eines unter Wasser stehenden Bodens steht in direkter Wechselbeziehung zur jeweiligen Standrohrspiegelhöhe (Piezometerhöhe) über dem betrachteten Tiefenhorizont eines beliebig kleinen Bodensegments und beschreibt den jeweils im Porenraum wirkenden Wasserdruck unabhängig davon, ob das Porenwasser sich in einem Bewegungs- oder Ruhezustand befindet. Überlagert werden diese stationären Druckfelder häufig durch zeitliche Änderungen der Strömungsbedingungen, hervorgerufen durch äußere Lasteinwirkungen oder Wasserspiegellagenänderungen, was zur Entstehung des instationären Porenwasserdrucks führt. Insbesondere in wenig durchlässigen Böden entsteht durch Belastungssteigerung ein Porenwasserüberdruck, wie er aus der klassischen Konsolidierungstheorie her bekannt ist. Aber auch der von Dammbauingenieuren nicht zu Unrecht gefürchtete Lastfall der schnellen Spiegelsenkung kann Porenwasserüberdruck im Böschungsuntergrund hervorrufen, der zu Stabilitätsverlust in der Böschung führt. Hierbei wird die effektive Spannung im Boden durch den Porenwasserüberdruck bekanntlich soweit vermindert, daß die Mobilisierung der für die Böschungsstandsicherheit erforderlichen Reibungskraft entsprechend der

Bedingung von Coulomb verringert wird. Maßgebend ist dabei die Größe der Wasserspiegeländerung und die Sunkgeschwindigkeit. Aber auch schon relativ kleine Sunkgrößen können für wasserbelastete Böschungen gefährlich werden, wenn die Absunkgeschwindigkeit v [m/s] groß ist.

2.1 Böschungsparalleles Abgleiten

Soll die Böschungsrutschung verhindert werden, so darf der Böschungswinkel β einen bestimmten Wert nicht übersteigen. Am Beispiel eines körnigen Haufwerks kann mit einem einfachen Experiment die gerade noch zulässige Grenzneigung ermittelt und damit auch der demonstrative Nachweis erbracht werden.

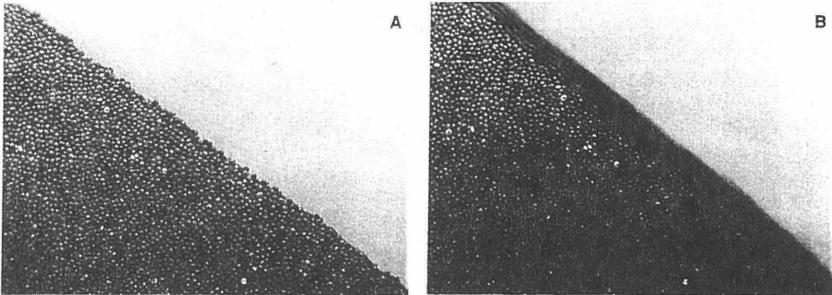


Abb.1 Grenzneigung eines körnigen Haufwerks (JAEGER, NAGEL, 1992)

In Abb.1 (JAEGER, NAGEL, 1992) sind zwei Belastungszustände einer aus gleichkörnigen Senfkugeln bestehenden Böschung dargestellt, die durch laufende Berieselung mit Kornmaterial und Übersteilung der zulässigen Böschungsneigung aus dem Gleichgewichtszustand A (linkes Bild) in einen oberflächenparallelen Gleitzustand B (rechtes Bild) überführt wurde. Die davon betroffene endliche Dicke der ins Abgleiten gebrachten oberflächennahen Böschungsschicht ist im rechten Bildteil deutlich durch die Verschlierungszonen zu erkennen. Was hier ohne zusätzliche Einwirkung von Wasser demonstriert wurde, ist ebenso nachweisbar für unter Wasser liegende Böschungen, die durch Wasserspiegelsenkungen mit Absunkgeschwindigkeiten v [m/s] belastet werden, die größer sind als der Wert der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des körnigen Haufmaterials, ganz analog zu den Untersuchungen an durchstömtem Erddämmen (Schnitter, Zeller, 1957). Für den in Abbildung 2 dargestellten Sohl- und Böschungsquerschnitt einer Binnenschiffahrtsstraße ist der Lastfall eines schnellen Absunks des Kanalwasserspiegels dargestellt, wie er durch fahrende Schiffe erzeugt wird. Sowohl an der unbefestigten Sohle wie auch in dem durch ein Deckwerk geschützten

Böschungsbereich entsteht durch den schnellen Absink z_A [m] eine instationäre Porenwasserdruckverteilung im Untergrund über die Tiefe z [m] senkrecht zur Eintragsfläche, die die hydrostatische Wasserdruckverteilung für den Endzustand des abgesenkten Wasserspiegels überlagert. Der Verlauf des instationären Porenwasserdruckanteils $\Delta u(z,t)$ kann beschrieben werden durch eine Exponentialfunktion mit den Parametern $a(t)$ und $b(t)$. Sie ist darüberhinaus direkt abhängig vom Absinkmaß z_A [m].

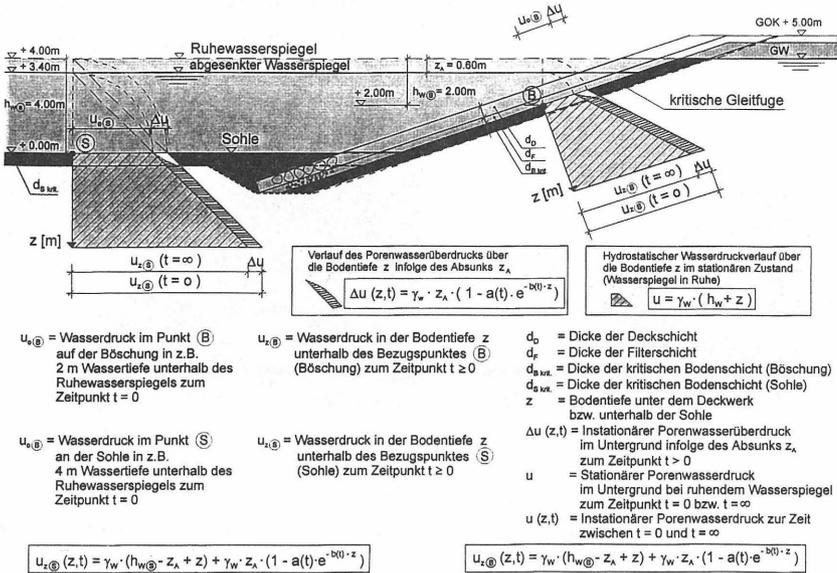


Abb. 2 Wasserspiegelsenk im Kanalquerschnitt - Porenwasserdruckverlauf

Die Porenwasserdruckparameter $a(t)$ und $b(t)$ beinhalten boden- und belastungs-spezifische Kennwerte, die aus Laborversuchen und Belastungsannahmen zu bestimmen sind und in die Exponentialgleichung (1) für den instationären Porenwasserdruck $\Delta u(z,t)$ eingeführt werden:

$$\Delta u(z,t) = \gamma_w z_A (1 - a(t) e^{-b(t) z}) \quad (1)$$

Der Parameter $b(t)$ [1/m] bestimmt im wesentlichen den Druckverlauf über die Tiefe z [m] und ist neben anderen, hier nicht explizit genannten bodenphysikalischen Kenngrößen, insbesondere abhängig von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens und der Absinkzeit t_A [s], mit der die Wasserspiegeländerung eintritt. Durch die Größe des instationär auftretenden Porenwasserüberdrucks während der

Absinkphase kann die Scherfestigkeitsbedingung nach Coulomb in einer kritischen Bodentiefe $d_{B \text{ krit.}}$ [m] verletzt werden und es kommt zu einem böschungsp parallelen Abgleiten des gesamten Deckwerks einschließlich der vom Porenwasserüberdruck belasteten kritischen Bodenschicht $d_{B \text{ krit.}}$ [m], wenn das Gewicht der Böschungssicherung und die am Böschungsfuß wirkende Stützkraft nicht ausreichend groß genug sind.

2.2 Aufschwimmen der Gewässersohle

An der unbefestigten Sohle bewirkt der Porenwasserüberdruck $\Delta u(z,t)$ die Gefahr des Aufschwimmens einer quasi gewichtslos gewordenen, kritischen Bodenschicht $d_{S \text{ krit.}}$ [m], die im Falle der Schiffsbelastung in ihrer Größe der Absunkhöhe z_A [m] entspricht und sogar noch für Sohlmaterial gilt, das aus kiesigem Sand bis sandigem Kies besteht. Maßgebend ist auch hier die Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des anstehenden Bodens, je kleiner der k -Wert des Sohlenmaterials ausfällt um so eher kommt es zur Ausbildung dieser kritischen Bodenschicht an der durch Absink belasteten Gewässersohle (vergl. Abb.2).

2.3 Porenwasserdruckentwicklung und Ausbreitung

So wie sich die zeitliche Entwicklung des instationären Porenwasserdruckverlaufs über die Tiefe nach Eintritt der Wasserspiegelsenkung oder Wasserspiegelhebung mit der Exponentialverteilung durch die Parameteränderung mit der Verlaufszeit t [s] für unterschiedliche Bodenkennwerte beschreiben läßt, ist auch die Richtung und Tiefenwirkung der Druckausbreitung von der Art, Größe und Dauer der auf den unter Wasser stehenden Boden einwirkenden Druckänderung abhängig. Sie ist um so tief- bzw. weitreichender je durchlässiger sich der Boden verhält und um so weniger gasförmige Anteile sich im Porenmedium Wasser befinden. Auch die Steifigkeit des Bodens und die Größe des mit Wasser gefüllten Porenvolumens zeigen Einfluß auf die Entwicklung und die Ausbreitung der Porenwasserdruckänderungen. Aber auch die Rückkopplung des Porenwasserdruckes auf den "Korn- zu Korndruck" des Bodens sind von wesentlicher Bedeutung. Verformungen des Bodenvolumens überlagern sich mit den auftretenden Porenwasserspannungen, die nicht nur durch Wasserspiegeländerungen entstehen müssen. Auch von außen einwirkende Lasten aus Erschütterungen (Rammerschütterungen, Schwingungen u.ä.) oder Verformungen (Rutschungen, Erddruckumlagerungen u.ä.) sowie ruhende und wechselnde Flächen - bzw. Punktlasten (Lagerflächen, Fundamentlasten u.a.) zeigen ähnliche Porenwasserdruckwirkungen, die in gleicher Weise

von den vorangenannten Einflußparametern des Bodens und des Porenmediums Wasser kontrolliert werden.

Von der bisherigen ingenieurmäßigen Anschauung vom Zustand, daß sich das Wasser über den Porenraum des Bodens ausschließlich selber trägt, also keine setzungs- oder hebungserzeugende Spannung im Boden bewirkt - die klassische Bodenmechanik geht deshalb bekanntlich von der sogenannten neutralen Spannung u aus - sollte für schnelle Wasserspiegeländerungen wie auch für kurzfristig einwirkende und wechselnde Lasten aus den oben aufgeführten Gründen nicht mehr ausgegangen werden.

In der Realität sind die Wirkungen von Laständerungen (Wasser-, Feststoff- und dynamische Wechsellasten) auf Böden unter Wasser von komplexer Bedeutung auf die daraus resultierenden Wechselbeziehungen zwischen dem Porenwasserdruck und dem "Korn- zu Korndruck". Nicht nur die in der Natur verbreiteten Inhomogenitäten des Bodens, hervorgerufen durch unterschiedliche Bodenschichtungen und Bodenparameter verunsichern die ingenieurmäßige Beurteilung, viel schwieriger werden die Verhältnisse noch durch die sich unter Last einstellenden Veränderungen der zur Berechnung maßgebenden Kenngrößen wie Steifigkeit und Scherverhalten des Bodens.

Die Porenwasserdruckausbreitung ist im wesentlichen vom Dämpfungseinfluß der vorhandenen Luft im Porenwasser abhängig und damit auch von der Größe und Verteilung seines Luftvolumens in Abhängigkeit vom Umgebungsdruck und von der Umgebungstemperatur des Wassers. Bei der Porenwasserdruckbeurteilung ist also von quasi ungesättigten Böden unterhalb des Wasserspiegels auszugehen, wie es die Messungen und die nachfolgend ausgeführten Berechnungen von Porenwasserdruckentwicklungen bestätigt haben.

3 MESSVERFAHREN

Um die Potentialveränderung im Boden auch für schnelle Lastenänderungen messen zu können, wurde ein Meßsystem entwickelt, das den Vorwegeinbau, aber auch den nachträglichen Einbau von hochempfindlichen Drucksensoren in unterschiedlichen Bodentiefen gestattet, die den Wiederaus- und Wiedereinbau der Porenwasserdrucksensoren ermöglicht. Hierfür wurden Einfach- und Doppelpackerdruckmessvorrichtungen entworfen, gebaut und mit großem Erfolg eingesetzt, wie es die Meßkampagnen seit dem ersten Einsatz in den Jahren 1988 (KÖHLER, 1989) und 1989 (BEZUIJEN, KÖHLER, SCHULZ, 1990) bei In-situ-Versuchen an schiffahrtbelasteten Wasserstraßen und großmaßstäblichen Modellversuchen in

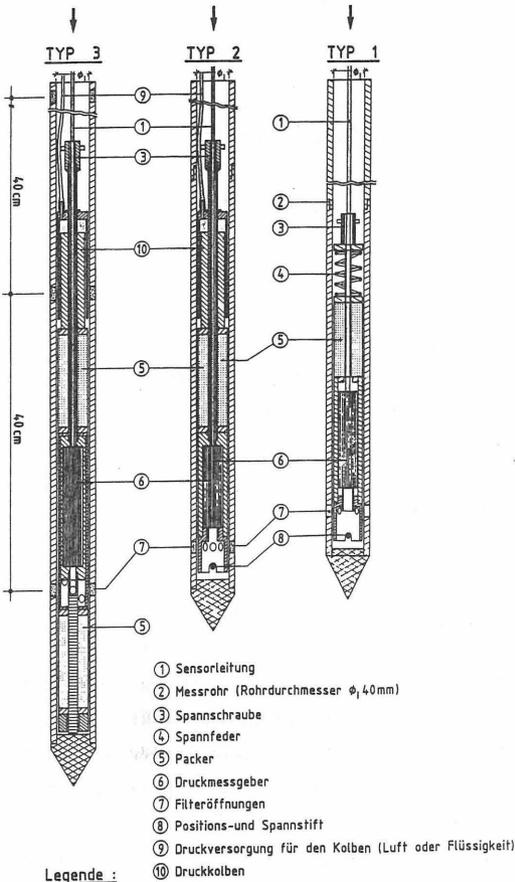


Abb. 3 Einfach- und Doppelpackerdruckmessvorrichtungen
 (Typ 1, 2 und 3)

Die Abb. 3 zeigt die eingesetzten Porenwasserdrucksysteme (Einfach- und Doppelpackerdrucksensoren), (KÖHLER, FEDDERSEN, 1991), die Abb. 4 veranschaulicht den Datenerfassungsablauf (KÖHLER, 1989).

der Wellenversuchsgrube der BAW gezeigt haben. Dabei hat sich das von Anfang an durchgehaltene Prinzip - zu jedem Sensor ein Verstärker - bestens bewährt. Über einen IEEE-Anschluß zwischen dem Meßwert erfassungsrechner und dem Verstärker wird der Verstärker abgleich vom Meß-PC ausgeführt und dokumentiert. Über eine Analog-Digital-Wandlung werden beliebig viele Meßsensoren in einer Taktrate bis zu 20 ms erfaßt, dargestellt und unmittelbar vor Ort an der Meßstelle ausgewertet.

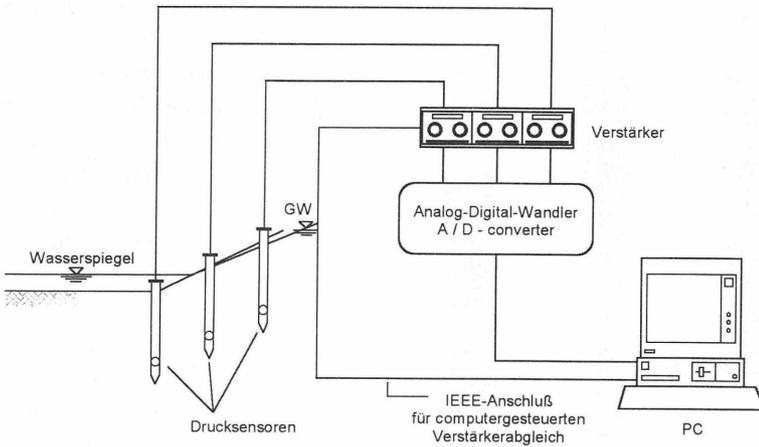


Abb. 4 Datenerfassungssystem - Messablauf

4 BERECHNUNGSANSÄTZE

Gemessene Porenwasserdruckausbreitungen als Folge von Wasserspiegelhebungen und -senkungen haben deutlich gemacht, daß bei Anwendung der Diffusionsgleichung zur Berechnung von Porenwasserdruckentwicklungen unter dem Einfluß vorhandener Luft im Porenwasser das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung numerisch nachgebildet werden kann (KÖHLER, 1992).

Die Abbildung 5 zeigt die Auswirkung von Wellen auf die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdruckverlaufs im Sohl- und Böschungsuntergrund analog zur Entstehung von Porenwasserüberdruck als Folge der schnellen Wasserspiegelsenkung bei Schiffahrtsbelastung. Ausgelöst durch oszillierende Wellen entstehen durch die wechselseitig einwirkenden instationären Porenwasserdrücke Δu Ein- und Ausströmungsvorgänge in dem durch Wellen belasteten Boden, wodurch die in natürlichen Gewässern ständig stattfindenden Bodenumlagerungen an der Gewässersohle oder an brandungsbelasteten Sandböschungen eindrucksvoll zu begründen sind. Wellenstrukturen an der Wasseroberfläche bilden sich ab an der Oberfläche der Gewässersohle, die sich in verändernder Riffelbildung analog zur Änderung der Wellenbilder direkt widerspiegeln. Eindimensionale und zweidimensionale numerische Berechnungsverfahren mit dem Lösungsprinzip der finiten

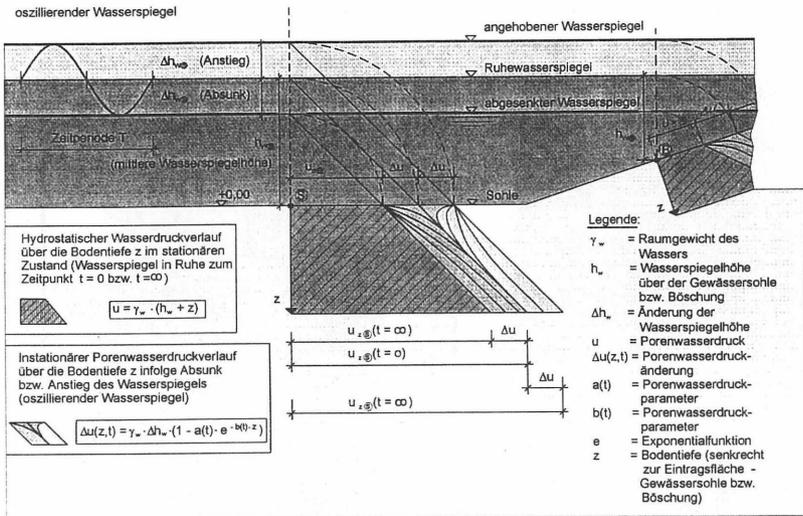


Abb. 5 Oszillierende Wasserspiegel - Wirkung auf Sohle und Böschung

Differenzen genügen, um die an Wasserstraßen oder auf wellenbelasteten Böschungen einwirkenden Druckänderungen in ihrem zeitlichen Verlauf ausreichend genau vorzuberechnen. Dabei ist es auch möglich, unterschiedliche Schichtungshorizonte im Boden sowohl in horizontaler als auch vertikaler Ausdehnung zweidimensional zu erfassen. Ein Beispiel einer solchen Berechnung zeigen die Abbildungen 6 und 7 für den Lastfall einer über die Gewässersohle laufenden Welle mit einer Wellenlänge von 20 m für unterschiedliche Laufzeiten, mit der die Welle den 20 m langen Streckenabschnitt der Gewässersohle, ausgehend vom linken Rand, durchläuft. Die in den Kreisen eingezeichneten Numerierungen 1 bis 5 beschreiben hierbei die jeweiligen Laufgeschwindigkeiten der Welle (vergl. Abb.6):

1 $v = 3.2$ m/s, 2 $v = 1.6$ m/s, 3 $v = 0,8$ m/s, 4 $v = 0,4$ m/s und 5 $v = 0,1$ m/s

Der Boden ist bis in eine Tiefe von 2m unterhalb der Gewässersohle in fünf unterschiedlich dicke Schichten mit den die Porenwasserdruckausbreitung ganz wesentlich beeinflussenden Bodenkennwerten unterteilt. Die Bodenkennwerte werden durch die Wasserdurchlässigkeit k [m/s], das Porenvolumen n [-], den Sättigungsgrad S [-], den Elastizitätsmodul E [kN/m²] und die Querdehnungszahl ν [-] charakterisiert.

In der Abb. 7 sind die jeweils wirkenden Porenwasserdruckverläufe für die einzelnen Wellengeschwindigkeiten 1 bis 5 in den ausgewählten Vertikalschnitten

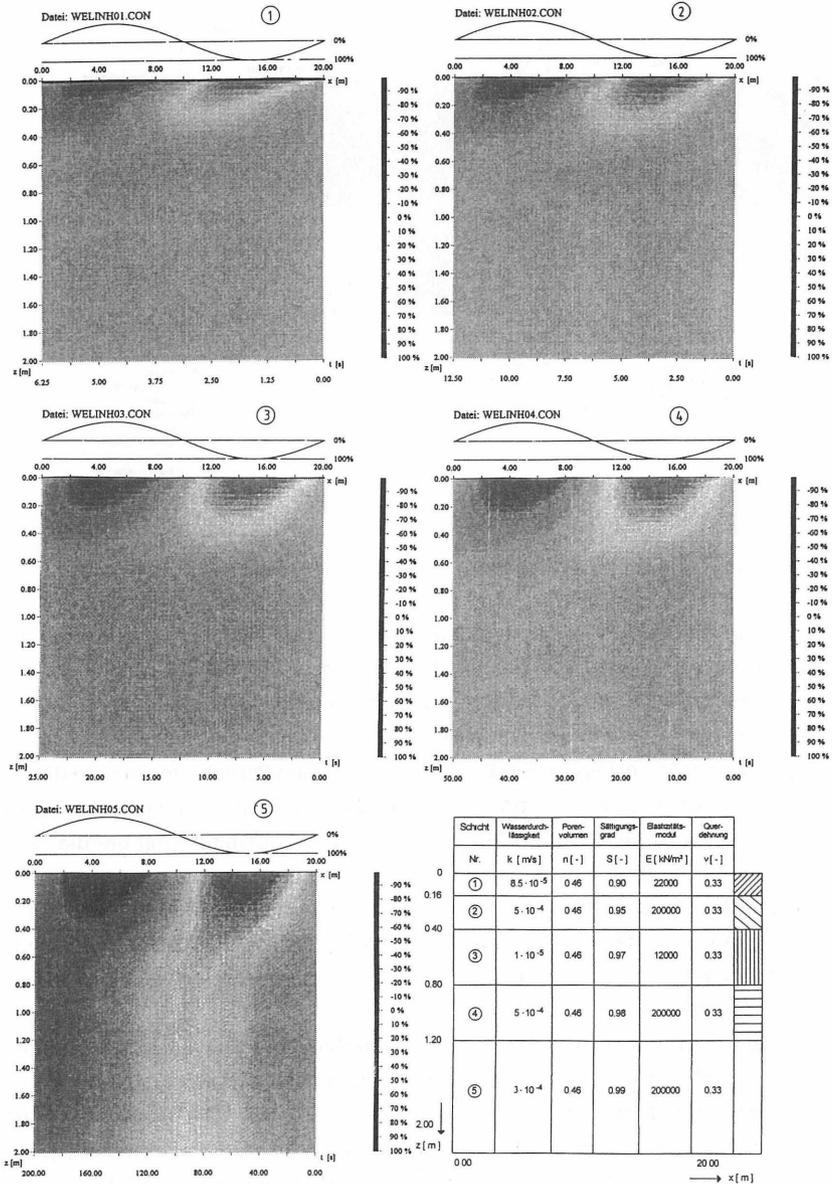


Abb. 6 Porenwasserdruck im unter Wasser liegenden Boden unter einer laufenden Welle - Ergebnisse einer zweidimensionalen numerischen Berechnung

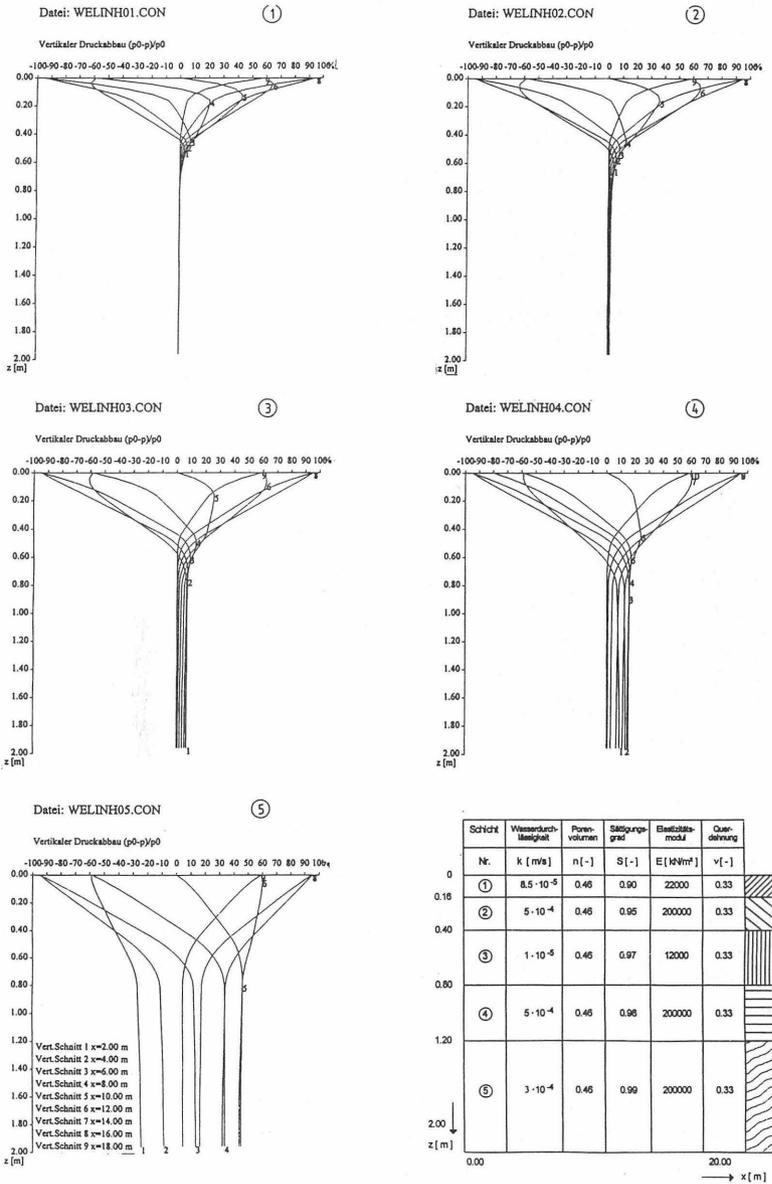
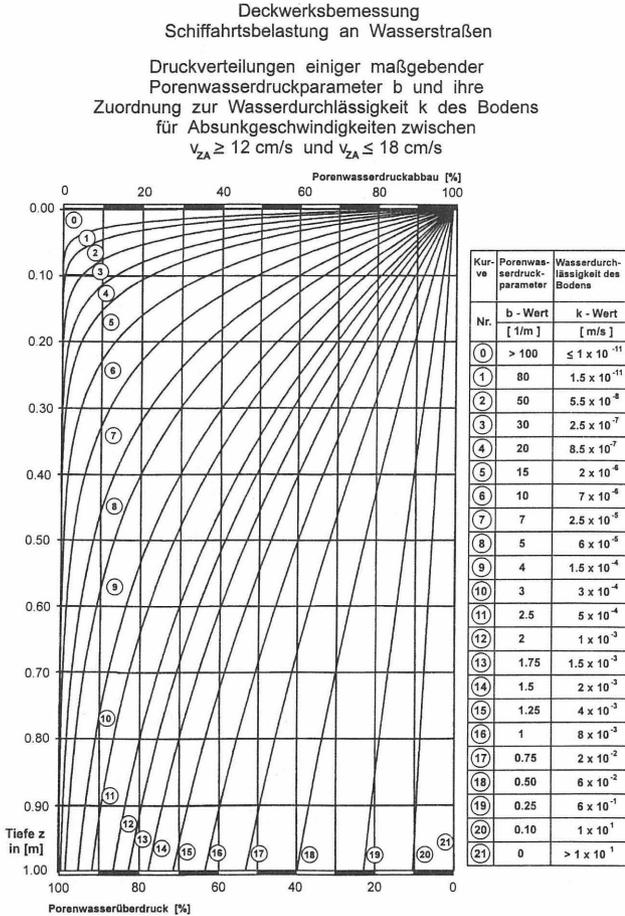


Abb. 7 Porenwasserdruck unter einer laufenden Welle für verschiedene Vertikal-schnitte und Laufgeschwindigkeiten in einem inhomogenen Untergrund

$x = 2\text{m}, 4\text{m}, \dots$ bis 18m dargestellt. Deutlich ist der Einfluß der Laufgeschwindigkeit der Welle auf die Tiefenwirkung im inhomogenen Untergrund zu erkennen.



Für den einfachen Fall einer homogenen Bodenschicht kann der maßgebende Verlauf des Porenwasserüberdrucks über die Bodentiefe z [m] mit dem für die Bemessung von Deckwerken an schiffahrtsbelasteten Wasserstraßen für den hier maßgebenden Porenwasserdruckparameter $b(t)$ (siehe auch Gleichung (1)) in Relation zur Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens, stellvertretend für den Lastfall Absunk z_A [m] aus Schifffahrt ermittelt werden, wie es die Abb. 8 wiedergibt.

Abb. 8 Druckverteilungen mit den maßgebenden Porenwasserdruckparametern $b(t)$ [1/m] für den Lastfall Absunk z_A [m] aus Schifffahrt und ihre Zuordnung zur Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des wasserbelasteten Bodens

Eine noch weitergehende Interpretation für den maßgebenden Porenwasserdruckparameter $b(t)$ in Abhängigkeit von der Absinkdauer t_A [s] bis zum Erreichen des tiefsten Punktes der auf die Gewässersohle einwirkenden Wasserspiegelsenkung zeigt die Abbildung 9.

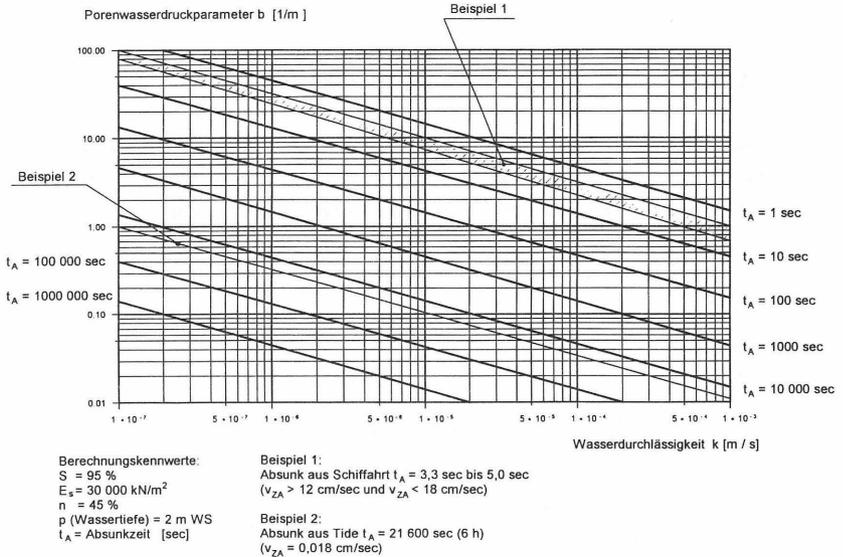


Abb. 9 Porenwasserdruckparameter $b(t)$ [1/m] in Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens für unterschiedliche Absinkdauer t_A [s]

Das Beispiel 1 (Absink aus Schifffahrt) beschreibt die Abhängigkeit des Porenwasserdruckparameters $b(t)$ von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens für eine Absinkdauer $t_A = 3.3$ bis 5.0 sec (Absinkgeschwindigkeiten zwischen $v_{ZA} > 12$ cm/sec und $v_{ZA} < 18$ cm/sec). Das Beispiel 2 steht stellvertretend für eine wesentlich langsam ablaufendere Wasserspiegelsenkung, wie es für den Tideverlauf mit einer Absinkdauer $t_A = 6$ Stunden (Absinkgeschwindigkeit von $v_{ZA} = 0.018$ m/sec), aber auch in ähnlicher Größe für ablaufende Hochwässer, wie z.B. an der Saar, anzunehmen wären. Das Diagramm bezieht sich auf die Berechnungskennwerte des Bodens, Sättigungsgrad $S = 95$ [%], Steifemodul $E_s = 30.000$ [kN/m²], Porenvolumen $n = 45$ [%] und eine mittlere Wassertiefe über der Gewässersohle von 2 m WS. Der für einzelne Absenkungszustände anzusetzende

Porenwasserdruckverlauf ist je nach Dauer der Absenkzeit t_A [s] in Abhängigkeit von Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Untergrundes mit dem auf der Ordinate abzulesenden Porenwasserdruckparameter $b(t)$ unter der Zuhilfenahme der Exponentialgleichung (1) der jeweilige instationär wirkende Porenwasserdruck $\Delta u(z,t)$ zu ermitteln.

5 BODENSETZUNG UND BODENHEBUNG

Wie schon eingangs betont, werden durch instationäre Porenwasserdruckänderungen Hebungen und Setzungen im gesamten Bodenkörper ausgelöst, der von den Wasserstandsänderungen in Form von instationären Druckausbreitungszuständen erfaßt wird.

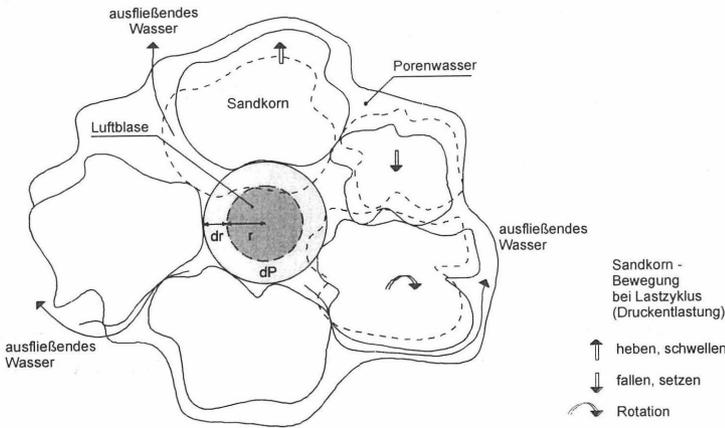
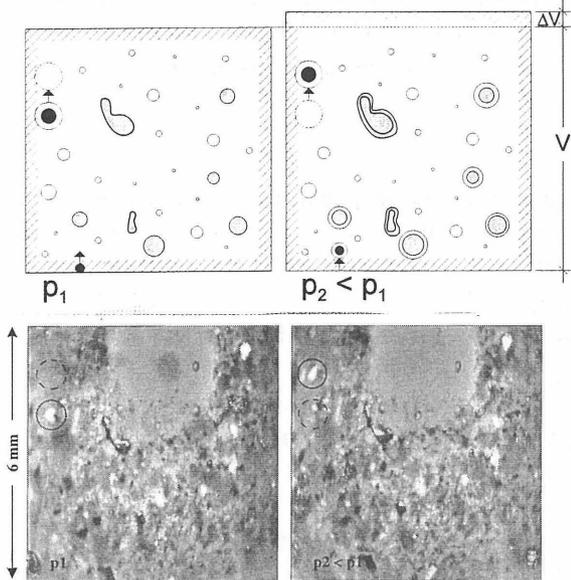


Abb. 10 Änderung der Luftblasengrößen bei Wasserdruckänderung und ausgelöste Kornwanderung durch instationäre Fließbewegung des Porenwassers
Schwellen und Senken des Bodenkörpers - Digitale Bildauswertung

Die Abbildung 10 verdeutlicht die Wirkungsweise der Porenwasserdruckänderung auf vorhandene Luftblasen im Porenwasser und deren Folgeerscheinungen, die zu Umlagerungen von Bodenpartikeln, Verformungen des gesamten Bodenvolumens und Fließbewegungen des Porenwassers führen.

Die Abb.11 zeigt das Ergebnis eines mittels Endoskoptechnik ausgewerteten



- ↑ - Beispiel für Kornbewegung bei Druckentlastung ($p_2 < p_1$)
- ⊙ - Beispiel für Volumenänderung der Luftblasen bei Druckentlastung ($p_2 < p_1$) und Bewegungsrichtung des gesamten Bodenvolumens ($V \text{ ----} \rightarrow \Delta V$)
Heben und Schwellen des gesamten Bodenkörpers

Bodenausschnitts von der Fläche 6x6 mm während einer Druckentlastung vom Ausgangsdruck p_1 zum abgesenkten Druck p_2 eines völlig unter Wasser liegenden Bodenkörpers (KÖHLER, HAUSSECKER, JÄHNE, 1996). Mittels der Methode der digitalen Bildverarbeitung konnten Bahnverfolgungen von Sandkornwanderungen während der Druckentlastungsphase ausgewertet werden. Das Anschwellen des gesamten Bodenvolumens, ("Atmen des Bodens") (KÖHLER, 1992, 1994), konnte deutlich gemessen werden. Hervorgerufen durch die bei Druckentlastung bzw. -belastung einsetzende Grössenänderung der im

Abb. 11 Bodenhebung und Bodensenkung im Laborversuch - Digitale Bildauswertung

Porenwasser enthaltenen Luftblasen werden sowohl Bewegungen von angrenzenden Bodenkörnern als auch Fließbewegungen des den Porenraum erfüllenden Wassers detektierbar. Hebungen und Senkungen infolge von Wasserdruckänderungen ohne Einwirkung zusätzlicher äußerer Belastungen oder eventuell vorhandener stationärer Wasserströmung im Boden konnten in dem hierfür speziell entwickelten Untersuchungstank unter eindeutigen Laborbedingungen nachgewiesen werden (KÖHLER, HAUSSECKER, JÄHNE, 1996).

Weitergehende Untersuchungen an diesem neu entwickelten Versuchstand werden diese ersten Testergebnisse durch ergänzende Versuchreihen untermauern, mit dem Ziel, Einfluß und Größe von Wasserdruckänderungen auf das Erosions- und Filterverhalten an Bodengrenzschichten zu untersuchen.

6 Literatur

- BEZUIJEN, A.,
KÖHLER, H.-J.,
SCHULZ, H. Rip-rap revetments using geotextiles, measurements and numerical simulation, Proc. 4th Int. Conf. of geotextiles geomem. and rel. products, 1990, Balkema, Rotterdam
- JAEGER, H.M.
NAGEL, S.R. Physics of the granular state, Science, Vol. 255, 1992
- KÖHLER, H.-J. Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund
Mitt.-Blatt BAW, 1989, Nr.66
- KÖHLER, H.-J. Porenwasserdruckmessungen in Böden, Mauerwerk und
Beton, Mitt.-Blatt BAW, 1991, Nr.68
- KÖHLER, H.-J. The influence of hydraulic head and hydraulic gradient
on the filtration process. In: Proc. of the 1th Intern.
Conf. Geofilters '92,; Filters in Geotechnical and Hy-
draulic Engineering, 1993, A.A. Balkema, Rotterdam
- KÖHLER, H.-J.,
HAARER, R. Development of excess pore water pressure in over-
consolidated clay, induced by hydraulic head changes
and its effect on sheet pile wall stability of a navigable
lock. In: Proc. of the 4th Intern. Symposium Field
Measurements in Geomechanics, (FMGM95), Bergamo
- KÖHLER, H.-J.,
HAUßBECKER, H.,
JÄHNE, B. Detection of particle movements at soil interfaces due
to changing hydraulic load conditions, localised by
image processing technique, Proc. of the 2end Intern.
Conf. Geofilters '96, 1996, Montreal,
- SCHNITTER, G.,
ZELLER, J. Sickerströmungen als Folge von Stauspiegelschwankun-
gen, Mitteilungen ETH Zürich, Heft 50, 1957

Setzungsrisse an historischen Bauwerken - in situ Versuch an der Kirche in Hedeper

Heinrich Wigger

1 EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG

Im südöstlichen Braunschweiger Land sind in den letzten Jahren erhebliche Setzungsschäden an Gebäuden aufgetreten. Häufig sind die Mauerwerke durch Risse geschädigt, die Wände sind auf ganzer Tiefe durchtrennt. Ursache dieser Schädigung ist Setzungszwang. Der Baugrund neigt vermutlich infolge veränderter Niederschlagsmengen und -intensität zu erheblichen Setzungen. Uneinheitliche Austrocknung, abhängig von Bewuchs und Bebauung, führen ebenfalls zu einer ungleichförmigen Verformung des Baugrunds. Weil die Verteilung der Bauwerkslasten über die uneinheitliche und ggf. mangelhafte Gründung variiert und die Dicken der kompressiblen Bodenschichten veränderlich sind, sinkt das Bauwerk in eine Setzungsmulde oder reitet auf einem Setzungssattel. Diese Verformungen von Baugrund und Gründung einerseits sowie des Bauwerks mit seinen Rissen andererseits sind Ausdruck der Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk und der damit verbundenen Zwänge. Dabei sind die Setzungsunterschiede die schadenserzeugenden Größen. Die am Bauwerk erkennbaren Verformungen und Risse sind eingepreßt. Sie dürfen auch nach einer noch so schonenden Therapie nicht rückgängig gemacht werden. Eine Therapie kann den Rißfortschritt nur aufhalten. Jede Art der Therapie, ob sie im Baugrund, an den Gründungselementen oder am aufgehenden Mauerwerk erfolgt, wird immer mit neuen Schnittkräften aufgrund der Wechselwirkung Bauwerk und Gründung verbunden sein.

Untersuchungen an nachgebauten Natursteinmauerkonstruktionen zum Tragverhalten unter Setzungszwang wurden bisher ausschließlich im Labor durchgeführt. Die Versuche haben zum Ziel, das Verformungs-, Riß- und Bruchverhalten von Natursteinwänden, denen eine einsinnig gekrümmte Mulde aufgezwungen wird, genauer zu beleuchten. In Hedeper ergab sich nun die Möglichkeit, eine Natursteinwand vor Ort zu belasten. Die Kirche in Hedeper zeigte in den letzten Jahren eine

starke Rißbildung, so daß sie 1995 abgetragen werden mußte. Ein Bereich der Nordwand wurde erhalten. An diesem konnten Untersuchungen zum Tragverhalten des Natursteinmauerwerks durchgeführt werden. Dieser Wandstreifen wurde auf seiner historischen Gründung in situ belastet. Hierbei wurde das Verformungsverhalten des Wandstreifens sowie der Gründung und des Baugrunds bei einer aufgezungenen Setzungsmulde aufgezeichnet.

2 BAUWERK UND SCHADENSBILD

2.1 Baugeschichte

Der im romanischen Stil erbaute Turm (12.Jh.) ist das älteste Bauteil der Kirche. Das Langhaus bestand in diesem Zeitraum aus einem rechteckigen Grundriß mit geradem Abschluß (Abb. 2.1). Aus der Baugeschichte sind seit 1798 Bautätigkeiten bekannt. In der Zeit vor 1798 wurde der Chor im gotischen Stil verlängert. An der Südseite erfolgte ein Anbau, vermutlich ein Leichhaus. Dieser Anbau wurde zwischen 1798-1801 wieder abgebrochen.

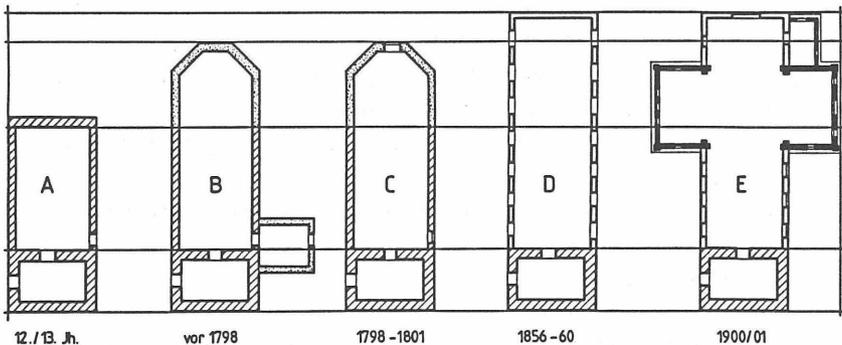


Abb. 2.1: Bauliche Veränderungen der Kirche in Hedeper [7]

Eine ihrer größten Veränderungen erfuhr die Kirche in der Zeit von 1858 bis 1860. Dabei wurde das gesamte Langhausmauerwerk bis auf Fundamenthöhe abgetragen.

Die Gründung des neuen Bauwerks erfolgte auf alten bzw. die des verlängerten Chors auf neuen Fundamenten. Das Bauwerk zeigte zu diesem Zeitpunkt zahlreiche Fensteröffnungen mit Rundbögen und einen geschlossenen Chorabschluss. Weitere Veränderungen erfolgten im Jahr 1900/1901 durch den Anbau eines Querhauses sowie eines Chornebenraums (Sakristei) im Süden. Die Ostwand erhielt eine Wandöffnung. Um 1960 erhielt der Turm aufgrund seiner zunehmenden Schiefstellung eine innere Stahlbetonkonstruktion, um die Lasten des Glockenstuhls abzutragen. Die Sparren des Dachstuhls im Langhaus wurden ebenfalls verstärkt.

Erste Risse im Mauerwerk zeigten sich in den siebziger Jahren. Aufgrund der erheblichen Risse, entschloß sich 1991 die Landeskirche Braunschweig die Kirche abzutragen und auf einer steifen Unterkonstruktion wieder aufzubauen.

2.2 Mauerwerksgefüge

Das Außenmauerwerk der Kirche wurde aus Elmkalk hergestellt. Die neueren Gebäudeteile (Querhaus) bestanden auf der Innenseite aus Ziegeln. Das verbleibende Mauerwerk zeigt auf der Außenseite ein regelmäßiges Schichtenmauerwerk, das mit Werksteinen erstellt wurde. Innen zeigt sich ein Kalkputz.

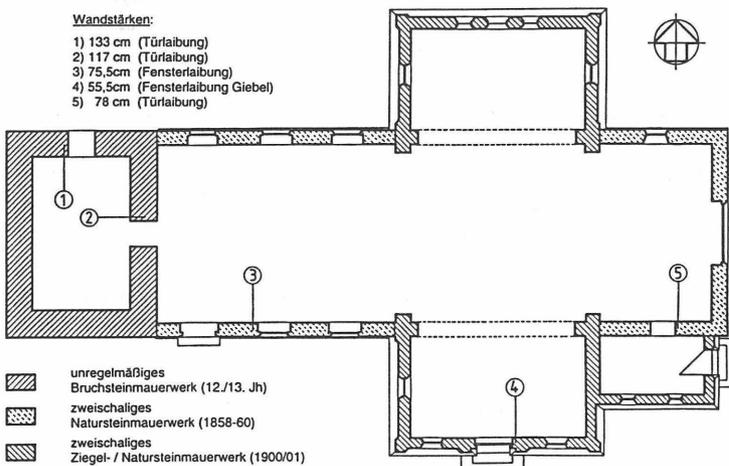


Abb. 2.2: Grundriß mit Wanddicken und verwendeten Materialien [7]

Die Wände aus der Umbauphase um 1858 weisen eine Gesamtdicke von 75-78 cm auf. Im Querhaus wurden für die Innenschale und für die Fensterleibungen des Langhauses Ziegelvollsteine verwendet.

2.3 Schadensbild

Erste Untersuchungen der Rißschäden an der Kirche [1] erfolgten 1986. Auf der Südseite der Kirche zeigten sich im Bereich des Chores, des Querhauses und der angebauten Sakristei mehrere durchgehende Risse in vertikaler Richtung. Das Mauerwerk auf der Nordseite wies ebenfalls durchgehende Risse auf, die jedoch nicht das Ausmaß der Risse auf der Südseite hatten. Bei der Sondierung wurden Nivellementmessungen [1] im Innenbereich (Fußboden) der Kirche durchgeführt. Eine weitere Messung erfolgte 1994 kurz vor dem Abtrag der Kirche.

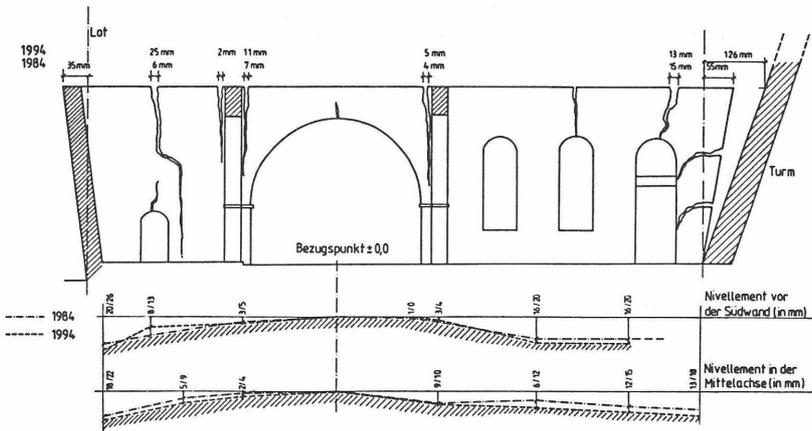


Abb. 2.3: Verformungen der Bodenplatte mit Ansicht der Südinnenwand



3.2 Meßtechnik

Die Aufnahmen der Boden- und Wandverformungen erfolgten mit unterschiedlichen Meßsystemen. Um die zum Teil sehr geringen Bewegungen messen zu können, wurde mit dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB) sowie dem Institut für Geodäsie und Photogrammetrie (IGP) unterschiedliche Meßverfahren ausgewählt. Seitens der MPA Braunschweig erfolgten Verformungsmessungen an der Wand sowie Dehnungsmessungen auf den Wandoberflächen. Verschiedene Meßverfahren erhielten gemeinsame Meßpunkte, um erforderliche Koordinatentransformationen durchführen zu können. Ein weiterer Aspekt war die Vergleichbarkeit der Meßergebnisse. Andererseits ist eine globale Bewegung der Wand mit der Photogrammetrie, der Inklinometermessung und den induktiven Wegaufnehmern kaum möglich.

Vom IGB wurden die lotrechten Verformungen kurz unterhalb der Fundamentoberkante gemessen. Ein Horizontalinklinometer wurde angebracht. Mit diesem System werden Neigungen mit einer Genauigkeit von 0,01 % eines Führungsrohres in Abständen von einem Meter gemessen. Um die Toleranzen der Messungen zu verringern, wurde der Abstand der Meßpunkte auf 25 cm reduziert. Somit ergibt sich eine erhebliche Erhöhung der Meßgenauigkeit.

Vom IGP wurden zwei Meßverfahren eingesetzt. Mit dem Videotheodoliten konnten die absoluten Verformungen der Wand (10 Meßpunkte) und des benachbarten Bodens (21 Meßpunkte) aufgezeichnet werden. Das Meßsystem (LEICA Videotheodolit TM VD 3000) wird überwiegend für Langzeitmessungen eingesetzt. Die Meßpunkte können vollautomatisch erfaßt und angesteuert werden, so daß die Verformungen einer Laststufe in kürzester Zeit aufgezeichnet werden können. Zwei Meßpunkte weit außerhalb des Prüffeldes erlaubten die Berechnung der absoluten Bewegung der Wand. Das System mißt mittels Infrarotlicht die Entfernungen und Winkel und berechnet daraus die Koordinaten des Meßzielpunktes bezogen auf den Theodolitenstandpunkt. Die Meßgenauigkeit beträgt 0,5 mm.

Die photogrammetrischen Messungen auf der Wandaußenseite wurden vom Büro IMETRIC, Aalen durchgeführt. Die Aufnahmen erfolgten mit einer LFC (Large Format Camera). Mit dieser Kamera können Bildformate von 23 cm x 23 cm aufgenommen werden. Die Meßgenauigkeit beträgt ca. 0,02 mm. Die Auswertung der Aufnahmen erfolgte in Zusammenarbeit mit dem Institut für Geodäsie und Photogrammetrie.

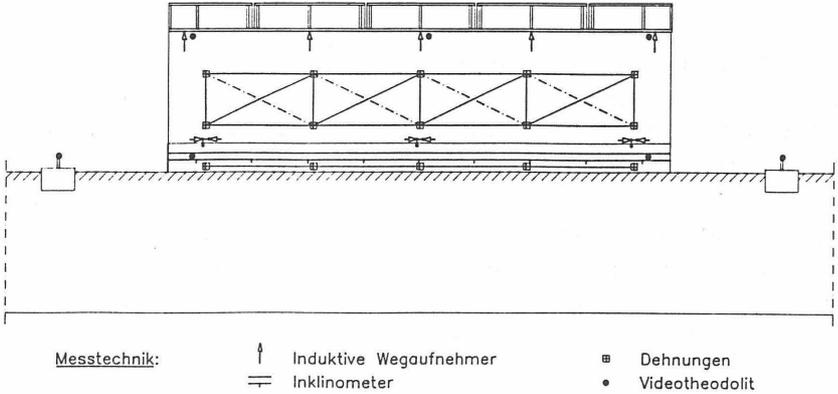


Abb. 3.1: Versuchswand mit Meßstellenplan

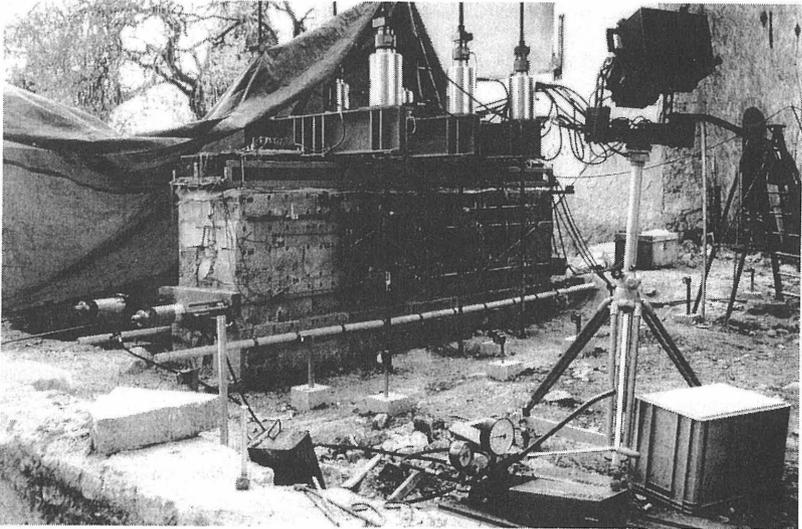


Abb. 3.2: Mauerwerkswand am Versuchstag

Zur Messung der Längenänderung wurden induktive Wegaufnehmer auf beiden Wandseiten angebracht. Die Messung erfolgte in drei Höhenlagen, jeweils zwei im Wand- und eine im Fundamentbereich. Um darüberhinaus Schubverzerrungen erfassen zu können, wurden auch die Dehnungen (Abb. 3.1) in diagonalen und lotrechten Strecken gemessen. Verschiebungen zwischen dem Gründungsmauerwerk und dem aufgehenden Mauerwerk wurden auf jeder Seite an drei Stellen aufgezeichnet.

An der Maueroberkante waren fünf vertikale Wegaufnehmer an einem gelenkig gelagerten Stahlträger befestigt. So konnte die Durchbiegung des Wandstreifens ermittelt werden. Die Kräfte jeder Presse wurden mit Kraftmeßdosens gemessen. Die Aufzeichnung der Verformungen der Wand und der Kräfte erfolgte automatisch.

Die Meßpunkte auf der Wand, d.h. die Befestigungspunkte des Inclinometerrohres, die der photogrammetrischen Messung und die der induktiven Wegaufnehmer, wurden teilweise übereinander gelagert. Die Ergebnisse der unterschiedlichen Meßtechniken wurden miteinander verglichen.

4 ERGEBNISSE

4.1 Versuchsablauf und -ergebnisse

Der Versuch erfolgte in fünf Belastungsabschnitten. Als erstes wurde mit einer Biegebelastung der Wandscheibe begonnen. Danach erfolgte eine Vorspannung der Wand über deren Stirnseiten, wobei die momentane Biegebelastung beibehalten wurde. Nach Erreichen der Vorspannkräfte wurde die Biegebelastung erhöht. Daran anschließend wurde die Wand bis zu einer geringen Auflast entlastet; die Vorspannung blieb dabei erhalten. Danach wurde die Wand durch eine Gleichlast beansprucht. Nach erneuter Entlastung wurde die Vorspannkraft abgelassen. Schließlich wurde die Belastung der Wand solange gesteigert, bis das Versagen der Erdanker sich ankündigte.

Die Biegeverformung wurde durch konzentrierte Lasten in Wandmitte (Abb. 3.1) erreicht. Bei der max. Gesamtlast von $F_G = 1840 \text{ kN}$ (s. Tabelle 4.1) wurde eine Setzungsdifferenz von $\delta = 3,04 \text{ mm}$ der Außenschale und $\delta = 4,15 \text{ mm}$ der Innenschale erreicht. Dabei senkte sich die Ostseite um $6,4 \text{ mm}$ ($5,4 \text{ mm}$) bzw. die Turmseite um $5,4 \text{ mm}$ ($4,15 \text{ mm}$). Eine Auslenkung der Wand zur Außenseite (Süden), ist aus den Verformungen zu erkennen. Weiterhin zeigte sich bei der Verformung der Außenschale deutlich ein Vorzeichenwechsel. Dieser liegt im Bereich der Stoßfuge im Fundamentmauerwerk. Das Mauerwerk oberhalb der Stoßfuge zeigt einen geringen Versatz.

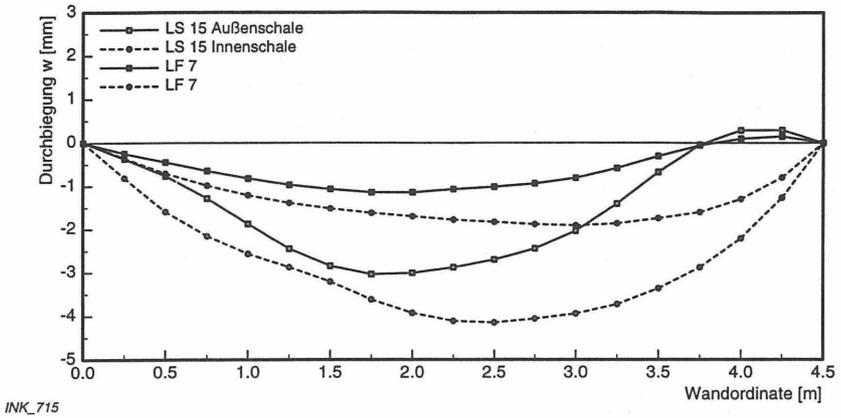


Abb. 4.1: Verformungslinien bei unterschiedlichen Laststufen (Fundamentoberkante)

Erste Risse im Mauerwerk zeigten sich deutlich nach der Laststufe 11. Auf der Innenseite der Wand waren diese deutlich im Kalkputz zu erkennen. Da die Außenschale als Quadermauerwerk mit Preßfugen erstellt wurde und schon vor Versuchsbeginn einige Fugenrisse aufwies, konnten neue Risse am Anfang nur schwer dokumentiert werden.

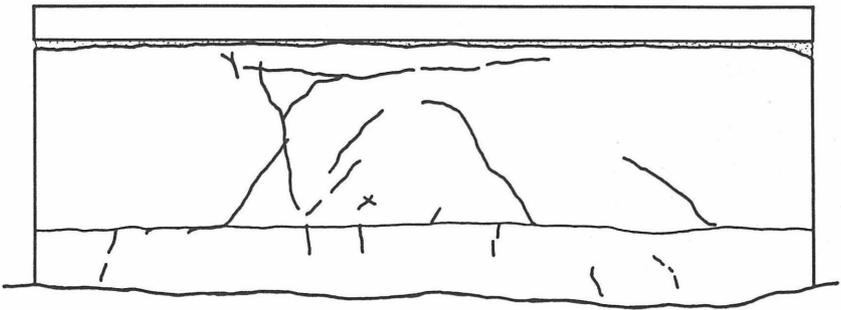


Abb. 4.2: Rißverlauf nach Biegebelastung (Innenseite)

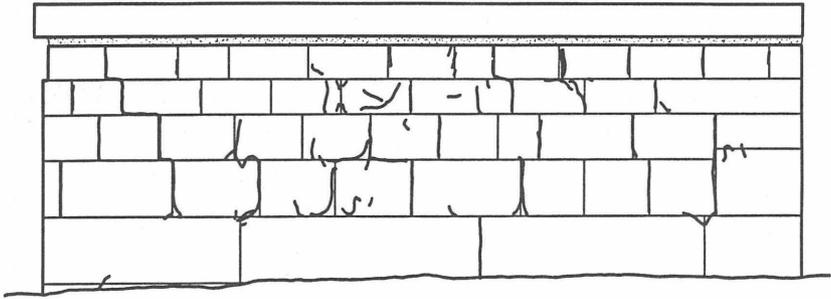


Abb. 4.3: Rißverlauf nach Biegebelastung (Außenseite)

Tabelle 4.1: Setzungen der Fundamentoberkante aus der Biegebelastung (Inklinometer- und Theodolitmessung)

LS	Last			Verformungen									
	[kN]			Außenschale				Innenschale					
	F _O	F _M	F _T	w _{g,A} [mm]	δ [mm]	α [°]	R [m]	w _g [mm]	δ [mm]	α [°]	R [m]		
3	182	294	177	0,8 ⁺	0,9	0,26	0,008	5889	0,7 ⁺	1,0	0,52	0,015	3846
5	294	418	288	1,3 ⁺	1,7	0,65	0,021	2355	2,3 ⁺	3,1	1,30	0,043	1178
7	301	467	295	1,2	1,5	0,67	0,022	2285	2,5	3,6	1,68	0,064	1890
9	349	529	344	2,1 ⁺	2,5	1,14	0,037	1343	3,3 ⁺	4,4	1,91	0,073	589
11	381	603	376	3,2 ⁺	3,9	1,63	0,053	939	3,6 ⁺	4,7	3,03	0,116	371
15	520	795	514	6,4 ⁺	8,1	3,04	0,99	504	5,4 ⁺	5,4	4,15	0,119	482

- w_g Bewegung der Wandenden
 α max. Winkelverdrehung mit $\alpha = \delta / l$
 δ rel. Setzungsunterschied
 R Biegeradius, $R = l^2 / 2\delta$ mit l bei max.δ
- Ostseite

Die mit dem photogrammetrischen Verfahren ausgewerteten Aufnahmen (Abb. 4.4) zeigen in einem Gitterraster die Verformungsfigur. Aus den verzerrten Gittern können später Verzerrungs- und Krümmungszustände lokal berechnet werden. Die Verformungen normal zur Wandebene zeigen, daß sich die Quadersteine in den ersten

Laststufen erheblich bewegt haben. Das mit Preßfugen hergestellte Mauerwerk setzt sich bei Laststeigerung und findet dann seine feste Position zum Lastabtrag.

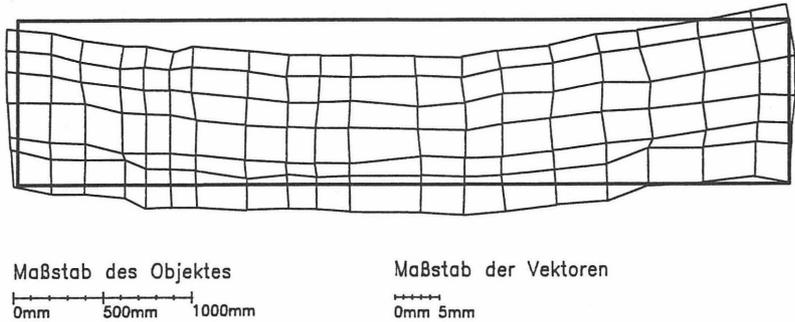


Abb. 4.4: Verformungsfigur der Außenwand bei max. Biegebelastung (Photogrammetrie)

Die Dehnungen zeigen durch die Verschiebung der Quadersteine Werte im Bereich von $-0,25$ bis $+1,82$ ‰ in der Horizontalen auf. Die großen Unterschiede müssen bei einer späteren Auswertung genauer lokalisiert werden. Vertikal wurden Dehnungen bis zu $-3,56$ ‰ in Wandmitte gemessen.

Die Dehnungs- und Verformungsmessungen zeigen, daß die beiden Mauerwerkschalen ein unterschiedliches Tragverhalten aufweisen. Die verschiedenartigen Konstruktionen der Außen- und Innenschale sowie des Fundamentmauerwerks führen zu Verformungsunterschieden.

4.2 Vergleich der Meßverfahren und -ergebnisse

Bei der Untersuchung wurden unterschiedliche Meßverfahren angewandt. Mit dem Videotheodoliten konnten die globalen Verformungen der Wand erfaßt werden. Der Koordinatenursprung war der Theodolitenstandpunkt. Die Inklinometermessungen zeigten die relativen Verformungen der Fundamentenoberkante auf. Der Nullpunkt der Verformungsebene lag während der Messung im Endpunkt (Turmseite) des Führungsrohres. Die Photogrammetrie legte ihr Koordinatenkreuz in den Bereich kleinster Verformungen (Wandmitte). Die Meßgenauigkeiten der angewandten Verfahren befinden sich im Bereich von $s = 0,02 - 0,5$ mm. Der untere Wert liegt im Be-

reich der Verformung der einzelnen Laststufen. Beim Vergleich der Ergebnisse werden die Theodolitverformungen ($s = 0,5 \text{ mm}$) nicht mit einbezogen.

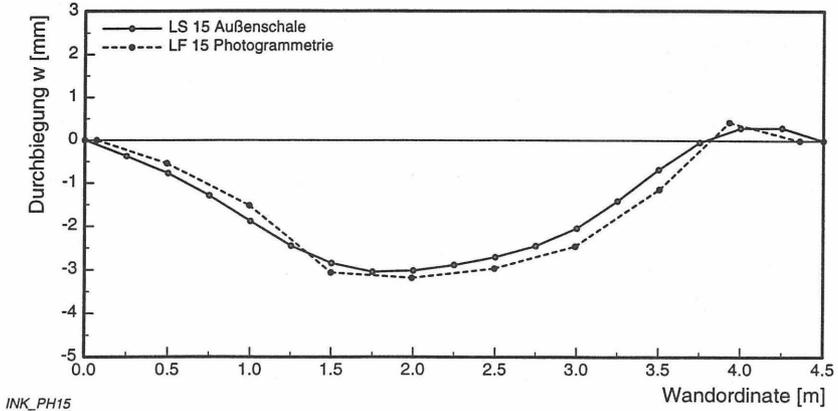


Abb. 4.5: Vergleich zwischen Inklinometermessung und Photogrammetrie bei max. Biegebelastung (nach Koordinatentransformation)

Die unterschiedlichen Koordinatensysteme wurden so transformiert, daß die setzungsrelevanten Verformungen aus den Diagrammen (Abb. 4.4) entnommen werden können. Zum Vergleich bzw. zur Kontrolle wurden die Verformungsdaten aus der Inklinometer- und der Photogrammetriemessung (Abb. 4.5) übereinander gelegt. Die Verformungen aus den beiden Verfahren zeigen eine gute Übereinstimmung.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz führte gemeinsam mit anderen Instituten der TU Braunschweig einen in situ Versuch an einem zweischaligen Kirchenmauerwerk durch. Der Wandstreifen wurde auf seiner historischen Gründung in eine Setzungsmulde gezwungen. Die Verformungen wurden mit unterschiedlichen Meßverfahren aufgezeichnet und miteinander verglichen. Die ersten Auswertungen zeigen ein unterschiedliches Tragverhalten der Innen- und Außenschale.

6 LITERATUR

- [1] BRÜGGEMANN, B.: Gutachten über die Standsicherheit der Kirche in Hedeper sowie Vorschläge zu ihrer Sanierung, Braunschweig, 1.1986.
- [2] BURLAND, JB.;
WROTH, CP.: Settlement of Buildings and Associated Damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge (Review Paper), S. 611-654, 1974.
- [3] COOK, D.: Research into Improved Methods of Appraisal of In-Service Buildings prior to Repair. Erhalten historischer bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbe-
reich 315, Universität Karlsruhe, Sonderband 1990, S. 125-134, 1990.
- [4] HARIRI, M.: Die Problematik zulässiger Setzungen am Bauwerk. Studienarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1995. (Unver-
öffentlicht)
- [5] ROSTÁSY, F.S.;
WIGGER, H.;
WARNECKE, P.: Konsolidierung von Natursteinmauerwerk - Möglich-
keiten, Risiken und Wechselwirkung Trag-
werk/Baugrund.
In: Geotechnik in der Denkmalpflege, Ernst & Sohn
GmbH., Berlin, S. 81-96, 1994.
- [6] TERZAGHI, K.: K.: The Actual Factor of Safety in Foundations. The
Structural Engineer, Heft 13, S. 126-160, 1935.
- [7] WENDELKEN, O.: Interaktion "Natursteinmauerwerk - Baugrund".
Diplomarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, 1995. (Unver-
öffentlicht)



CROSS-HOLE-ULTRASCHALLPRÜFUNGEN AN GROSSBOHRPFÄHLEN

Hans-Walter Gross

1 EINLEITUNG

Großbohrpfähle zählen zu den wichtigsten Elementen moderner Spezialtiefbautechnik. Sie dienen als Verbauwände tiefer Baugruben und als hochbelastete Fundamente verschiedenster Bauwerke. Die dabei auftretenden Belastungen erreichen bisweilen eine Größenordnung von 20 MN je Pfahl. Um so mehr wird klar, daß der Sicherstellung der Materialgüte oberste Priorität zuzuordnen ist.

Bauwerke wie die 1995 fertiggestellte Pont de Normandie und das im Bau befindliche Hochhaus der Commerzbank in Frankfurt stehen auf ultraschallgeprüften Großbohrpfählen, die durch Spezialtiefbauer der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft hergestellt wurden.

Die Qualitätssicherungspläne dieser Bauwerke schrieben diese Ultraschalluntersuchungen an den Gründungspfählen vor. Auf eine theoretische Betrachtung der Ultraschalltechnik wird nachfolgend zusammen mit der durch die Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft weiterentwickelten und eingesetzten GEMINI-Anlage näher eingegangen.

2 FEHLSTELLEN IM BETON

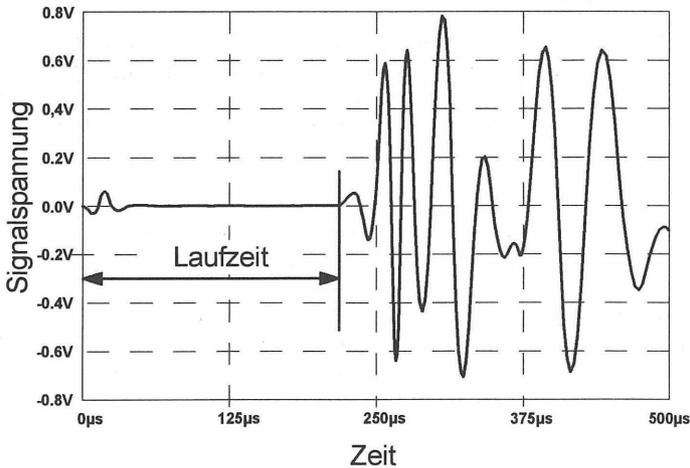
Wesentliche Fehlerquellen für Anomalien im Betonkörper eines Großbohrpfahles liegen in der Gesamtheit des Betoniervorganges einschließlich der angelieferten Betonqualität. Ein Entmischen der Betonmasse kann beim Einbau zu Kiesnestern und Bereichen geringer Qualität führen. Dies soll durch ein fest vorgegebenes Betonierkonzept verhindert werden.

Eine weitere Fehlstellenquelle sind Schwebstoffe in der Stützflüssigkeit, die vor dem Betonieren nicht entfernt werden und sich als weiche Masse am Pfahlfuß absetzen können. Zur Vermeidung dieser Fehlerquelle ist ein entsprechendes Regenerieren der Stützflüssigkeit notwendig.

Erhebliche Anomalien können auch durch Einbrüche der Wandung vor dem Betonieren entstehen. Ursache hierfür sind bei unverrohrten Bohrungen und Schlitzen ungeeignete Stützflüssigkeiten oder nicht ausreichende Auflast des Flüssigkeitsspiegels.

3 ULTRASCHALLTECHNIK

Ultraschall zeigt sich schon seit Jahrzehnten als ein geeignetes Mittel Materialgüten zu prüfen. Dabei werden Signale im Ultraschallbereich ausgesendet und Laufzeiten gemessen. Zur weiteren Beurteilung können auch z.B. Frequenzanalysen und Schallenergie des Empfangssignals untersucht werden. Laufzeitenmessungen betrachten im Wesentlichen die Signale von Durchschallungstechnik, Reflexions- und Oberflächenwellen.



Empfangssignal eines Ultraschallimpulses

Moderne, von Computertechnik unterstützte Meßausrüstungen, machen die Ultraschalltechnik zu einem schnellen und effizienten Werkzeug der Qualitätsprüfung an Betonelementen.

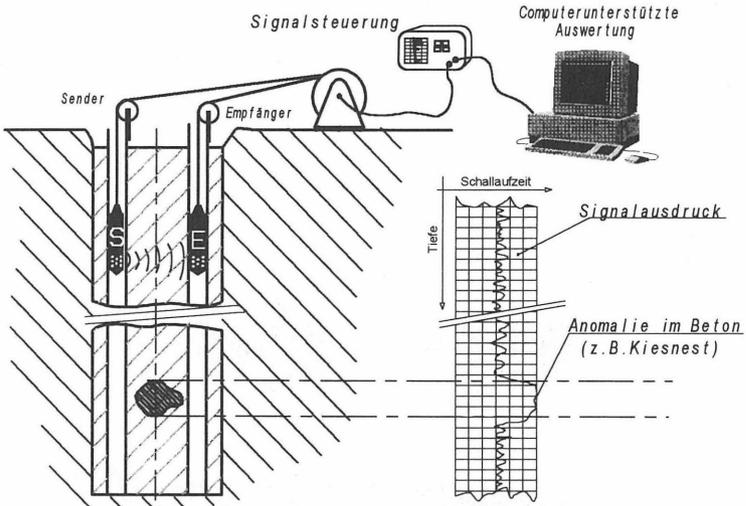
3.1 Cross-hole-Methode

Ultraschallprüfungen an Großbohrpfählen werden als Cross-hole-Messungen ausgeführt. Dies bedeutet, daß sich Sender und Empfänger in benachbarten Rohren im Betonkörper befinden und der Bereich zwischen diesen Rohren durchschallt wird.

Zur Anbindung des Signals zwischen Sonde, Rohr und Beton müssen die Rohre mit reinem Wasser gefüllt sein.

3.2 Ausrüstung für Ultraschallmessungen

Im Rahmen eines betriebsinternen Forschungs- und Entwicklungsprojektes der Bilfinger + Berger Bauaktiengesellschaft wurden Betonelemente mit bekannten Fehlstellencharakteristiken gefertigt und Ultraschallausrüstungen verschiedener Bauart getestet. Ein ausgewähltes System wurde entsprechend unseren Anforderungen zur Bilfinger + Berger GEMINI-Anlage weiterentwickelt und für den Baustelleneinsatz optimiert.



Prinzip der Cross-hole-Messung

Das Prinzip der Bilfinger + Berger GEMINI-Anlage beruht auf modernster Computer-Meßtechnik. Die Meßkette dieses Systems besteht im Wesentlichen aus Sender- und Empfänger-Sonden, Impulssteuergerät, Schrittsteuergerät, Computer-Meßeinheit und Software.

Gegenüber herkömmlichen Systemen können so Signalanalysen, Auswertungen und Dokumentationen wesentlich effektiver durchgeführt werden. Eine spezielle Auswertesoftware ermöglicht beim Analysieren einer Messung den Einstieg bis hin zum einzelnen Schallimpuls. Die Meßwerte werden während der Messung dem Speichersystem des Computers zugeführt. Das Ergebnis kann sofort eingesehen, und auf andere Speichermedien (z.B. rewriteable-optical-disk) überspielt werden.

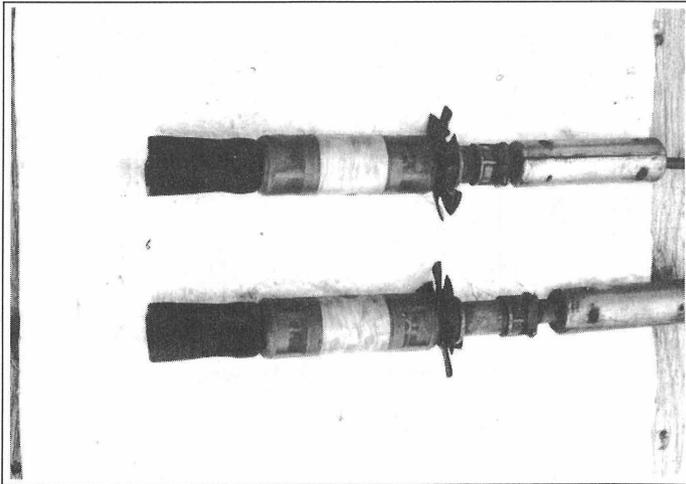
Entsprechend der bekannten Baustellenbedingungen ist die gesamte Anlage kompakt und robust ausgelegt und kann in einem PKW installiert werden.

Besonders hohe Ansprüche werden an die elektronischen Ultraschallsonden gestellt. Verschleißfestigkeit und Dichtigkeit gegen Wasserdruck bei Meßtiefen um 60 Meter müssen sichergestellt sein, um die Funktion zu gewährleisten.

4 ULTRASCHALLROHRE

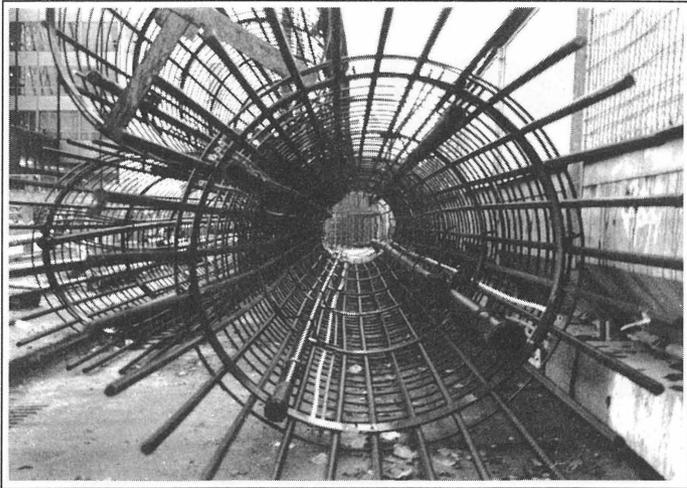
Als Zugangsrohre für die Ultraschallsonden entlang der zu prüfenden Strecke können Rohre aus Kunststoff oder Stahl mit ca. zwei Zoll Durchmesser eingesetzt werden. Vorteilhaft ist es Stahlrohre in die Bewehrungselemente zu integrieren.

Bei Großbohrpfählen sollte je Meter Umfang des Pfahles ein Rohr möglichst nah am Außendurchmesser installiert sein.



Ultraschallsonden

Entsprechend der Einbaulänge der Rohre müssen eventuell erforderliche Verbindungsmuffen für den später auftretenden hydrostatischen Druck auf Dichtigkeit ausgelegt sein. Um Störeffekte bei der Messung zu verhindern müssen die Rohre völlig von Fett befreit werden. Bei Verwendung von Kunststoffrohren sind besondere Chemikalien zur besseren Anbindung an den Beton erforderlich.



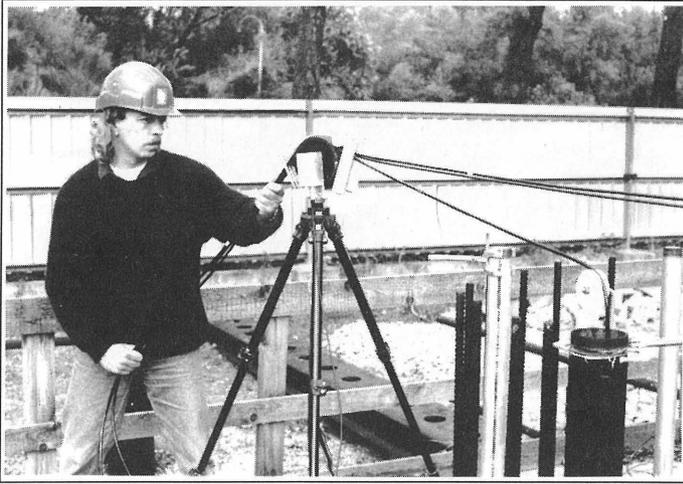
Anordnung der Ultraschallrohre in der Pfahlbewehrung

5 MESSVORGANG UND AUSWERTUNG

Vorbereitend zur Messung muß die PC-Anlage mit Impuls und Schrittsteuergerät in einem Meßfahrzeug möglichst nahe am zu messenden Pfahl eingerichtet werden. Nach dem Öffnen der Meßrohre wird der Wasserstand geprüft und gegebenenfalls nachgefüllt.

5.1 Die kontinuierliche Messung

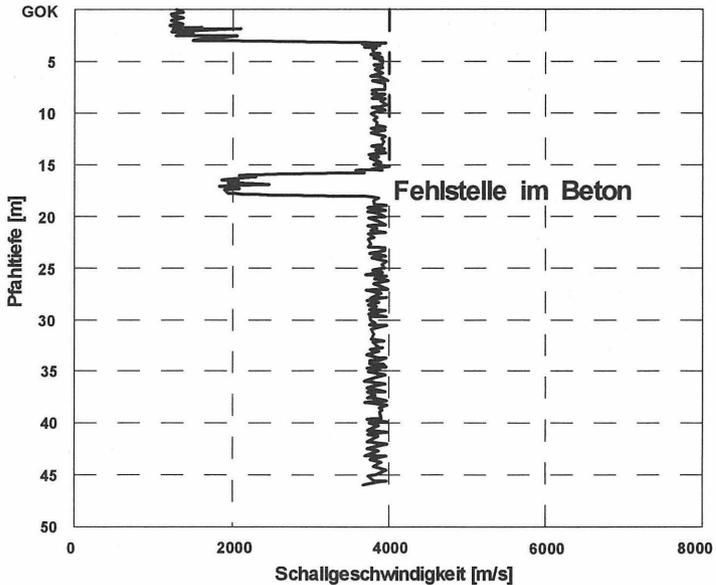
Zur Parameterkontrolle werden die Sonden mit Hilfe von Tiefenmarkierungen auf einer beliebigen Höhe möglichst in der Nähe der Maximaltiefe synchronisiert. Auf der gleichen Höhe kann nun mit einer speziellen Einrichtung das Sendesignal optimiert werden. Erregerspannung und Frequenz sind hier die wesentlichen Parameter. Die Sonden werden synchron zum tiefsten Punkt abgelassen und der elektronische Meßmodus aktiviert. Die Kabel werden nun zur kontinuierlichen Messung händisch über die Tiefenmeßeinrichtung gezogen, wobei automatisch in regelmäßigen Abständen (z.B. 6 cm) Impulse und Messungen ausgelöst werden.



Ziehen der Kabel während der Messung

5.2 Auswertung und Dokumentation

Herkömmliche Ultraschall-Systeme für den hier beschriebenen Zweck liefern als Auswertung meist nur eine Grafik auf einem Papierstreifen. Bestenfalls konnten die Grafiken elektronisch gespeichert werden, nicht aber die zur Signalanalyse erforderlichen Einzeldaten. Das vorliegende System der GEMINI-Anlage zeichnet während des Meßvorganges den Verlauf eines jeden einzelnen Meßimpulses auf und speichert ihn ab. Dadurch muß vor Ort keine Papierflut bewältigt werden. Falls erforderlich, kann das Meßergebnis aber schon direkt nach der Messung am Bildschirm eingesehen werden. Die eigentliche Auswertung mit Dokumentation erfolgt nach Beendigung der Messung im Büro. Unter Berücksichtigung der Sondenabstände kann direkt die Schallgeschwindigkeit zwischen den jeweiligen Meßrohren ausgedruckt werden.



Graphik der Schallgeschwindigkeit in einem Meßpfahl

Die Dokumentation der Meßergebnisse enthält die graphische Auswertung der Schallgeschwindigkeit zu der Pfahllänge. Bei z.B. 4 Meßrohren sind dies 6 Aufzeichnungen, bestehend aus zwei Diagonal- und vier Randmessungen. Diese Aufzeichnungen enthalten im konkreten Fall die wesentlichen Daten des Pfahles oder der Schlitzwand und eine Skizze zur Verdeutlichung der Meßrichtung. Zu den Auswertungen der Schallgeschwindigkeit können in einzelnen Höhenstufen zusätzlich einzelne Empfängersignale ausgedruckt werden. Ein Deckblatt zum jeweiligen gemessenen Pfahl gibt übersichtlich Auskunft über die gemessene Qualität.

6 SCHLUSSBEMERKUNG

Die hier beschriebene Meßtechnologie stellt ein optimales Werkzeug zur Qualitätsprüfung an Großbohrpfählen und anderen Gründungselementen dar. Mit ausgereiften Ausrüstungen wird diese spezielle Ultraschallprüfung zu einer leicht überschaubaren und kalkulierbaren Leistung bezüglich des Gesamtbauwerkes. Kostenfaktoren sind die zu installierenden Ultraschallrohre und die Durchführung der Messungen mit Auswertung und Dokumentation. Optimale Zugangsbedingungen auf der Baustelle und ein Meßteam von zwei Personen lassen Prüfleistungen bis zu 10 Pfähle täglich zu.

Über den Einsatz dieser Technik als Abnahmekriterium nach dem Aushärten des Beton hinaus können bei frühzeitigen Messungen eventuelle Fehler im komplizierten Bauvorgang festgestellt und Lösungen ermittelt werden. Der Aufwand steht so in sehr günstigem Verhältnis zu dem großen Vorteil frühzeitiger Schadenserkenkung und Schadensminimierung.

Neben Aufgaben im Bereich Forschung und Entwicklung wurde die Bilfinger + Berger GEMINI-Anlage auf den Baustellen „Hochhaus Commerzbank“ in Frankfurt und bei der Herstellung der „Primärstützen Oberbilker Markt“ in Düsseldorf erfolgreich eingesetzt.

Während diese Ultraschallprüfungen weltweit schon seit längerer Zeit an anspruchsvollen Gründungen gefordert werden, hält diese Technik erst jetzt zunehmend Einzug in der BRD.

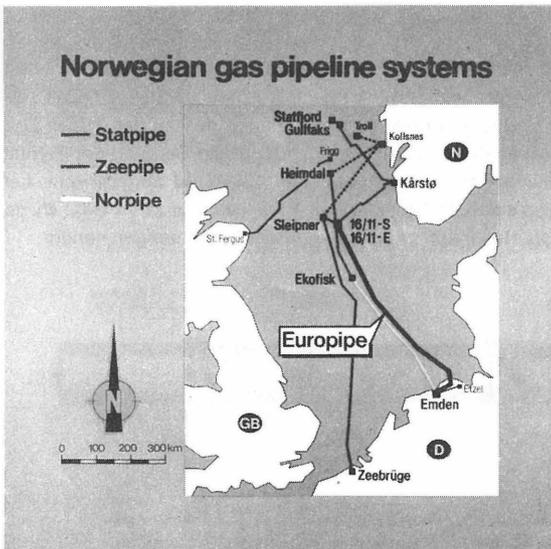
Meßeinrichtungen, Meßwerte und ihre Ergebnisse beim Anlandungstunnel Europipe

F. Remmer

1 Einleitung

Beim Projekt Anlandungstunnel Europipe stellten die behördlichen Auflagen zum Schutz der Umwelt und Gewährleistung der Sicherheit der Ausführung außergewöhnliche Anforderungen an die Technik und den Baubetrieb. Zusätzlich sollte unter allen Umständen der Gasliefertermin 1. Oktober 1995 eingehalten werden, da hier hohe Vertragsstrafen drohten. Zur Absicherung dieser Anforderungen wurde eine Vielzahl unterschiedlichster Meßeinrichtungen installiert, die durch möglichst frühzeitige und umfassende Information sowohl der eingesetzten Geräte wie auch des Standes der Arbeiten die Versagenswahrscheinlichkeit sehr gering hielten.

2 Vorstellung des Projektes Europipe



Das Projekt "Europipe" beinhaltet die Verlegung einer 40"-Gasleitung von einer Lieferplattform am Rande des norwegischen Gasgewinnungsfeldes "Troll" quer durch die Nordsee bis zur Verteilerstation im niedersächsischen Emden (Bild Nr. 1).

Bild 1: Gesamttrasse Europipe



Ein technisch und genehmigungsmäßig aufwendiger Bereich ist hierbei die Anlandung dieser Leitung an der ostfriesischen Küste zwischen den Inseln Langeoog und Baltrum hindurch bis zum Ort Dornumersiel (Bild Nr. 2).

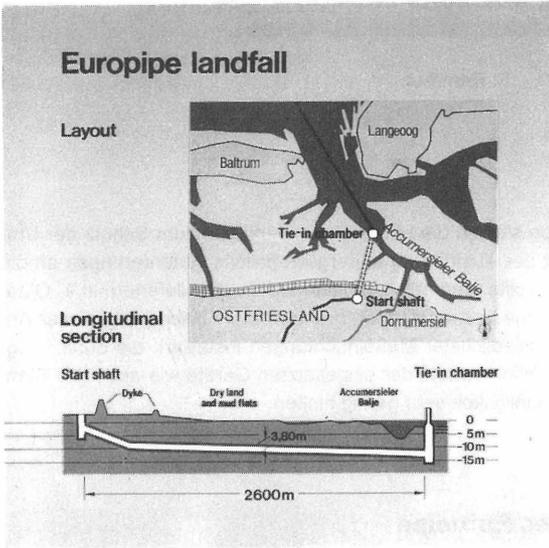


Bild 2: Anlandungsbereich

Aus Umweltschutzgründen mußten die letzten 2,5 km dieses Anlandungsbereiches mit einem Tunnel unterfahren werden, der im Rohrvorpreßverfahren hergestellt wurde (Bild Nr. 3). Das see-wärtige Zielbauwerk wurde als offener Brunnen auf der östlichen Flanke des zu den Häfen Dornumersiel und Bengersiel führenden Tidekanals abgesenkt und diente für die Bergung der Tunnelvortriebsmaschine und als Festpunkt für die an diesem Punkt um 130 Grad abgewinkelte Leitungstrasse (Bild Nr. 4). In sehr fortgeschrittenem Stadium des Projektes wurde im Bereich der Anlandung eine zweite 40"-Gasleitung als Reserve für künftige, größere Liefermengen verlegt.

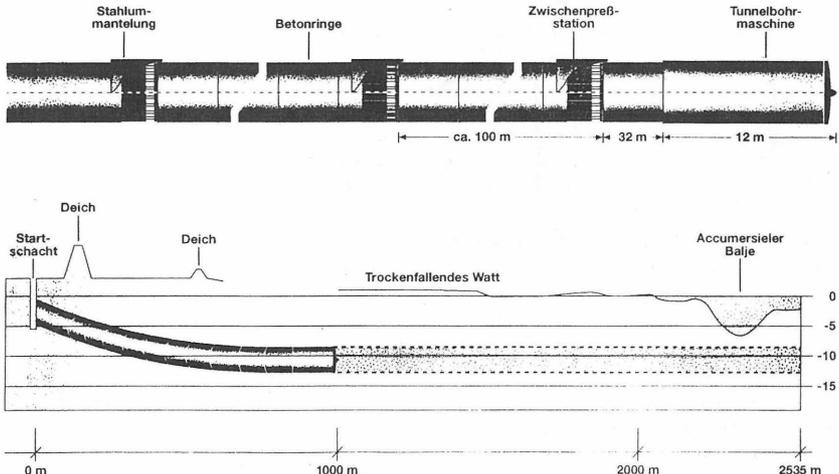


Bild 3: Schema Rohrvorpressung Europipe

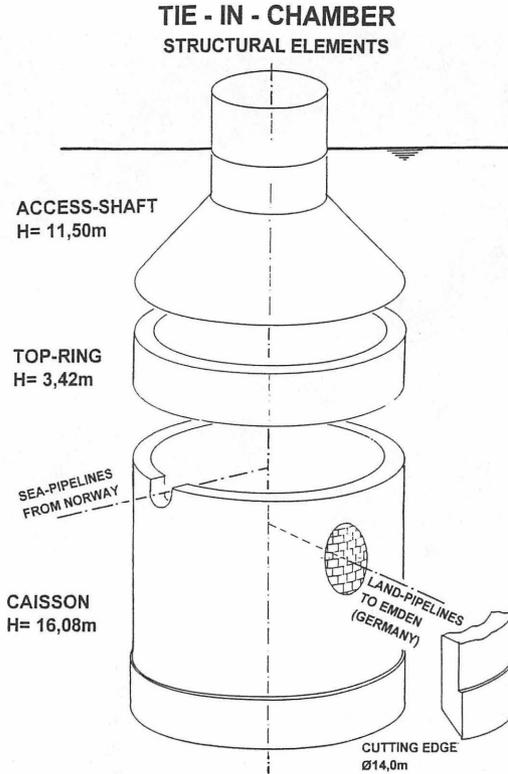


Bild 4: Systemaufbau des Zielschachtes, doppelwandige Stahlkonstruktionals offener Brunnen

Damit wäre diese Baumaßnahme nicht unbedingt spektakulär

- wenn der Tunnel nicht durch seine Länge den bisherigen Erfahrungsbereich um 1000 m übersprungen hätte
- die Sicherheitsforderung nach einem ferngesteuerten Vortrieb für einen Rohrvortrieb von 3,8 m Außendurchmesser bisher einmalig (Bild Nr. 5)
- der Zielschacht durch die Verlegung einer zweiten Leitung nicht zur Aufnahme der dadurch verdoppelten Umlenkkräfte eine zusätzliche Tiefgründung hätte erhalten müssen
- und eben nicht ein Paket von zwei Gasleitungen von je 1 m Durchmesser in diesen Tunnel hätte eingezogen werden müssen.

Im wesentlichen sind diese aufwendigen Anforderungen auf die Auflagen aus dem Genehmigungsverfahren zurückzuführen, die zur Ausräumung der Einsprüche gegen die Kreuzung des Nationalparks "Niedersächsisches Wattenmeer und gegen die zeitweilige Einschränkung der Fischerei notwendig waren.

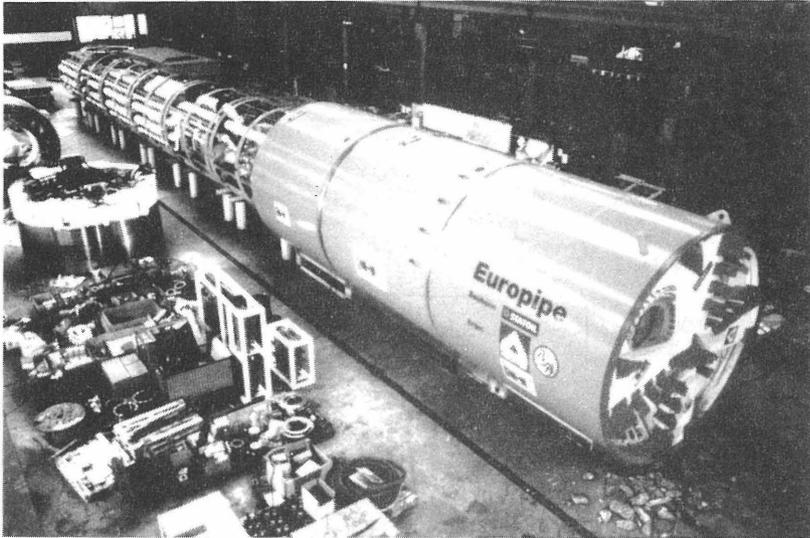


Bild 5: TBM beim Probelauf im Herstellerwerk

3 Steuer- und Meßeinrichtungen

Um den außergewöhnlichen Anforderungen aus Terminen, Technik, Umweltschutz und Sicherheit genügen und damit das Gelingen dieses kritischsten Teilstücks des Gesamtprojektes mit hoher Wahrscheinlichkeit gewährleisten zu können, mußte eine Vielzahl von Untersuchungen, Steuer- und Meßeinrichtungen durchgeführt und installiert werden. Einen Eindruck der Vielfältigkeit soll die folgende Aufzählung der wesentlichen Elemente geben:

- Drucksondierungen und Porenwasserdruckmessungen im Wattenmeer zur Bodenerkundung - Bohrungen waren nichtgenehmigt - sondern konnten nur am Start- und Zielschacht zur Kalibrierung hergestellt werden; die Drucksondierungen wurden zur Definition der zu erwartenden Bodenschichten, der Schichtgrenzen, der Kornverteilungen, der bodenmechanischen Parameter und der Grenzlinie zwischen Holozän und Pleistozän genutzt (Bild Nr. 6)
- Messung der Durchschnittswerte der vorberechneten Reibungswerte und des Eindringwiderstands der TBM in die Ortsbrust beim Tunnelvortrieb über die Pressenkräfte in Dehnern und Hauptpressenstation (Bild Nr. 7)

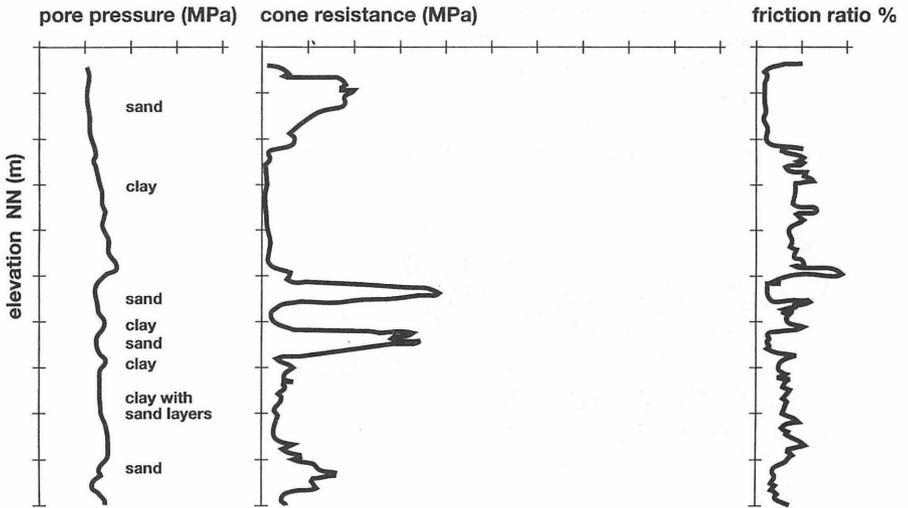
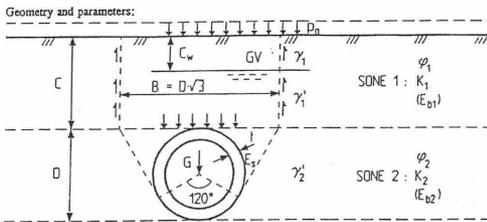


Bild 6: Ergebnisbeispiel der Drucksondierungen

Side friction calculated according to ATV A 161



Soil load	Bedding reaction (flexible pipes)	Dead weight reaction

Bild 7: Reibungskraftermittlung nach ATV A 161

- Meßeinrichtungen für den vollkommen ferngesteuerten Tunnelvortrieb mit den Hauptsteuerungsbereichen (Bild Nr. 8)
 - Hydroschildvortriebsanlage
 - Haupt- und Dehnerpressenstationen
 - Förderkreislauf, Druckluft und Entwässerung
 - Separation
 - Bentonitschmierung
 - Vermessung und Schildsteuerungsvorgabe



Bild 8: Fernsteuerungszentrale im Startschacht

- Untersuchung der morphologischen Stabilität des Anlandungsbereiches zur Absicherung der Höhenlage von Rohrleitung und Tunnel gegen Freispülen u.a. durch: (Bild Nr. 9)
 - Vermessung des Seebodens im Anlandungsbereich
 - Auswertung alter Land- und Seebodentopographien

- Messung von Wind-, Wellen- und Tiderichtung, -stärke und -höhe zur Vorbereitung und Unterstützung der marinen Operationen mittels Meßpfählen und Radioübertragung
- Überwachungsmessungen der Hilfseinrichtungen für die Absenkung des Tunnelziel-schachtes als offenen Brunnen mit den Komponenten (Bild Nr. 10)
 - Aushub
 - Schneidenspülung
 - Bentonitschmierung des rückspringenden äußeren Brunnenmantels und
 - Ballastierung durch Ausbetonieren der doppelwandigen Brunnenkonstruktion

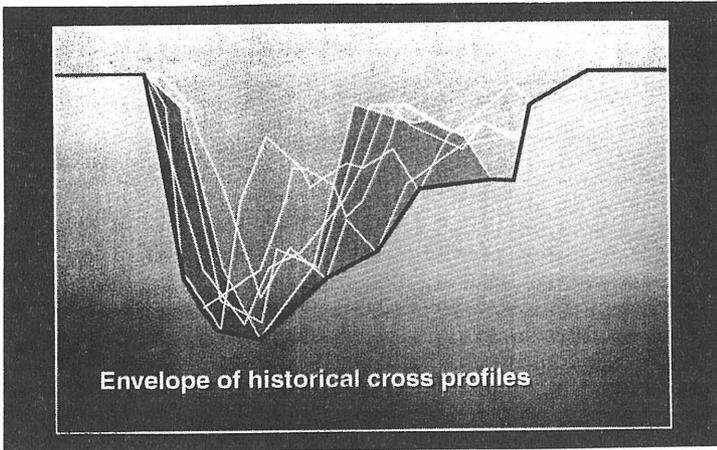


Bild 9: Veränderungen des Längsprofils der Tideruine zwischen 1975 und 1992

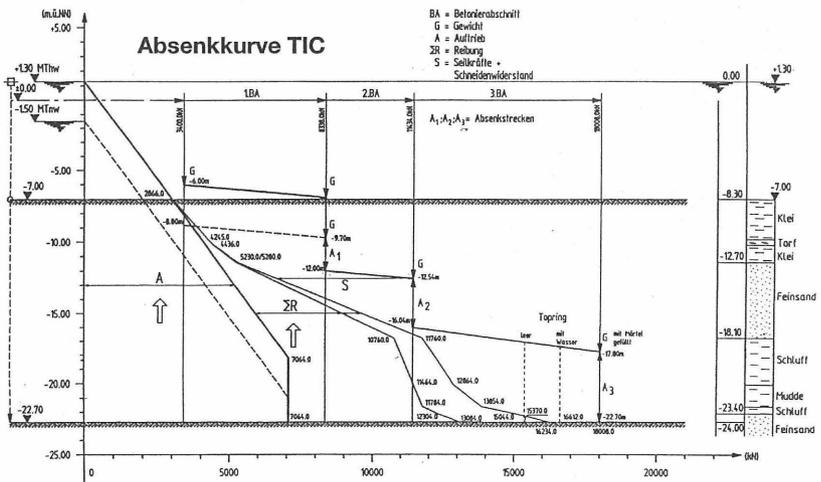


Bild 10: Absenkkurve "berechnet"

- Messung der eingetragenen Energie beim Rammen der Tiefgründung des Zielschachtes mittels Pfahlgründung zur Aufnahme der Umlenkkkräfte der doppelt gekrümmten Gasleitungen (Bild Nr. 11)

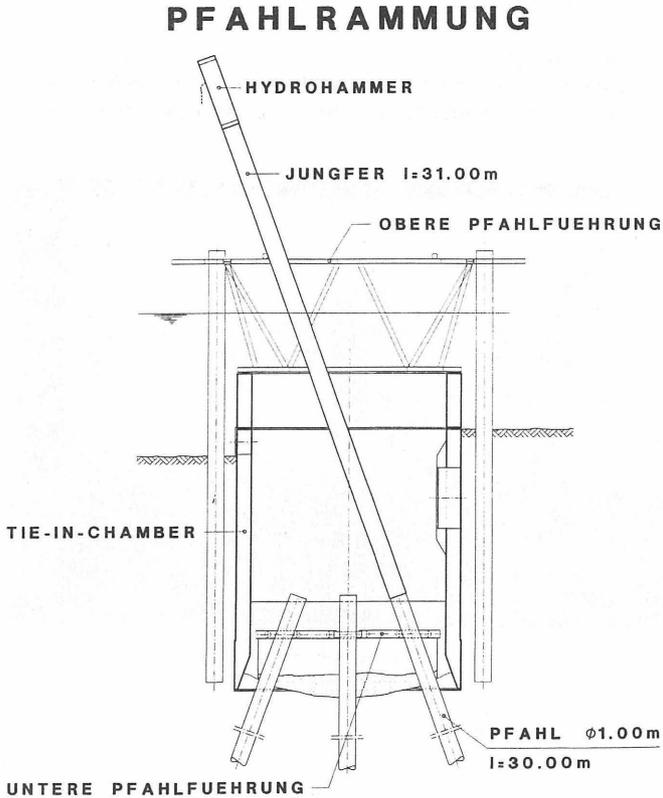


Bild 11: Prüfungsskizze Pfahlrammung

- Messung der Durchschnittswerte an der hydraulischen Greifzugwinde, Ermittlung der vorberechneten Reibungs- und Zwängungskräfte beim Einziehen bzw. Einschwimmen der Gasleitungen in den Tunnel (Bild Nr. 12)

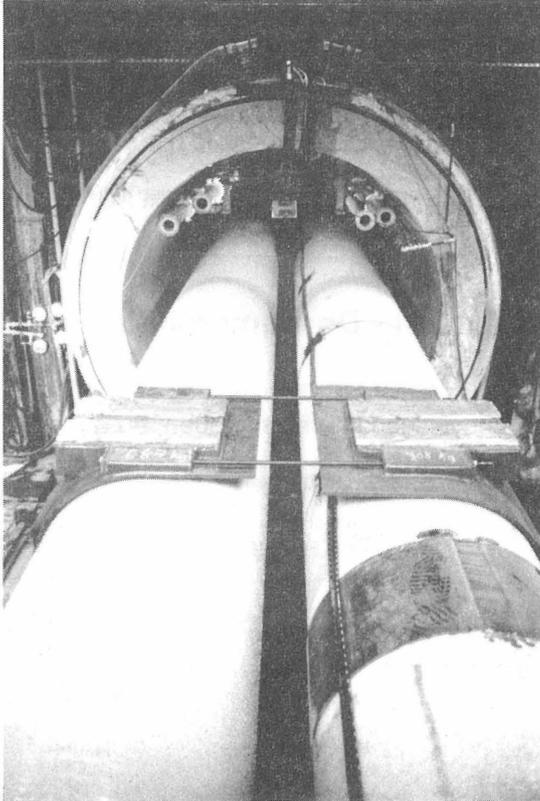


Bild 12: Einziehen des Pipelinepaketes in den Tunnel

- Meßeinrichtungen zur Überprüfung der hohlraum- und wasserlinsenfrieren Verfüllung des Tunnels, wie Schwimmerschalter, Druckmeßdosen, hydraulisch gesteuerte Ventile, Durchflußmesser etc.
- Versuchsmeßeinrichtungen zur Schaffung eines frostbeständigen Umfeldes bis -5°C um die Gasleitungen
 - im bewehrten Beton des Zielschachtes
 - im Füllmörtel des Tunnels
 - im Umhüllungssand hinter dem landseitigen Ende des Tunnels
- Messung der Spannungen in den Gasleitungen im Zielschacht und der Verformungen des Zielschachtes bei der Druckprüfung mittels Spannungsmeßdosen am Umfang der Rohre und Inklinometer am Schacht

- Fremdstromfernüberwachung und kathodischer Korrosionsschutz der Gasleitungen mittels Opferanoden
- Messung der Formänderungen des Hauptdeichbereiches mittels Oberflächenvermessung, Extensometermessungen und Analyse von Bohrungen zur Beurteilung einer möglichen Gefahr der Unterläufigkeit des Hauptdeiches (Bild Nr. 13)
- Fernüberwachungseinrichtung für die noch nicht in Betrieb gehende Reserveleitung EP II.

Landfall Tunnel - Dornumersiel

Ausbildung eines Mischkiesfilters und einer Auflast am landseitigen Deichfuß

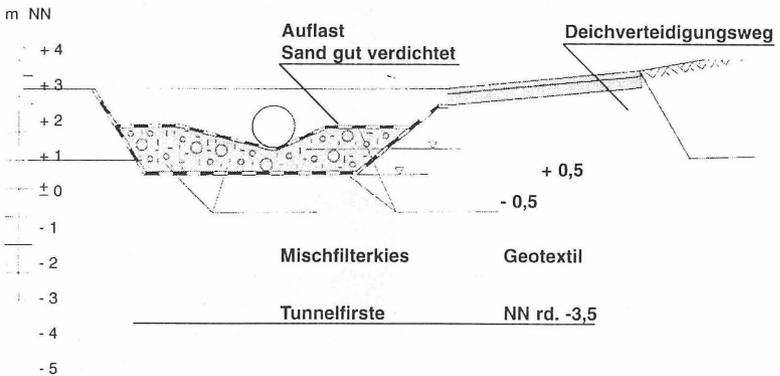


Bild 13: Vorsorgemaßnahmen am landseitigen Deichfuß

Auch nur kurz auf jeden dieser Punkte einzugehen, würde den Rahmen dieses Beitrages bei weitem sprengen. Die Auflistung der wesentlichen Maßnahmen und der damit verbundenen Meßeinrichtungen soll deutlich machen, wie komplex die Anforderungen gerade im Bereich des Zusammenwirkens von Boden und Bauwerk häufig sind und wie wichtig es ist, durch Überwachungs- und Meßeinrichtungen vorlaufend und gleichzeitig mit der Ausführung ein genaues Bild über die Auswirkungen der Einzelmaßnahmen eines Projektes aufzuzeichnen. Wenn auch der Bauingenieur dabei nicht für jedes Detail als Spezialist ausgebildet ist, so muß doch das Umfeld von ihm so geschaffen werden, daß durch einwandfreies Zusammenwirken der Einzelmaßnahmen das Gelingen des Gesamtprojektes gewährleistet wird.

Im Folgenden soll etwas detaillierter auf die Punkte

- morphologische Stabilität des Anlandungsbereiches
- Bodendefinition im Vortriebsbereich unter dem Nationalpark
- Reibungsbeiwerte beim Rohrvertrieb
- Fernsteuerung des Tunnelvortriebs
- Absenken des Zielschachtes (TIC)
- Tiefgründung des Zielschachtes mittels Ramppfählen
- Verformungen des Zielschachtes beim Druckversuch

eingegangen werden.

4 Ausgewählte Untersuchungen

4.1 *Morphologische Stabilität des Anlandungsbereiches*

Die Frage der Höhenlage der Pipelineverlegung in dem ständigen Veränderungen unterworfenen Anlandungsbereich ist von grundsätzlicher Bedeutung. Eine möglichst oberflächennahe Verlegung begünstigt die Herstellungsbedingungen und beeinträchtigt die Umwelt in geringerem Maße. Andererseits besteht dabei die Gefahr des Freispülens der Leitung, was zum Totalversagen führen kann. Es ist also eine Verlegetiefe zu finden, die mit einer an der Lebensdauer des Bauwerks orientierten Wahrscheinlichkeit dieses maximal gerade bis zur Oberkante freilegt. (Bild Nr. 14)

Nun ist bekannt, daß Tidebecken -, d.s. die von einem Tideneinlaufkanal (Seegatt) versorgten, durch die vorgelagerten Inseln, den Wattrücken und dem Festland eingeschlossenen Bereiche - insofern morphologisch stabil sind, als die mittlere Wassermenge und die Beckenfläche in einem funktionalen Verhältnis stehen. Für solche stabile Becken läßt sich dann auch eine weitere Beziehung zwischen den Querschnittsflächen des Tideeinlasses und dem Tidevolumen formulieren. Auf der Basis dieser Stabilitätskriterien wurde das Tidebecken Accumer Ee überprüft und neben einer grundsätzlich guten morphologischen Stabilität ein Volumendefizit im Mündungsbereich festgestellt, so daß mit einer weiteren Erosion, rechnerisch etwa 0,40 m, gerechnet werden muß. (Bild Nr. 15 und Nr.16) Innerhalb eines Beckens erfolgen jedoch erhebliche Veränderungen innerhalb kurzer Zeiträume, die u.a. von kleinen örtlichen Anomalitäten geprägt sind, wie sie z.B. in der Trasse Europipe ein herausragender Lauenburger Tonrücken darstellt. (Bild Nr. 17). Für Europipe wurde entsprechend der 50jährigen Lebenszeit mit einer Auftretenshäufigkeit von 1/1000 Jahren, d.h. einer 5%igen Wahrscheinlichkeit, eine zulässige maximale Erosionstiefe bis auf Oberkante Leitung festgelegt. Mit Hilfe statistischer Zyklennmessungen der Bodenreliefveränderungen in der Vergangenheit und rechnerischer Fortschreibungen dieser Zyklen, Entwicklung von Rechenmo-



dellen an Hand von Messungen von Wind-, Strömungs- und Wasserstandsdaten konnte dann die gegenüber allen Kriterien am meisten ausgewogene und die der geforderten Wahrscheinlichkeit entsprechende Tiefenlage bestimmt werden.

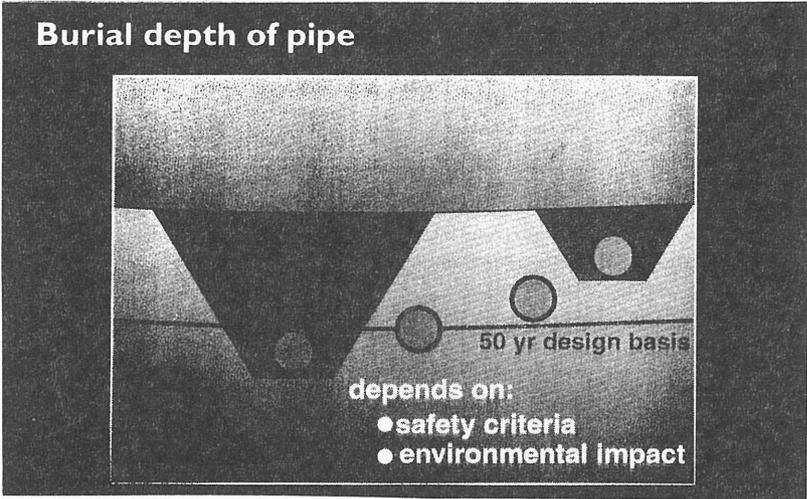


Bild 14: Tiefenlage der Pipeline in der Balze

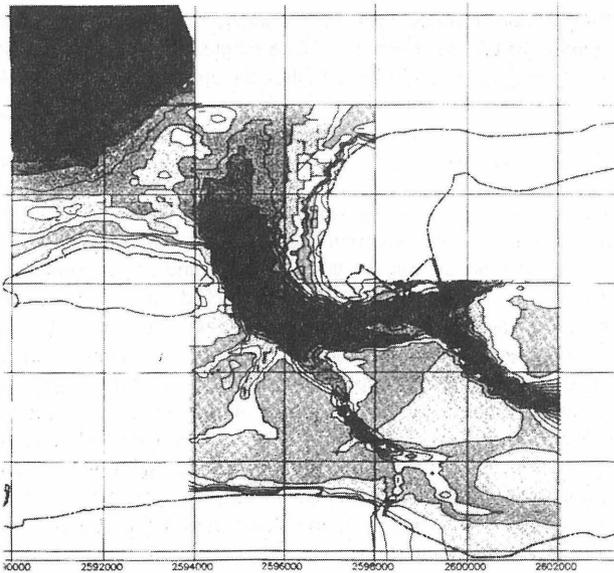


Bild 15: Bodenprofil des Tidebeckeneinlasses 1975

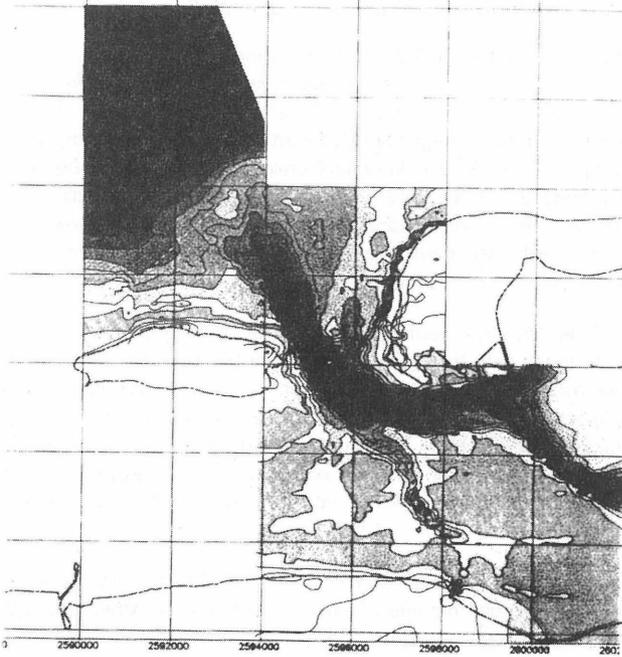


Bild 16: Bodenprofil des Tidebeckeneinlasses 1992

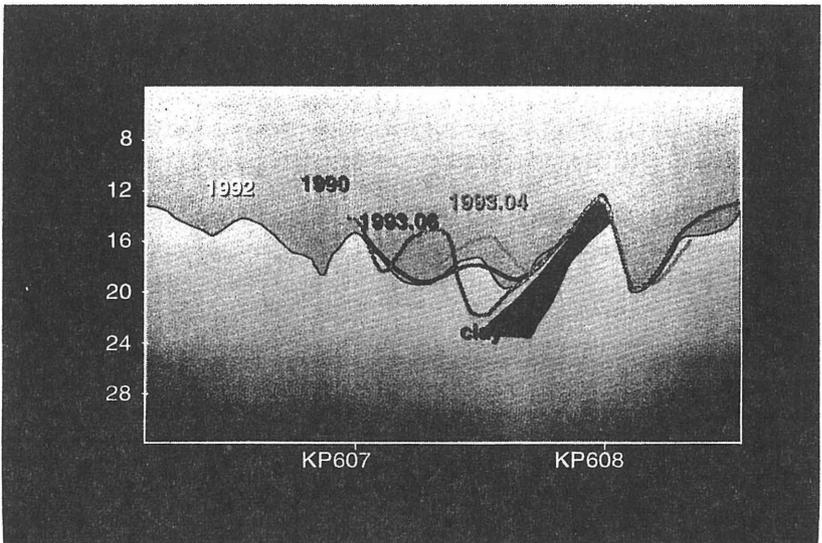


Bild 17: Einfluß eines Tonrückens auf das Bodenprofil der Tiderinne

4.2 Bodendefinition im Vortriebsbereich unter dem Nationalpark

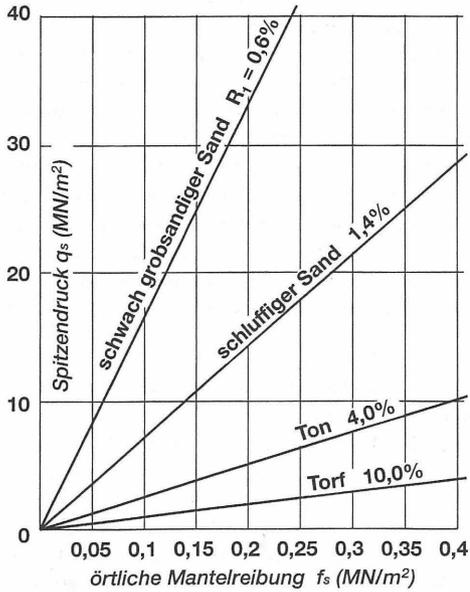
Als Bodenaufschluß für die 2,5 km lange Tunnelstrecke standen nur Drucksondierungen zur Verfügung, da zeitaufwendigere Bohrungen im Naturschutzgebiet des Wattenmeeres nicht genehmigt wurden. Zusätzlich gab es Bohrungen im Start- und Zielschachtbereich, die als Kalibrierhilfen genutzt wurden. Zur Bestimmung der vorliegenden Bodenarten wurden vorhandene Tabellen herangezogen, die in Abhängigkeit von Spitzendruck und örtlicher Mantelreibung Bereiche für unterschiedliche Bodenarten angeben. Diese Tabellen basieren auf den unterschiedlichen Reaktionen, die Drucksondierungen bei rolligen bzw. bindigen Böden auslösen, da durch anwachsenden Spitzendruck und geringere "örtliche Mantelreibung", das ist die Reibung am unteren Mantelteil der Drucksonde, der Wechsel vom bindigen Boden zum rolligen Boden deutlich wird. (Bild Nr. 18)

Über die gleichzeitig mit der Drucksondierung erfolgte Messung des Porenwasserdrucks, der, unkonsolidiert, bei rolligen Böden sehr gering, bei bindigen Böden hoch ist, ist eine Ansprache sowohl der Bodenart wie auch der Lagerungsdichte sehr gut möglich. Hierüber konnte auch die Grenzlinie zwischen Holozän und Pleistozän, d.h. den eiszeitlich nicht vorbelasteten und den vorbelasteten Lagen erfolgen, wenn auch die Definition zwischen einem dichten, eiszeitlich nicht vorbelasteten und einem entsprechend dichten, nicht eiszeitlich vorbelasteten Sand auch unter Experten zu Schwierigkeiten führte. (Bild Nr. 19). Diese Diskussion war für die Ausführung von großer Wichtigkeit, da

- die Gradienten, um größere Findlingsvorkommen auf der Grenzlinie zwischen Holozän und Pleistozän zu vermeiden und geringe Mantelreibungskräfte zu erreichen, in den weichen Bodenschichten möglichst über die ganze Länge im Holozän verbleiben.
- durch eine hochliegende Tunnelgradienten der vertikale Versprung der Gaspipeline von der Seeverlegung zur Tunnelverlegung möglichst gering gehalten werden und
- der Vortrieb bei den sehr weichen Böden möglichst überall eine Überdeckung von 2D haben und im Grenzfall bei der Unterfahrung des Tidekanals in der Balje 1D nicht unterschreiten sollte.

Es sollte nicht unerwähnt bleiben, daß die Auflage, den Boden im Wattenmeer nur mittels Drucksondierungen zu erkunden, zu zusätzlichen Unsicherheiten und Risiken führte, obwohl neueste Erfahrungen auf dem Gebiet der Umsetzung von CPT-Testergebnissen in Bodendefinitionen und zugehörige Parameter genutzt wurden. Eine erbohrte Bodenprobe, selbst in gestörtem Zustand, ist dadurch nicht zu ersetzen.

$$\text{Reibungsverhältnis } R_1 = \frac{f_s}{q_s} \cdot 100$$



Beziehung zwischen Spitzendruck und örtlicher Mantelreibung (Reibungsverhältnis), nach Messungen der Firma Fugro, Holland

Bild 18: Definition von Bodenarten anhand von Drucksondierungen

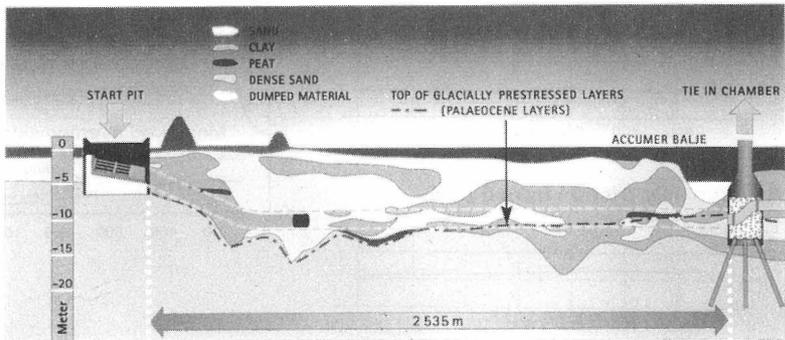


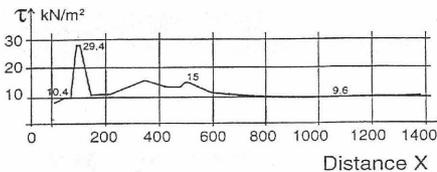
Bild 19: idealisierter Geologischer Längsschnitt

4.3 Reibungsbeiwerte beim Rohrvortrieb

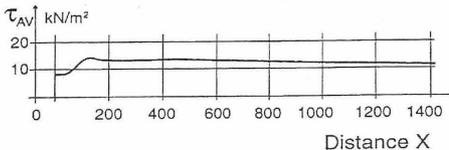
Bei einem Rohrvortrieb hat die Voreinschätzung der auftretenden Reibungs- und Widerstandskräfte elementare Bedeutung, da hiervon die Dimensionierung der Vortriebsrohre, der Dehnerstationen und -abstände wie auch des Widerlagers im Startschacht abhängt. Um möglichst günstige Werte unabhängig von den tatsächlich angetroffenen Bodenparametern zu erreichen, wurde ein automatisches Schmieresystem installiert, das in regelmäßigen Zeitintervallen einen der Schmierstutzen anfuhr. Je ca. 25 Stutzen befanden sich zwischen zwei Dehnerstationen und wurden durch einen Strang gespeist. Jeder Strang wurde einzeln angefahren und konnte auch übersprungen werden. Dies erwies sich als sehr sinnvoll, da sich besonders im Bereich des Sommerpolders zwischen Haupt- und Vordeich durch an die Oberfläche auskeilende Sandschichten und geringe Überdeckung Bentonitausbläser ereigneten, die vermieden werden mußten. Mit der regelmäßigen Schmierung des Rohrstranges sollte erreicht werden, daß der planmäßige, allseitige Überschchnitt von 1,5 cm als Schmierpalt weitestgehend aufrechterhalten blieb und so ein geringer Reibungsbeiwert erzeugt wurde.

Die Berechnung der Reibungswerte erfolgte vorab nach den üblichen ATV-Regeln und unter Berücksichtigung der Komponenten aus Bodenbelastung, Bettung und Tunnelleigengewicht. Dies ergab Werte unter dem Deich von 29 kN/m² und im Normalbereich bei einer Überdeckung von 2D von 9,6 kN/m² (Bild Nr. 20). Als obere Abschätzung wurde für die Dimensionierung nach Scherle ein Mittelwert von 20 kN/m² zugrundegelegt. Als ungünstigste Spitzenwerte am Anfang und nach Stillständen wurden Werte von ~ 12 kN/m² an den Dehner- bzw. an der Hauptpressenstation gemessen und als günstigste Werte ca. 0,7 kN/m², d.h. die Endlänge des Tunnels konnte bei kontinuierlichem Vortrieb von der Hauptpressenstation allein vorgetrieben werden. (Bild Nr. 21). Der Schmierpalt konnte jedoch höchstens als ein Schmierfilm erhalten werden, wie spätere Kontrollbohrungen im Bereich des Hauptdeiches zur Kontrolle der evtl. Unterläufigkeit bewiesen.

Calculated side friction at distance X



Average side friction from 0 to X



Comparison

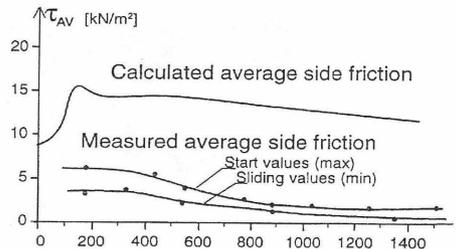


Bild 20: Vergleich der berechneten und der gemessenen Reibungskräfte

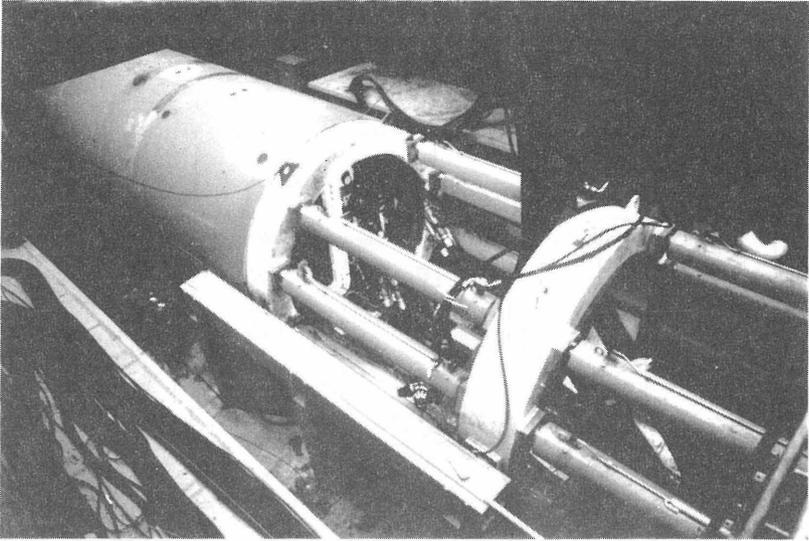
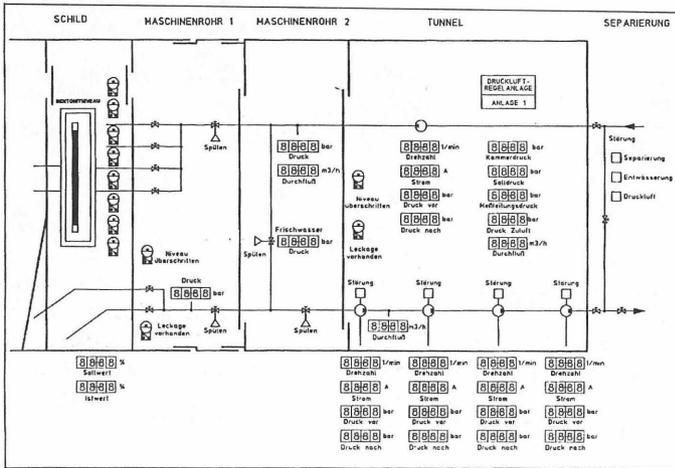


Bild 21: Hauptpressenstation Eurypipe

4.4. Fernsteuerung des Tunnelvortriebs

Wie bereits gesagt, erfolgte der gesamte Vortrieb ferngesteuert. Zur Steuerung und Meßdatenkontrolle war auf dem Nachläufer der TBM und in einem Container im Startschacht je ein Steuerpult installiert, von der aus die TBM überwacht und ferngesteuert wurde.

Die Überwachung erfolgte mittels Visualisierung aller Meßdaten, die Fernsteuerung mittels entsprechender Regelorgane. (Bild Nr. 22 und Nr. 23).



Visualisierung Ortsbruststützung

Bild 22: Visualisierung am Steuerpult am Beispiel der Ortsbruststützung

Steuerung Ortsbruststützung

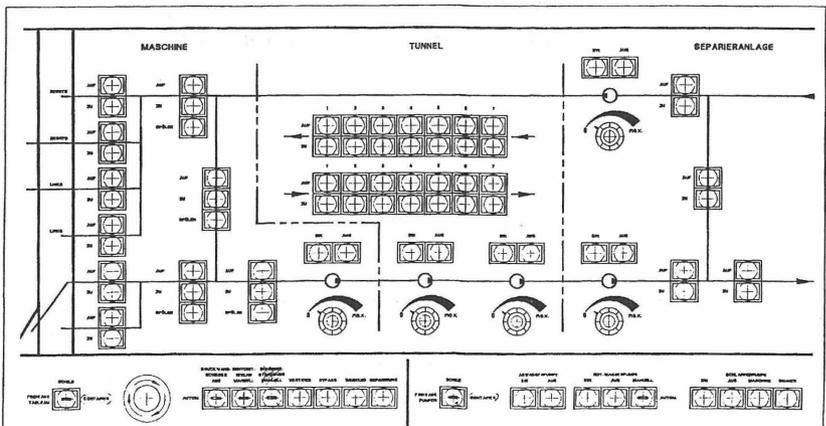


Bild 23: Steuertableau, Beispiel Ortsbruststützung

Die Steuerung war in vier Bereiche aufgeteilt:

- Bereich TBM mit
 - Druckluftregelung(Ortsbruststützung)
 - Schneiradantrieb
 - Schneiradlagerschmierung
 - Schneiradverschiebung
 - Steuerzylinder
 - Schildgelenkzylinder
 - Bereich Haupt- und Dehnerpressenstation mit
 - einer Hauptpressenstation im Startschacht
 - max. bis zu 29 Dehnerstationen (eingebaut wurden 21 Stationen, da nach der Hälfte des Vortriebs aus der Kenntnis der Reibungsbeiwerte des bereits durchfahrenen Boden die restlichen Dehnerabstände vergrößert und damit die Anzahl der noch einzubauenden Dehner verringert werden konnte.
 - Förderkreislauf/Druckluft/Entwässerung/Anschluß an Separation mit
 - einer Speisepumpe an der Separieranlage
 - vier Förderpumpen (auf der TBM, auf dem Nachläufer und 2 Relaispumpen in der Strecke)
 - Schieber und Spülarmaturen auf der Strecke, insbesondere Spülvorrichtungen der Teleskoprohre im Bereich der Dehner
 - Bentonitschmierung mit
 - max. 213 Verteileranschlüsse für je 3 Rohrstützen (d.h. 639 Anfahrstellen)
 - max. 21 Dehnerverteileranschlüssen mit je 10 Rohrstützen je Dehner zur Spülschmierung des Dehnerspalts (d.h. 210 Anfahrstellen)
- und als zusätzlichen Bereich den
- Vermessungs- und Steuerungsbereich (Bild Nr. 24 und Nr. 25)
 - mit 6 Totalstationen, das sind motorisierte Theodoliten und Entfernungsmesser auf einem sich automatisch nivellierenden Dreifuß zur Herstellung eines Polygonzuges über die bereits aufgefahrenen Tunnellänge
 - mit einem ZED (Zöllmann)-System zur Ermittlung der aktuellen TBM-Position auf der Basis der Koordinaten des Polygonzugendpunktes an der TBM, Vergleich mit der Sollage des Schildes und, falls erforderlich, der Aufgabe an die Steuerpressen zur amplitudengedämpften Annäherung der Schildfahrt an die theoretische Achse.

Gemessen wurden je nach Einrichtung der hydraulische Druck, die Umdrehungsgeschwindigkeit, der Hub, die Durchflußmenge, die Leistung, die Länge, die Winkel u.a.m..

Automatischer Polygonzug und Steuerleitsystem

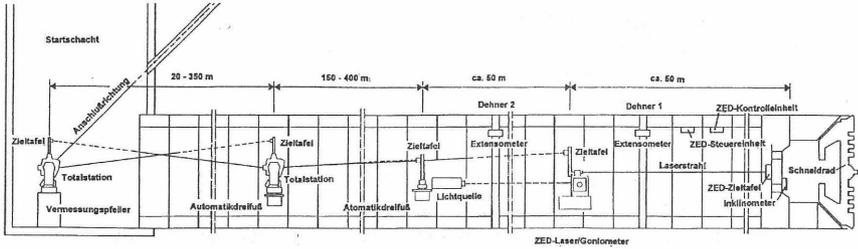


Bild 24: Vermessungsschema Europipe

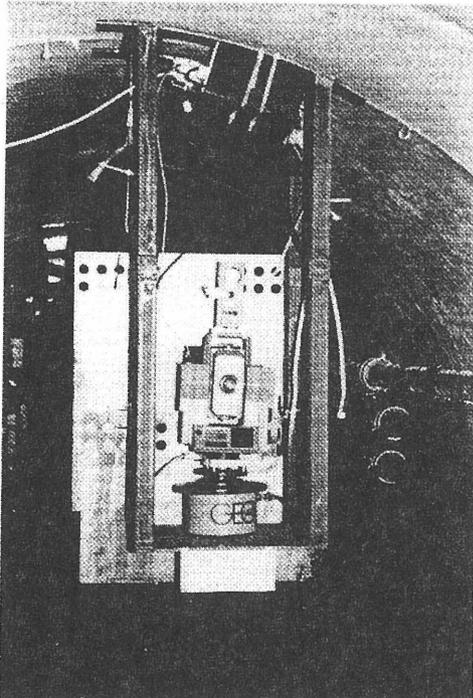
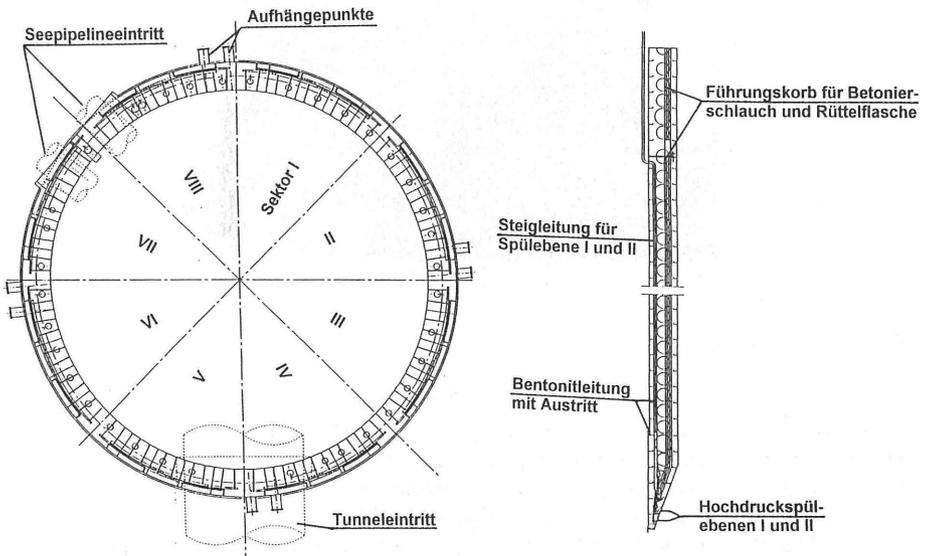


Bild 25: Totalstation im Tunnel

4.5 Absenken des Zielschachtes (TIC)

Das Absenken des Zielschachtes, der als doppelwandiger Stahlzylinder in Form eines offenen Brunnens hergestellt war, wurde durch 4 Maßnahmen unterstützt: (Bild Nr. 26 und Nr. 27)

- durch Erhöhung des Eigengewichts, indem der Ringspalt ausbetoniert wurde,
- durch Bodenaushub innerhalb des Brunnens
- durch Druckspülung am schneidenförmig ausgebildeten Fuß des Brunnens
- und durch Bentonitschmierung der oberhalb der Schneide rückspringenden Außenhaut.



Spülleitungen, Bentonitleitungen, Betonieröffnungen

Bild 26: Füll-, Spül- und Schmiereinrichtung des Zielschachtes

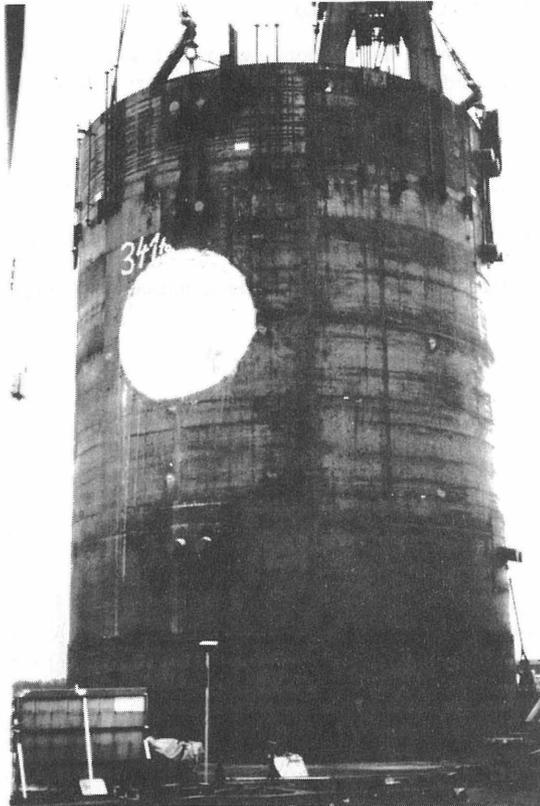


Bild 27: Absenkeinheit des Zielschachtes

In die Vorbemessung des Absenkvorgangs gehen der Auftrieb, die Reibungskräfte mit unterschiedlichem Ansatz der Schmierwirkung, der Schneidenwiderstand und die Seilkräfte der Absenkwinden als widerstehende Kräfte, das Eigengewicht als eindringungsfördernde Kraft ein. Liegt nun die Eigengewichtskurve immer oberhalb der widerstehenden Kräfte, so ist der weitere Fortgang des Absenkens gewährleistet. (Bild Nr. 28). Eine besondere Bedeutung kommt hierbei der Vorgabe des Schneidanzuges bei, der in Abhängigkeit der Bodenparameter der zu durchfahrenden Schichten optimiert werden muß. (Bild Nr. 29)

ABSENKDIAGRAMM TIC

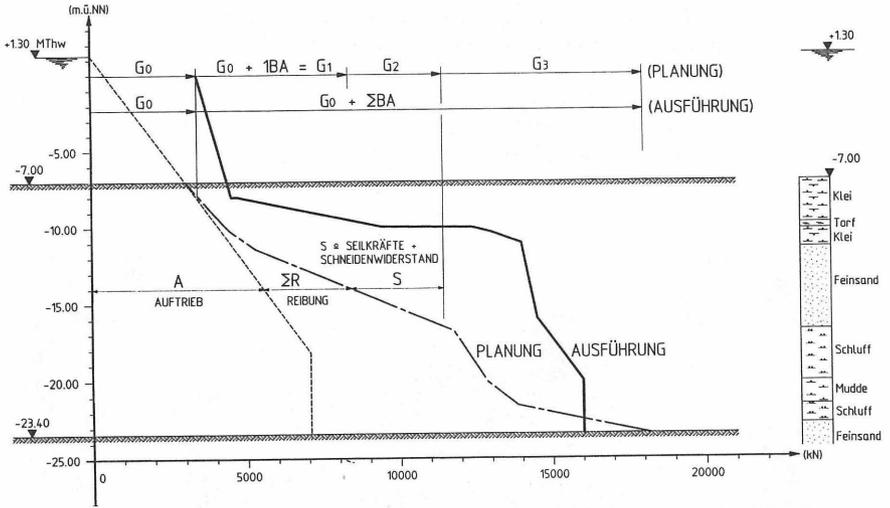


Bild 28: Absenkdiagramm, Vergleich der Berechnung mit der Ausführung



Schneidenkraft

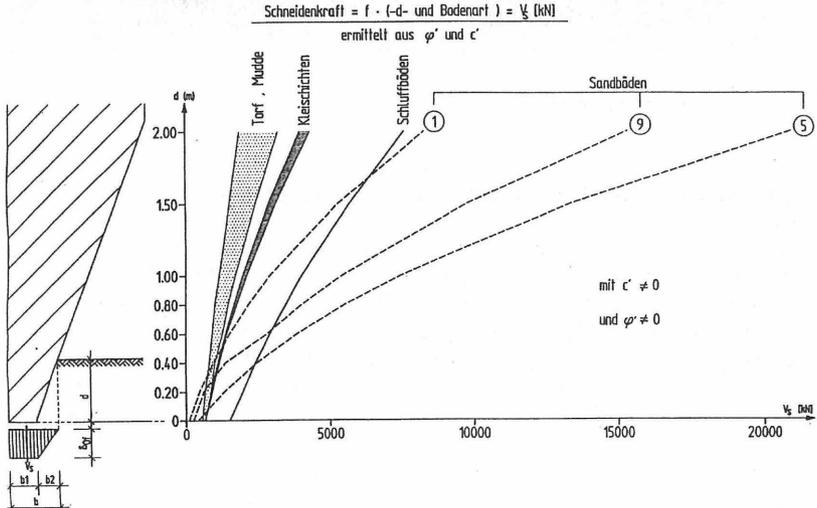


Bild 29: Schneidenwiderstand bei unterschiedlichen Bodenarten



Gemessen wurden die Auswirkungen des Einsatzes der verschiedenen Absenkhilfen auf die Lage des Zielschachtes. Ungewollte Verlagerungen wurden durch gezielten Einsatz einer oder mehrerer Hilfseinrichtungen korrigiert. Weiterhin wurden die 4 Windenkräfte, in denen der Zielschacht anfangs mit dem Gesamtgewicht später mit einem Teilgewicht hing, die Vertikalität der Schachttachse und die Ausmittigkeit dieser Achse gemessen. (Bild Nr. 30)

Die tatsächlich auftretenden Verhältnisse und Begleitumstände - ein mittelschwerer Sturm behinderte die Arbeiten - wichen beträchtlich von den Vorgaben ab, doch wurden durch die Vorgaben die in situ auftretenden Abweichungen immer abgedeckt.



Bild 30: Steuerstand auf dem Absenkkatamaran

4.6 Tiefgründung des Zielschachtes mittels Rammpfählen

Die Tiefgründung des Zielschachtes wurde durch die nachträgliche Entscheidung für die Verlegung einer zweiten Pipeline erforderlich. Die unverträglich großen Rohrverformungen an dieser als Festpunkt vorgesehenen Stelle, an der hohe Umlenkkräfte durch die doppelt gekrümmten Rohre auftreten, sollten durch diese Maßnahme reduziert werden. (Bild Nr. 31). Als Pfähle wurden Stahlrohre, Durchmesser 1,0 m und i.M. 26 m Länge, verwendet. Die Rohre wurden mit einem hydraulischen Hammer IHC 90, teilweise mit einem IHC 200, unter Zwischenschaltung einer 30 m langen Jungfer von oberhalb des Wasserspiegels gerammt. (Bild Nr. 32). Die Meßgeräte bestehend aus Spannungs- und Beschleunigungsmessern waren am Kopf der Jungfer installiert. Als Auswertungsprogramm war die CAPWAP-Methode (Case Pile Wave Analyses Program) des Case Institute of Technology ausgewählt worden, mit der die statischen und dynamischen Anteile der Pfahltraglast ermittelt werden können. Nach Beendigung des Rammvorgangs war der Boden innerhalb der Pfähle nahezu auf gleicher Höhe wie seitlich außerhalb, was einen Rammvorgang ohne Stopfbildung bestätigte.

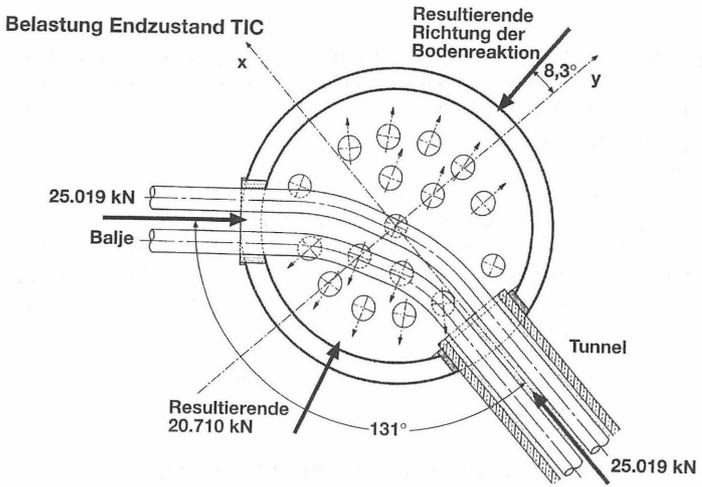


Bild 31: Belastung des TIC im Endzustand, beide Röhre in Betrieb

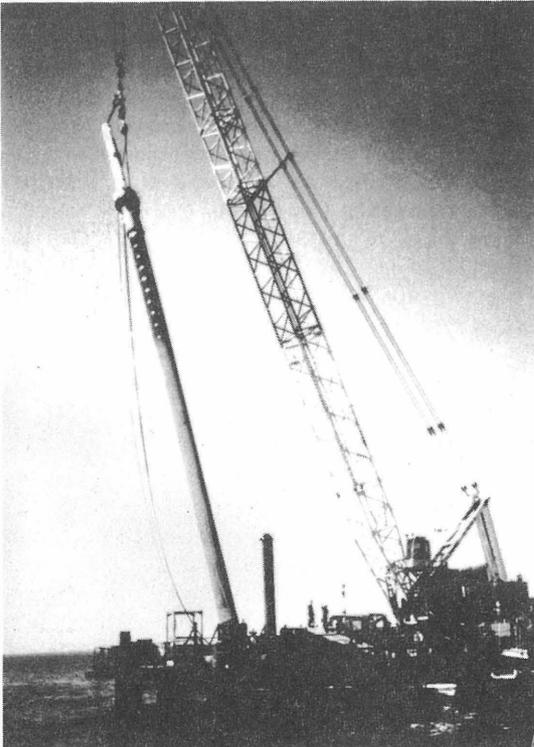


Bild 32: Rammvorgang, freireitend mit Jungfer

Die Auswertung nach der CAPWAP-Methode zeigte gute Übereinstimmung für den Spitzendruck im Vergleich mit der CPT-Methode (nach Tooland und Fox). Ähnlich gute Übereinstimmung für die Mantelreibung im Bereich nahe der Spitze wurden zur CPT-wie auch zur API-Methode (American Petroleum Institute, Stevens und And.) festgestellt.

Es wurde deshalb unter Berücksichtigung der Tatsache, daß die CAPWAP Ergebnisse in erster Linie den dynamischen Vorgang während des Rammens, also Auswirkungen von Scherbeanspruchungen und nicht den Reibungswiderstand ergeben, die CAPWAP-Methode für die Ermittlung der Traglast aus Spitzenlast, die CPT- bzw. API-Methode für die Mantelreibung angesetzt. Bei den Zugpfählen wurde nur die äußere Mantelreibung plus dem Pfahl- und dem Bodengewicht innerhalb des Pfahles berücksichtigt.

Als "realistische" Traglast eines Pfahles auf Druck wurden ~ 15.000 kN bei 2.500 kN Spitzendruck und auf Zug ~ 6.500 kN ermittelt.

4.7 Verformungen des Zielschachtes beim Druckversuch

Wie bereits gesagt, verdoppelte die nachträgliche Einführung einer zweiten, gleichgroßen Gasleitung die Umlenkkkräfte am Zielschacht, der besser als Verbindungsbauwerk (englisch: tie-in-chamber, kurz: TIC) der Gasleitungen bezeichnet wird. Durch die Tiefgründung mittels Pfählen waren zwar rechnerisch die Verformungen auf ein "erträgliches" Maß von knapp 30 mm zurückgeführt, doch nun mußte die Druckprobe dies auch bestätigen. Dies gewann noch besonders an Interesse, da der 50 mm breite Schmierspalt an der Außenwandung des Verbindungsbauwerks nach Abschluß des Absenkvorgangs mit einer Bentonit/Zementmischung verpreßt worden war, doch deren Effekt nicht überprüft werden konnte. Der Empfehlung, überschrittene Jet-grouting-Säulen im Druckbereich entlang der Außenhaut des Bauwerks herzustellen und so eine verbesserte Bettung herzustellen, war der Bauherr auf der Basis einer Untersuchung des NGI (Norwegian Geotechnical Institute) nicht gefolgt. (Bild Nr. 33).

Endzustand TIC

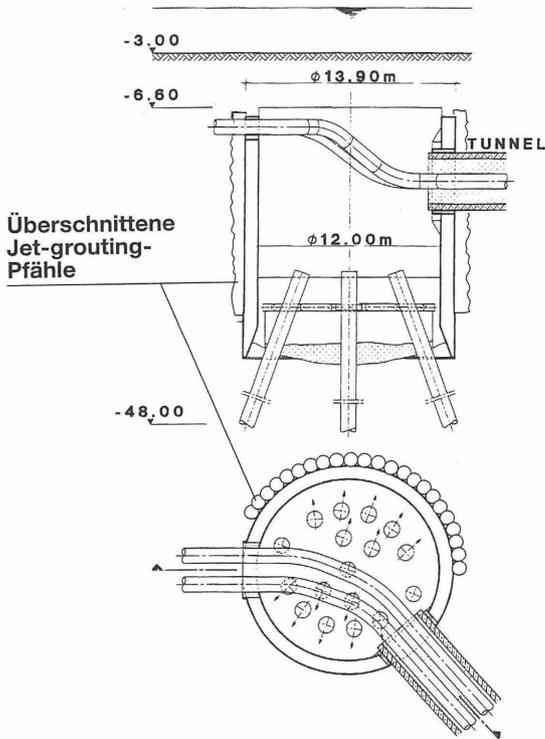


Bild 33: vorgeschlagene Anordnung von Jet-Grouting Pfählen im Druck-bereich

NGI ging davon aus, daß selbst bei einem nur mit Bentonit gefülltem Spalt durch den aktiven Erd-
druck des den Spalt umgebenden Bodens der Spalt mit Boden gefüllt wird und dabei in Höhe der
Sandschichten zwischen $-11,4\text{ m NN}$ und $-16,8\text{ m NN}$ mindestens eine mitteldichte Lagerung durch
folgende Konsolidierungsprozesse erfolgt war bzw. erfolgt: (Bild Nr. 34)

- durch die dynamische Erschütterung beim Pfahlrammen
- durch die zyklische Belastung der Tide
- durch die zyklische Belastung durch Wellen, insbesondere bei Sturm
- durch die Sandverfüllung oberhalb des TIC für den Endzustand
- durch die unterschiedliche Belastung aus den Gasleitungen im Betrieb.

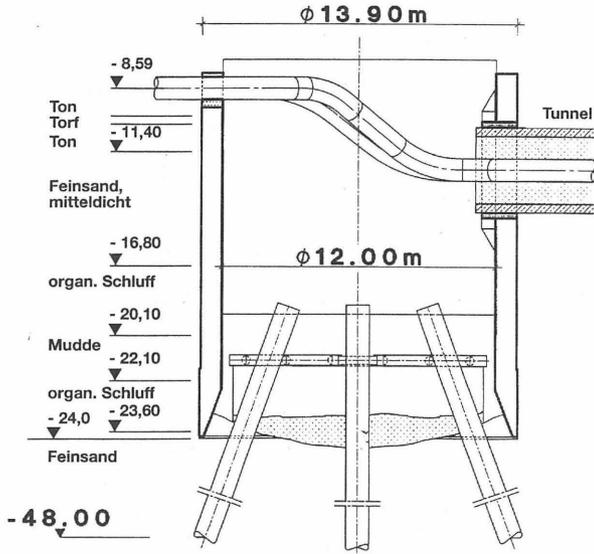
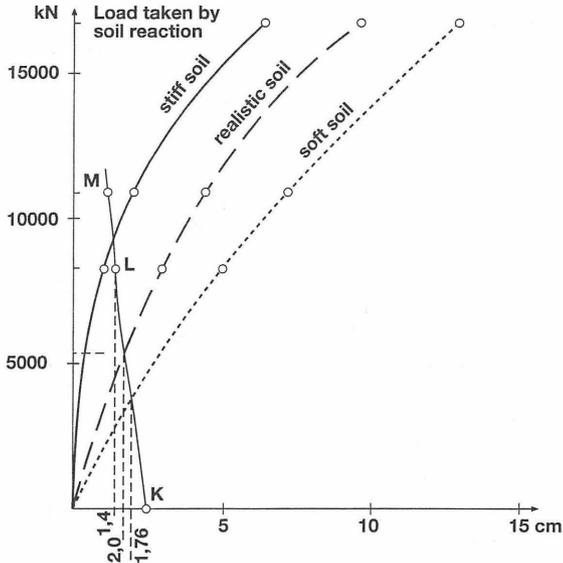


Bild 34: Bodenprofil am TIC

Weiterhin berücksichtigt NGL auf der sicheren Seite nur diese Sandschicht und keinerlei positiven Effekt der Bentonit/Zementverpressung. Bei der Berechnung werden drei Fälle untersucht: der umgebende Boden verhält sich im Falle der Belastung durch die Umlenkkräfte des in den Leitungen fließenden Gases steif, realistisch (mittelsteif) oder weich.

Weiterhin untersuchte NGL das System getrennt, d.h. es betrachtete einmal nur die Verbindungskammer und zum anderen den Pfahlbock, d.h. ein System mit zwei Federn, der Bodenreaktion in der oberen Sandschicht und dem Pfahlbockwiderstand, wird in je eins mit einer Feder aufgelöst und über die Bedingung: in gleicher Höhe gleiche Verformung wieder zusammengebracht. (Bild Nr. 35)



Displacement at upper sand layer for pile system and tie-in chamber:

- for soft soil: 2,0 cm
- for realistic soil: 1,76 cm
- for stiff soil: 1,4 cm

For a realistic soil case the soil carries 5040 kN of the load and the piles carry 15670 kN.

Bild 35: Verformung des TIC in Höhe der Sandschicht durch die druckbeauftragten Gasrohre

Unter Verwendung der Erddruckkurve aus DIN 4085 wird das Federverhalten für die drei angenommenen Bodenverhältnisse in Abhängigkeit von aufnehmbarer Last und Verformung des Kammerkörpers ermittelt und mit der Geraden für die Feder aus Pfahlbock zum Schnitt gebracht. Erstaunlich bei all diesen Annahmen ist die Tatsache, daß mit 28 mm Horizontalverformung in Höhe der Pipeline für den "realistischen Fall" eine Abweichung von 1 mm gegenüber einem FE-Modell des Gesamtsystems erreicht wurde.

Die Messung der Verformungen erfolgte dann bei der Druckprobe im Frühjahr 1995 mit Hilfe von an der Innenwandung des TIC unmittelbar unterhalb der seewärtigen Gasleitungseinführung angebrachter Inklinometer (Bild Nr. 36). Da die Druckprobe jeweils nur für ein Rohr durchgeführt wurde, ergaben sich auch die Neigungen nur getrennt mit einem Maximalmaß in y-Richtung beim Abdrücken von Rohr EP II (Innenkurve) von 0,018, was etwa einer Horizontalverschiebung in Hö-

he der Rohrleitungseinführung je nach Annahme des Drehpunktes von ca. 4 mm entspricht (Bild Nr. 37). Da das zweite Rohr noch nicht in Betrieb ist - es wurde nur im Anlandungsbereich als Reserve verlegt - gibt es keine Verformungswerte für die Überlagerung bei Beaufschlagung beider Rohre. Als sichere Abschätzung wird dieser Wert aber das 2fache des Meßwertes nicht übersteigen und liegt damit etwa bei 1/4 des rechnerischen Wertes. Diese Abschätzung liegt auch deshalb auf der sicheren Seite, da die Verformungen nach der Druckprobe praktisch auf Null wieder zurückgingen.

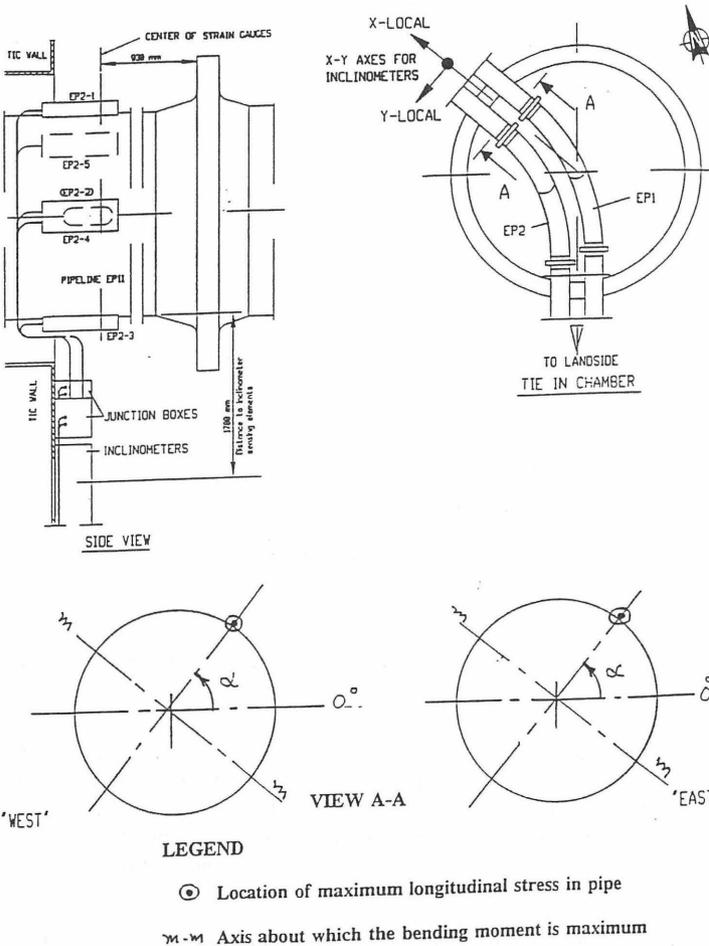
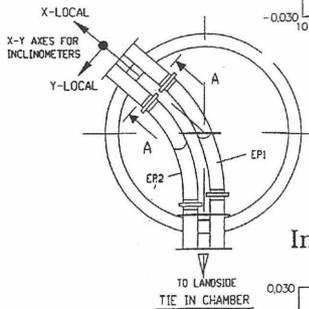
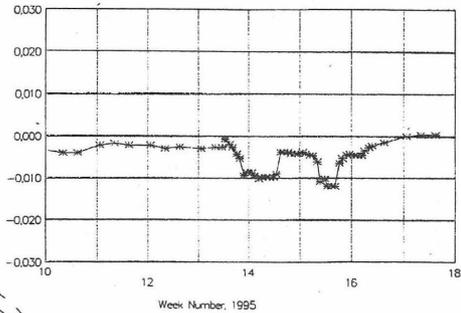


Bild 36: Anordnung der Meßinstrumente und Definition der Meßwerte

Inclination in X-Direction



Inclination in Y-Direction

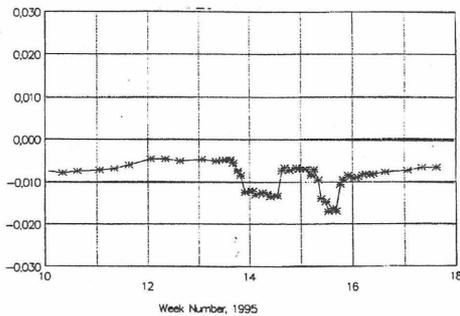
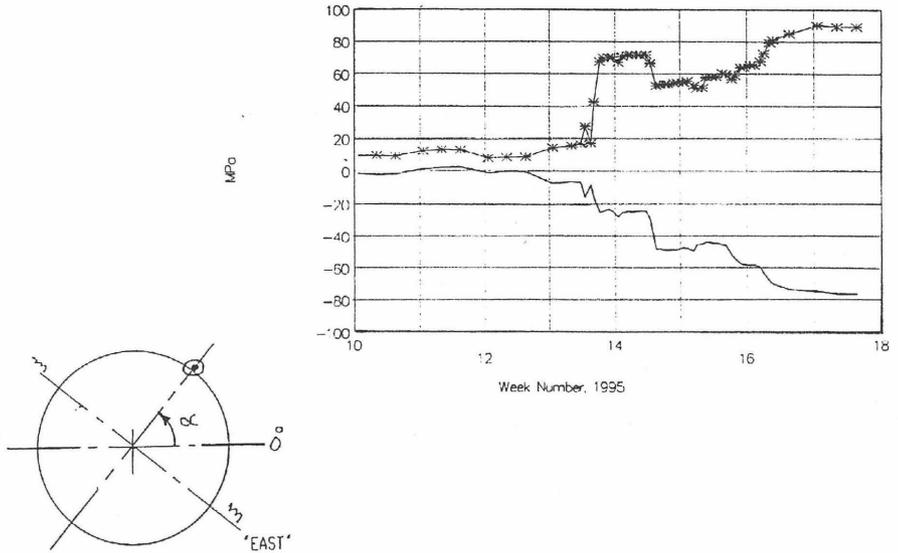


Bild 37: gemessene Verformungen in Höhe der seeseitigen Rohreinführung bei Beaufschlagung eines Rohres

Die gemessenen maximalen und minimalen Spannungen ergeben sich aus Bild Nr. 38, wobei interessant ist, daß die Spannungen wie auch die Normalkräfte im Gegensatz zu den Verformungen nach der Druckprobe nicht auf Null zurückgehen. (Bild Nr. 39). Wahrscheinlich ist dies auf die gegenseitige Beeinflussung zurückzuführen, die durch die Einbindung der Rohre über Festflansche in den umgebenden Beton und damit der Induzierung von Spannungen in den Beton, die nur bei längerer Außerbetriebsetzung der Leitungen sich durch Kriechen wieder abbauen würden.

Maximum & minimum stress in EP-1



Location of maximum stress, EP-1

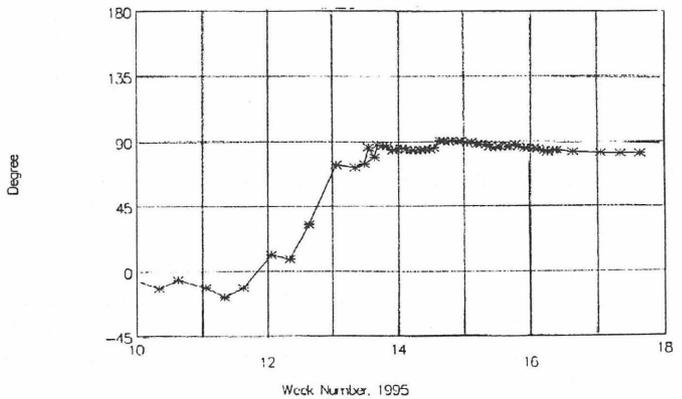
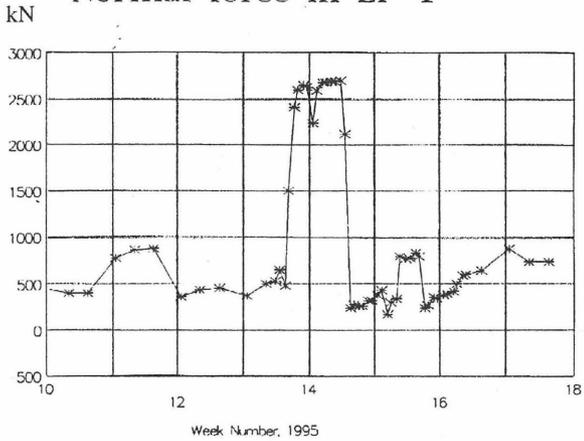


Bild 38: max. und min. Spannungen im Rohr EP I

Normal force in EP-1



Normal force in EP-2

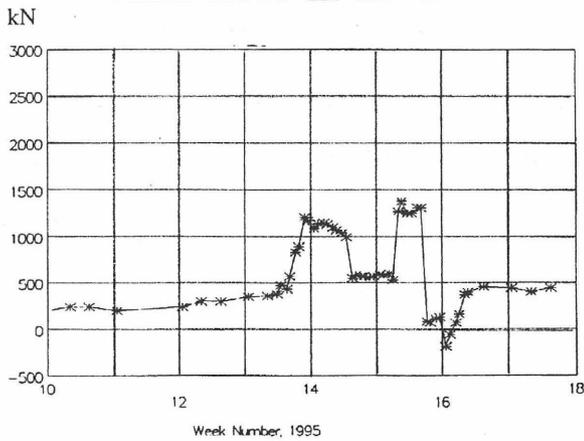


Bild 39: Normalkraft im Rohr EP I bzw. im Rohr EP II

Unterlagen

- 1) ARGE Landfall Tunnel: Haupt- und Sonderbetriebspläne, Berichte an Statoil und Bergamt, 1993/94/95
- 2) Bergamt Meppen: Zulassungsbescheide für die Haupt- und Sonderbetriebspläne 1993 / 94 / 95
- 3) Delft Hydraulics: Europipe, Modelluntersuchungen Zielschacht, Berichte an Arge Landfall 1993/94
- 4) Delft Hydraulics: Europipe, Optimierung der Tiefenlage und Beobachtung der Bauauswirkungen der Gasleitung in der Accumer Ee, 1992-96
- 5) DUDDECK, H., Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Gutachten und Prüfung des statischen und konstruktiven Entwurfes und der Bauzustände des Landfall Tunnel Projektes
- 6) HARDER, H., Prof.Dr.-Ing.: Gutachterliche Stellungnahme zu den bodenmechanischen Problemen des Tunnelvortriebs des Landfall Tunnel Projektes
- 7) HOCHTIEF AG: Optimierungsstudie für einen Rohrvertrieb unter der Accumer Ee über 2500 m, 1992/93
- 8) NGI, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo: Updated ultimate resistance of piles based on the results of pile instrumentation, 1994
- 9) NGI: Displacements of TIC without Jet-Grouting, 1994
- 10) Oberbergamt Clausthal Zellerfeld: Der bergrechtliche Planfeststellungsbeschuß, 1993
- 11) REMMER/WITTNEBEN: Der "Landfall-Tunnel" des Europipe-Projektes Bauingenieur, **70**, 1995
- 12) RICHIEN, Prof.Dr.-Ing.: Gutachterliche Stellungnahme zur Deichsicherheit
- 13) STATOIL/Norwegen: Unterlagen, Berichte und Dokumente, 1992/93/94
- 14) STATOIL/Norwegen: Rahmenbetriebsplan für die Baumaßnahme "Europipeline Anlandung durch die Accumer Ee", Juni 1993
- 15) STEINFELD u. Partner Grundbauingenieure Erdbaulaboratorium Hamburg: Berichte 1-15 zur Bodenbeurteilung, Standsicherheit der Ortsbrust, Setzungen, Gründungen etc., 1993/94/95

Autorenverzeichnis

A. Dathe

Technische Universität Braunschweig
Sonderforschungsbereich SFB 179
Langer Kamp 19 c
38106 Braunschweig

J. Dold

Universität der Bundeswehr München
Institut für Photogrammetrie und Kartographie
85577 Neubiberg

Dipl.-Ing. U. Ernst

Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
39106 Braunschweig

Dipl.-Ing. J. Gattermann

Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
39106 Braunschweig

H.-W. Gross

Bilfinger + Berger Bau AG
Hauptverwaltung Tiefbau
Carl-Reiß-Platz 1 - 5
68185 Mannheim

Dipl.-Ing. Dr. techn. Franz-J. Gruber

Technische Universität Graz
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Rechbauerstraße 12
A-8010 Graz

Prof. Dr.-Ing. W. Haupt

Landesgewerbeanstalt Bayern
Abteilung GE
Tillystraße 2
90431 Nürnberg

Dipl.-Ing. M. Horst

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

Dipl.-Ing. H.-J. Köhler

Bundesanstalt für Wasserbau
Postfach 21 02 53
76152 Karlsruhe

Dipl.-Geophys. E. König

Interfels GmbH
Deilmannstraße 5
48455 Bad Bentheim

Dipl.-Ing. H. Kuhlmann

Universität Hannover
Geodätisches Institut
Nienburger Straße 1
30167 Hannover

Dr.-Ing. G. Maybaum

Prof. Rodatz und Partner
Rebenring 33
38106 Braunschweig

Dipl.-Phys. N. Mayer

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
Berlin (BAM) - Labor 6.11
Unter den Eichen
12205 Berlin

Prof. Dr.-Ing. N. Niemeyer

Technische Universität Braunschweig
Institut für Geodäsie und Photogrammetrie
Pockelsstraße 3
38106 Braunschweig

F. Remmer

Hochtief AG
HN Ausland, Bereich Tiefbau
Rellinghauser Str. 53-57
45128 Essen

Dipl.-Wirtsch.-Ing. O. Stahlhut

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

Dr. U. Stötzer

Geophysik GGD
Bautzner Straße 67
04347 Leipzig

Dipl.-Ing. T. Vittinghoff

Technische Universität Braunschweig
Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Gaußstraße 2
39106 Braunschweig

M. R-H Voet

GLÖTZL Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH
Forlenweg 11
76287 Rheinstetten

Dipl.-Ing. H. Wigger

Technische Universität Braunschweig
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

**Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik**

- | | | |
|----------|------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 76-1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976 |
| Nr. 78-2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 * |
| Nr. 79-3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979 |
| Nr. 80-4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980 |
| Nr. 81-1 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 * |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981 |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 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, 1982 |

- Nr. 11 Papakyriakopoulos Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
- Nr. 12 Sondermann, W. Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983
- Nr. 13 Meseck, H. Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
- Nr. 14 Raabe, W. Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 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 Pfahlprüfmethode, Diss., 1986
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989
- Nr. 29 Kruse, T. Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W.
u.a. Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989



IGB TUBS

- Nr. 31 Rodatz, W.
 Beckefeld, P.
 Sehrbrock, U. Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
 Sehrbrock, U. Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdückers, Dissertation, Dissertation, 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
 Hemker, O.
 Voigt, Th. Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
 Meier, K. Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 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, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M.
Kayser, J. | Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994 |
| Nr. 44 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. | Messen in der Geotechnik '94
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994 |
| Nr. 45 | Hartung, M. | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994 |
| Nr. 46 | Hemker, O. | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 47 | Voigt, Th. | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 48 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1995
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995 |
| Nr. 49 | Kayser, J. | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995 |



IGB TUBS

- | | | |
|--------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Nr. 50 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B.
Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.
Februar 1996 |
| Nr. 51 | Rodatz, W.
Knoll, A. | Deponieseminar '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 22
März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G. | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-
weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996 |

* = vergiffen