Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Universität Braunschweig



Heft Nr. 44

IGB·TUBS

Messen in der Geotechnik

Fachseminar: 26./27. Mai 1994

Zusammengestellt von

J. Gattermann B. Wienholz

Braunschweig 1994

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz



Vorwort

Das vorliegende Heft der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik erscheint anläßlich unseres Seminars am 26. und 27. Mai 1994 über 'Messen in der Geotechnik' als Tagungsband.

Messungen werden in der Geotechnik sowohl baubegleitend als auch nach Fertigstellung an neu erstellten 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 Erschütterungen, die von Bauwerken durch deren Bau und spätere Nutzung ausgehen, werden gemessen.

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. Sie stellen auch Meßverfahren vor, die für geotechnische Problemstellungen bisher eher selten verwendet wurden, aber möglicherweise zunehmend zum Einsatz kommen werden. 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, noch 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, darüber nachzudenken, ähnliche Veranstaltungen über Messungen in der Geotechnik regelmäßig 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 und Bernd Wienholz für das Konzept.

Braunschweig im Mai 1994

W. R.

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz



Inhaltsverzeichnis

Messen in der Geotechnik, EC7 Beobachtungsmethode W. Rodatz
Einsatz von GPS in der Geotechnik W. Niemeier S. S. 13
Einsatzmöglichkeiten von Lichtwellenleitersensoren in der Geotechnik A. Holst, W. Habel
Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung F. Glötzl
Messungen von Porenwasserdrücken in gefrierenden und tauenden Böden K. D. Eigenbrod
Spannungsmessungen W. Schnell
Messungen am O'Swaldkai, Hamburg G. Maybaum
DIN 4150: Erschütterungen im Bauwesen Der neue Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden O. Klingmüller
Anforderungen an ein Konzept zur Erfassung und Auswertung von Schwingungen U. Ernst.
Anwendungsmöglichkeiten für die Meßausrüstung der Pfahldynamik B. Wienholz
Auswertemethoden D. Hosser, B. Gensel
Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB · TUBS J. Gattermann
Zur Anwendung und zur Messunsicherheit von Inklinometern im Grundbau O. Düser, W. Blümel
Schwingungsmessungen in der Geotechnik W. J. F. Ruecker

W. J. F. Ruecker
Kontrolle und Überwachung von Dammschüttungen mit Geophysikalischen Baugrundsondierungen U. Stötzner
Hochhausgründungen - Messungen und Qualitätssicherung R. Katzenbach, O. Reul, H. Quick
Langjähriges Meßprogramm zur geotechnischen Überwachung eines im Kreideton bergestellten Kohlebafens
J. Kayser
Felsrutschung Kröv E. Krauter
Autorenverzeichnis

Messen in der Geotechnik, EC 7 Beobachtungsmethode

Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

1. Einführung

Geotechnische Messungen an und in der Umgebung von Bauwerken werden vor Baubeginn, baubegleitend als auch nach Abschluß der Bauarbeiten aus drei Gründen durchgeführt:

- Zur Ermittlung der Eigenschaften des Baugrundes und zur grundsätzlichen Überprüfung des Tragverhaltens von Bauwerken und der Lastannahmen, die den statischen Berechnungen zugrundegelegt wurden, um für später auszuführende oder bestehende vergleichbare Bauwerke abgesicherte Erkenntnisse zu sammeln.
- Im Rahmen der sogenannten Beobachtungsmethode, in den Fällen, in denen eine Vorhersage des Baugrundverhaltens allein aufgrund von vorab durchgeführten Baugrunduntersuchungen und von rechnerischen Nachweisen nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist.
- 3. Als grundlegender Bestandteil von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen, die der Sicherstellung der Funktionsfähigkeit von Bauwerken, d. h. der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit über einen möglichst langen Zeitraum dienen, und um rechtzeitig Erkenntnisse für notwendige Ertüchtigungsmaßnahmen zu sammeln.

Vergleichbare Messungen werden nicht nur an Gründungen und an Bauwerken aus Boden oder Fels oder im Untergrund, sondern auch an allen anderen Bauwerken durchgeführt. Dennoch besteht eine größere Notwendigkeit für Messungen in der Geotechnik, da hier die Verhältnisse häufig nicht genügend überschaubar sind. Im Gegensatz zu Beton, Stahl- und Spannbeton oder Stahl entzieht sich der Baustoff 'Baugrund' einer genaueren und eindeutigen Beurteilung, so daß die Baugrund-Bauwerk-Wechselwirkung häufig erst am realen Bauwerk festgestellt werden kann.

In einem Beitrag über die 'Entwicklung der Berechnungsmodelle des Bauingenieurs: Woher? Wohin?' [1] stellt der Autor, Prof. Duddeck, in seinen Schlußbemerkungen fest : 'Die Praxis der vergangenen Jahre zeigt, daß Büros und Firmen wegen der wachsenden Komplexität der Bauvorhaben anspruchsvollere Nachweise nicht nur führen müssen, sondern auch können'. Die dort beschriebenen Probleme der zukünftigen Entwicklung der Berechnungsmodelle lassen sich nach meiner Überzeugung jedoch nur mit der erforderlichen Sicherheit und Zuverlässigkeit lösen, wenn begleitend in ausreichender Weise beobachtet, d. h. wohlüberlegt gemessen wird, um überprüfen zu können, ob die Berechnungsmodelle Ergebnisse liefern, die mit den am Bauwerk festgestellten Meßgrößen übereinstimmen.

Ziel dieses Beitrages ist es, die unterschiedlichen Aufgaben des Messens in der Geotechnik in kurzer Form aufzuzeigen, um die Bedeutung hervorzuheben, die ihnen in zunehmenden Maße zukommt. Viele der hier niedergeschriebenen Gedanken sind in langer Erfahrung gewachsene Grundlagen, die weitgehend angewendet werden. Dennoch glaube ich, muß von allen an geotechnischen Bauwerken Beteiligten noch mehr erkannt werden, daß Messungen nicht nur der Erweiterung der Er-

kenntnisse dienen, sondern ganz entscheidend dazu beitragen können, wirtschaftliche und sichere Bauwerke zu erstellen. Der Aufwand, der für Messungen und für deren Auswertung notwendig ist, ist weitaus geringer, als der Nutzen, der daraus gezogen werden kann.

Eine wichtige Voraussetzung für die Erarbeitung von komplexen Meßaufgaben, auf die in diesem Beitrag nicht eingegangen wird, ist die Kenntnis über geeignete Meßwertaufnahmesysteme und über die Sicherheit, mit der die Daten ggf. über einen langen Zeitraum gemessen werden können sowie über die Verarbeitung der mit den unterschiedlichen Systemen gewonnenen Daten. Auf diesem Gebiet wurden in den vergangenen Jahren große Fortschritte erzielt. Sowohl neuartige Meßwertgeber als auch insbesondere immer leistungsfähigere Rechnersysteme, die sehr robust sind und vor allem immer preiswerter werden, stehen zur Verfügung. Die Rechner können die Erfassung und Speicherung der Meßwerte auf der Baustelle übernehmen, die Meßwerte können selektiv oder insgesamt über normale Telefonanschlüsse abgefragt oder ausgelesen und an einem anderen Ort ausgewertet werden, so daß der notwendige Personaleinsatz auf der Baustelle im wesentlichen auf den Einbau der Meßsysteme beschränkt werden kann.

2. Messungen zur Ermittlung der Eigenschaften des Baugrundes und zur grundsätzlichen Überprüfung des Tragverhaltens von Bauwerken und der Lastannahmen

Der Baustoff 'Baugrund' ist nur begrenzt im Baufeld und im Labor erkundbar und noch weniger in seinen Eigenschaften zu beeinflussen, wie es bei den anderen bereits eingangs genannten Baustoffen möglich ist. Aus diesem Grunde ist es häufig nur durch zusätzliche Messungen in situ möglich, zutreffende Parameter für die Berechnung der Lasten und Verformungen und auch für die Festigkeiten zu ermitteln, die für die Anwendung von einfachen Berechnungsverfahren oder für die Formulierung von Stoffgesetzen für sehr leistungsfähige kontinuumsmechanische Berechnungsverfahren erforderlich sind. Weitere Messungen dienen der Tragfähigkeitsermittlung oder auch der Qualitätskontrolle. Daher können geotechnische Messungen zur Ermittlung der Eigenschaften des Baugrundes und zur grundsätzlichen Überprüfung des Tragverhaltens von Bauwerken und der Lastannahmen in die folgenden Kategorien eingestuft werden, die an wenigen Beispielen näher erläutert werden sollen:

- Labor- und Feldversuche im Rahmen der Baugrunderkundung zur Ermittlung der Eigenschaften der unterschiedlichen Formationen des Baugrundes.
- Messungen an und in der Umgebung von Bauwerken zur Ermittlung der Erddruckbelastung und/oder des Spannungs- und Verformungsverhaltens des Baugrund-Bauwerk-Systems.
- 3. Messungen in situ zur Ermittlung des Tragverhaltens einzelner Bauglieder im Maßstab 1:1.
- 4. Messungen zur Überprüfung der Qualität von Baugliedern.

Der Kategorie 1 sind sämtliche für anspruchsvolle Projekte im Rahmen der Baugrunderkundung durchzuführenden üblichen Erkundungen sowie Labor- und Felduntersuchungen zuzurechnen. Das Problem bei diesen Untersuchungen ist, daß im Labor unter für die Durchführung idealen Bedingungen Untersuchungen an nur sehr kleinen Proben im Verhältnis zu den Bauwerksabmessungen durchgeführt werden können. Die erzielbaren Ergebnisse geben Informationen über eben diese kleinen Proben repräsentativ für die Formationen aus denen sie entnommen wurden, nicht jedoch über die Eigenschaften des Baustoffes 'Baugrund' insgesamt. Darüberhinaus kann die Entnahme und der Transport ins Labor zu Veränderungen der Proben führen, die die Ergebnisse der Laboruntersuchungen stark verfälschen können. Die Feldversuche sind in der Regel sehr aufwendig und müssen unter nicht optimalen Bedingungen durchgeführt werden. Auch sie liefern nur punktuelle und meist nur indirekte Informationen.

Ein Beispiel für die geotechnischen Messungen entsprechend der Kategorie 2 ist die Untersuchung des O'Swaldkais in Hamburg [2], [3], die zur Zeit vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig im Auftrag des Amtes für Strom- und Hafenbau der Freien und Hansestadt Hamburg durchgeführt wird. Hierfür wurde in der Kaimauerkonstruktion und im Boden eine große Anzahl von Meßsystemen installiert, mit deren Hilfe die Belastung der Kaimauer durch den Erddruck ermittelt werden soll. Über den Stand der Datenauswertung wird im vorliegenden Tagungsband berichtet. Im Bild 1 sind die eingesetzten Meßsysteme in der oberen Zeile angegeben. Der Erddruck, durch den die Kaimauer belastet wird, soll durch Erddruckmessungen, aber auch durch Verformungs- und Spannungsmessungen im Kaimauerbauwerk selbst bestimmt werden. Als Ergebnis erhoffen wir eine geringere Erddruckverteilung feststellen zu können, als sie der Bemessung des Bauwerks zugrunde gelegt wurde. Die Untersuchungen dienen auch dem Verständnis des Tragverhaltens des Gesamtbauwerkes, um zukünftige Bauwerke dieser Art sicher und wirtschaftlich planen und bauen zu können. Ein weiteres Ziel ist die Nachrechnung bestehender Kaianlagen auf der Grundlage hier gewonnener Erkenntnisse. Im Bild 2 ist der Meßquerschnitt dargestellt.





Bild 2: Meßquerschnitt des O'Swaldkais in Hamburg

Ein weiteres Beispiel für die 2. Kategorie, ist die erfolgversprechende Methode, das Baugrund-Bauwerk-System in umfassender Weise durch Messungen an Teilbauwerken während der Herstellung zu erkunden. Das Ziel ist, die dabei gewonnenen Erkenntnisse für die Planung des Gesamtbauwerkes zu verwenden. Daß diese Vorgehensweise keine neue Idee ist, zeigen die bereits vor über 20 Jahren für eine Kaverne durchgeführten Messungen. Vor Ausbruch einer Testkaverne in der Kalotte der geplanten Kaverne wurden Extensiometer eingebaut. Die damit gemessenen Verformungen wurden mit den Ergebnissen einer kontinuumsmechanischen Berechnung verglichen, um die Berechnungsannahmen zu überprüfen und ggf. anzupassen. Die Absicht war, mit dem verbesserten Berechnungsmodell die Kaverne insgesamt mit größerer Zuverlässigkeit zu berechnen.



Bild 3: Modell der Versuchskaverne Bremm mit Extensometer und Kluftsystemen [4]

Beispiele für Messungen der 3. Kategorie, die Angaben über das Tragverhalten einzelner Bauglieder liefern sollen, sind Ankerzugversuche oder statische und auch zunehmend zur Anwendung kommende dynamische [5] Probebelastungen an Pfählen. Mit letzteren (Bild 4) kann die Größe der aufnehmbaren Last eines Pfahles ermittelt werden. Da es - ähnlich wie bei Ankern - nach wie vor nicht zuverlässig möglich ist, auf der Grundlage von Erkenntnissen aus der Baugrunderkundung die Pfahltragfähigkeit zu ermitteln, sind diese Methoden notwendig, um wirtschaftliche und sichere Pfahlgründungen ausführen zu können.



Bild 4: Dynamische Pfahlprobebelastung, Integritätsmessungen zur Qualitätssicherung

Ein ähnliches, wie das bei der dynamischen Probebelastung eingesetzte Meßverfahren kommt bei der Integritätsmessung [6] zum Einsatz. Mit dieser Messung kann nach der Herstellung der Pfähle überprüft werden, ob Unregelmäßigkeiten im Pfahlquerschnitt vorhanden sind.

3. Messungen im Rahmen der Beobachtungsmethode

Ein klassisches Beispiel für die Anwendung der Beobachtungsmethode ist der 55 m hohe Schiefe Turm von Pisa. Die Baumeister hatten nicht die Absicht Pisa durch ihn zu einer Touristenattraktion zu machen. Leider zeigte sich schon während des Baues, daß der Untergrund des Turmes nicht die Eigenschaften aufwies, die man erhofft hatte. Die Folge war, daß er schon bald nach Baubeginn 1173, begann, sich zu einem schiefen Turm zu entwickeln. Dies war unschwer zu beobachten, denn das Lot war ein wichtiges und viel benutztes Meßsystem. Um dennoch zu erreichen, daß der Turm möglichst vertikal entsteht, wurden weitere Bauabschnitte lotrecht und sogar mit einer planmäßigen Schiefstellung gebaut, in der Hoffnung, daß bei Fertigstellung ein einigermaßen vertikalstehender Turm vorhanden ist. Diese Maßnahme, die ein Ergebnis der erst in jüngerer Zeit so genannten Beobachtungsmethode ist, führte zu dem berühmten Bauwerk, dem Schiefen Turm, der nunmehr seit ca. 800 Jahren besteht, nicht allerdings zu dem geplanten geraden Turm. Obgleich die weiteren Ereignisse in das nachfolgende Kapitel 'Messungen als Bestandteil von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen' gehört, soll hier die weitere Entwicklung dargestellt werden: Der ständig weiterbeobachtete Turm neigte sich in den acht Jahrhunderten um etwa 5 m aus dem Lot, das ist eine Schiefstellung von etwa 5,5 Grad. Viele Experten haben sich den Kopf zerbrochen, um den Turm, der bei gleichbleibender Neigungsgeschwindigkeit etwa im Jahre 2003 oder 2004 umstürzen würde, zu retten. Geplant war unter anderem, den Turm abzutragen, um ihn nach Sanierung der Gründung wieder - natürlich - schief wieder aufzubauen. Zur Ausführung kam nun allerdings eine sanftere Methode: Der seit Januar 1990 für Besucher gesperrte Turm wurde mit Bleigewichten wieder um einige Millimeter aufgerichtet, wie in den Ingenieurnachrichten vom Dezember 1993 zu lesen war. Nach Anbringung einer faßringartigen Bewehrung im unteren von acht Geschossen sollen die Gewichte auf etwa 650 t gesteigert werden. Weitere Maßnahmen, wie Elektroosmose und teilweiser Bodenaustausch sollen nach der Aufrichtung des Turmes folgen.



Bild 5: Der Schiefe Turm von Pisa aus [7]

Dieses Beispiel zeigt, daß zu der sogenannten Beobachtungsmethode eine ganz wichtige Voraussetzung vorhanden sein muß: es muß die Möglichkeit bestehen, den Beobachtungen entsprechende Maßnahmen zu ergreifen, um die Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerkes auf Dauer gewährleisten zu können.

Sowohl im Eurocode 7 (ENV 1997) als auch in der in Bearbeitung befindlichen DIN 1054 Teil 100, die möglicherweise im Zusammenhang mit dem EC 7 eingeführt werden soll, finden sich übereinstimmende Ausführungen über die Beobachtungsmethode, die auf die genannte Voraussetzung hinweisen:

Auszug aus DIN 1054 Teil 100 (Stand Oktober 1993):

1.5 Beobachtungsmethode

In Fällen, in denen eine Vorhersage des Baugrundverhaltens allein aufgrund von vorab durchgeführten Baugrunduntersuchungen und von rechnerischen Nachweisen nicht mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich ist, ist die Beobachtungsmethode anzuwenden.

Die Beobachtungsmethode ist eine Kombination der üblichen Untersuchungen und Nachweise (Prognosen) mit der laufenden meßtechnischen Kontrolle des Bauwerkes während dessen Herstellung, wobei kritische Situationen durch die Anwendung vorbereiteter technischer Maßnahmen beherrscht werden. Die Unsicherheit der Prognose wird dabei soweit wie möglich durch deren ständige Anpassung an die tatsächlichen Verhältnisse ausgeglichen.

Beobachtungen allein können die Prognose nicht ersetzen, da ohne diese keine Ausführungsplanung möglich ist. Grenzzustände, die weder ausreichend genau berechnet noch durch Beobachtung rechtzeitig erkannt werden können, sind durch Arbeiten auf der sicheren Seite und durch-konstruktive Maßnahmen zu verhindern. Rechnerische Prognosen sind, so weit möglich, durch Erfahrungen mit vergleichbaren Bauwerken zu ergänzen.

Die Beobachtungsmethode genügt allein als Sicherheitsnachweis nicht, wenn sich - z. B. beim hydraulichen Grundbruch oder Setzungsfließen das Versagen nicht erkennbar ankündigt.

Vor Baubeginn sind folgende Vorbereitungen zu treffen:

- Die zur Schadensverhinderung einzuhaltenden Grenzen des Bauwerksund Baugrundverhaltens sind festzulegen;
- Der Bereich, in dem das Bauwerksverhalten voraussichtlich liegen wird, ist aufgrund der vorliegenden Erkundungsergebnisse rechnerisch zu ermitteln. Es ist nachzuweisen, daß das Bauwerksverhalten mit hinreichender Wahrscheinlichkeit innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt.
- Es ist ein Me
 ßprogramm aufzustellen, durch das anhand signifikanter Größen gepr
 üft werden kann, ob das tats
 ächliche Bauwerksverhalten innerhalb der einzuhaltenden Grenzen liegt. Die Me
 ßintervalle sowie die Zeit zwischen Messung und Ergebnis-Analyse sind in Relation zum Baufortschritt und zu m
 öglichen Entwicklungen des Bauwerksverhaltens

so zu wählen, daß gegebenenfalls erforderliche Korrekturmaßnahmen rechtzeitig durchgeführt werden können.

• Für jeden möglichen Fall, in dem Messungen die Überschreitung einzuhaltender Grenzen anzeigen, sind Gegenmaßnahmen zu entwickeln und in die Ausführungsmaßnahmen aufzunehmen.

Während der Bauarbeiten ist die plangemäße Durchführung des Meßprogramms ebenso wie dessen rechtzeitige Auswertung sicherzustellen. Die geplanten Gegenmaßnahmen müssen jederzeit bei Bedarf ausgeführt werden können. Abweichungen vom Plan sind zu dokumentieren.

Wenn die Messungen günstigere Verhältnisse als erwartet anzeigen, darf die Beobachtungsmethode auch zur Optimierung der Bemessung und des Bauablaufs verwendet werden.

Zur Anwendung dieses Konzeptes sind auch deshalb mindestens alle üblichen Untersuchungen und Nachweise erforderlich, weil auf dieser Grundlage ein Meßkonzept erarbeitet werden muß, das diejenigen Meßwerte liefert, die zielgerichtet bestehende unsichere Prognosen zu richtigen und sicheren Erkenntnissen werden lassen können.

Ein fast schon klassisch zu nennendes Bauverfahren, bei dem die Beobachtungsmethode eine wichtige Rolle spielt, ist die Auffahrung von Tunnelbauwerken in der sogenannten Spritzbetonbauweise. Durch Messungen wird das Tragverhalten des Gebirges beobachtet, um dementsprechend den Ausbauwiderstand durch die Veränderung der Spritzbetonschale, deren Bewehrung oder durch Ankerungen an die Erfordernisse anzupassen. Auch hierzu liegt in diesem Tagungsband ein Beitrag vor [9].

Weitere Anwendungsgebiete in diesem Sinne sind tiefe und große Baugruben insbesondere in der Nähe vorhanderner Bebauung z. B. beim Bau neuer Hochhäuser [10].

4. Messungen als Bestandteil von Bauwerksüberwachungsmaßnahmen

Ziel der Bauwerksüberwachung durch fest und frühzeitig installierte Meßsysteme ist, zuverlässige Informationen über den Zustand des Bauwerkes und die zu erwartende Lebensdauer bis zum Eintritt von ernsthaften Schäden zu erhalten. Mit diesen Informationen ist es möglich, zum wirtschaftlich günstigsten Zeitpunkt Ertüchtigungsmaßnahmen zu ergreifen. Da die Überwachung von Ingenieurbauwerken aller Art in diesem Sinne aus volkswirtschaftlichen Gründen immer dringender wird, haben Institute der Technischen Universität Braunschweig die Einrichtung eines Sonderforschungsbereiches (SFB) mit dem Titel 'Sicherstellung der Funktionsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe von Bauwerküberwachung' bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft beantragt. Hieraus erwarten wir viele neue Impulse im Hinblick auf Meßwertgeber- und -erfassungssysteme und die Verarbeitung der gewonnenen Meßwerte. Wie schon im vorhergehenden Abschnitt erwähnt, sind die ständigen Messungen und Beobachtungen des Schiefen Turmes von Pisa im Sinne der obigen Ausführungen als Bauwerksüberwachungsmaßnahme einzustufen. Mit den durchgeführten Messungen war es, wie erwähnt, möglich, eine Prognose über die noch zu erwartende Standzeit zu erarbeiten und die Dringlichkeit einer Sanierungsmaßnahme deutlich zu machen.

Ein ähnliches Beispiel sind Messungen, die seit über 15 Jahren an der Kaianlage des Kohlehafens für das Kraftwerk Mehrum am Mittellandkanal zwischen Peine und Sehnde durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt werden [11]. Durch in regelmäßigen Zeitabständen durchgeführte Ankerkraft- und Inklinometermessungen sowie durch geodätische Messungen wird die Entwicklung der Belastung und der Verformung des Bauwerks und der Gebrauchstauglichkeit überwacht. Die Daten dienen auch für die Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes, das die Nutzung der Kohleumschlaganlage auf möglichst lange Zeit sicherstellen soll.

5. Schlußbemerkung

Dieser Beitrag soll die Bedeutung und die Möglichkeiten von Messungen in der Geotechnik an einigen wenigen Beispielen deutlich machen. Er soll die Einsicht bei allen an der Planung und der Erstellung von Bauwerken Beteiligten wecken, daß der Nutzen von Messungen in der Regel bei guter Konzeption weitaus größer ist, als die vermeintlich hohen Kosten. Der Widerstand gegen Messungen könnte mit dieser Einsicht abgebaut werden, der sich daraus ergibt, daß der Einbau den Baubetrieb stört. Leider sind die meisten uns heute zur Verfügung stehenden Meßsysteme und Erfassungsgeräte noch nicht so robust, daß sie ohne besonderen Schutz den rauhen Alltag einer Baustelle überstehen können. Daß der erforderliche Schutz und die notwendige Sorgfalt bei der Installation der Meßsysteme mit gutem Willen möglich ist, haben meine Mitarbeiter auf vielen Baustellen erleben können.

Literatur

- Duddeck, H.: Entwicklung der Berechnungsmodelle des Bauingenieurs: Woher? Wohin? Bautechnik 70 (1993), Heft 11, S. 640-649
- [2] Rodatz, W.; M. Hartung; G. Maybaum: Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg. SMM '92, Konferenzband Kaimauer-Workshop im Rahmen des Hafentages am 30.09.92 in Hamburg.
- [3] Maybaum, G.: Messungen am O'Swaldkai in Hamburg. Tagungsband des Fachseminars 'Messen in der Geotechnik' am 26. und 27.05.1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [4] Wittke, W.; M. Wallner; W. Rodatz: Räumliche Berechnung der Standsicherheit von Hohlräumen, Böschungen und Gründungen in anisotropem, klüftigem Gebirge nach der Methode finiter Elemente. Straße Brücke Tunnel 24 (1972) 200-209.
- [5] Rausche, F.: Neuentwicklungen in der Pfahldynamik. Tagungsband des 'Pfahl-Symposyums 1993' am 18. und 19.03.1993, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 41, 1993

- [6] Meier, K.: Qualitätssicherung nach der Pfahlherstellung. Tagungsband des 'Pfahl-Symposyums 1993' am 18. und 19.03.1993, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 41, 1993
- [7] Maar, P.: Türme. Verlag Friedrich Oetinger, Hamburg 1987
- [8] Information: Pisas Schiefer Turm wird f
 ür Besucher wieder ge
 öffnet. Ingenieurnachrichten, Dezember 1993
- [9] Zdarsky, W.: Messen im Tunnelbau, Fallbeispiele. Tagungsband des Fachseminars 'Messen in der Geotechnik' am 26. und 27.05.1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [10] Katzenbach, R.: Gründungen von Hochhäusern, Brücken. Tagungsband des Fachseminars 'Messen in der Geotechnik' am 26. und 27.05.1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994
- [11] Kayser, J.: Ankerkraftmessungen in Mehrum. Tagungsband des Fachseminars 'Messen in der Geotechnik' am 26. und 27.05.1994, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, 1994



EINSATZ VON GPS IN DER GEOTECHNIK

von

Wolfgang Niemeier

1. DAS GLOBAL POSITIONING SYSTEM (GPS)

1.1 Systemausbau und Nutzung

Für Aufgaben der Navigation, der Zeitübertragung und der Positionierung ist seit 1973 von den USA das NAVSTAR-GPS (Navigations System for Time and Ranging - Global Positioning System) aufgebaut worden. Dieses heute meist kurz mit GPS bezeichnete System besteht im wesentlichen aus 3 Komponenten: Zunächst aus 21 aktiven <u>Satelliten</u>, die auf 20.000 km hohen, geneigten Bahnen in ca. 12 Stunden die Erde umkreisen (siehe Abb. 1). Die Bahnen dieser Satelliten werden durch eine Anzahl von <u>Kontrollstationen</u> von der Erde aus permanent überwacht und neu bestimmt. Für den <u>Nutzer</u>, der über geeignete GPS-Empfänger verfügt, stehen Bahndaten mit - für den zivilen Bereich - eingeschränkter Genauigkeit sowie die von den Satelliten ausgesandten Signale zur Verfügung.



Abb. 1: Satellitenkonstellation des GPS

Das zunächst rein militärisch ausgerichtete GPS wird heute in erheblichem, zunächst nicht erwarteten Umfang zivil genutzt, wobei die Nutzung auch für die nächsten 10 Jahre kostenfrei sein wird. Das vergleichbare russische Satelliten-Navigationssystem Glonass soll - mit intensiver europäischer und auch deutscher Unterstützung - im Jahre 1995 operationell einsetzbar sein und dann für zunächst 15 Jahre ebenfalls kostenfrei nutzbar sein (Starker 1994).

Es wird z. Z. daran gearbeitet, beide Systeme zu vereinigen und somit ein zuverlässiges, weltweit und permanent arbeitendes Navigations- und Positionssystem verfügbar zu haben. Das technische Potential dieser Systeme sollte somit auch für zivile Zwecke voll nutzbar gemacht werden.

1.2 Signale und Beobachtungen

In Abbildung 2 ist die Struktur der von den GPS-Satelliten ausgesandten Signale wiedergegeben. Die Satelliten senden kontinuierlich zwei Trägerwellen L_1 und L_2 aus, deren Frequenzen bei f₁ = 1575, 42 MHz und f₂ = 1227,60 MHz liegen. Diesen Trägerwellen sind zwei Pseudozufallscodes aufmoduliert, der frei zugängliche C/A-Code und der P-Code, der heute durch den wirklich geschützten Y-Code ersetzt worden ist.





Zwei Beobachtungsarten werden unterschieden:

- i) Die Nutzung der Code-Information erlaubt eine direkte Entfernungsmessung zwischen Satellit und Empfänger. Wegen der relativ großen Uhren-Fehler im Empfänger spricht man korrekter von Pseudo-Entfernungsmessungen (pseudorange). Dieses Meßverfahren ist echtzeitfähig, allerdings erreicht man für die so bestimmbaren absoluten Positionen des Empfängers im weltweiten Koordinatensystem WGS 84 nur Genauigkeiten von 100-150 m. Im Prinzip ist eine höhere Echtzeit-Genauigkeit erreichbar. Aus militärischen Gründen wird eine künstliche Signalverschlechterung (selective availability) vorgenommen, so daß die höhere Genauigkeit zivil nicht nutzbar ist. Trotzdem ist die global verfügbare Positionsinformation für Navigationsanwendun-gen von unschätzbarem Wert.
- ii) Für hochgenaue Anwendungen benutzt man eine Phasenmessung der Trägerwellen L_1 und L_2 . Bei Wellenlängen von $\lambda_1 = 19$ cm bzw. $\lambda_2 = 24$ cm besitzt dieses Meßverfahren bei den z.Z. verfügbaren rauscharmen Empfängern eine Auflösung von etwa 2 mm. Die Meßinformation ist allerdings nur innerhalb der einfachen Wellenlängen eindeutig. Die Anzahl ganzer Wellenlängen zwischen Satellit und Empfänger, die sog. Mehrdeutigkeit oder Ambiguity muß gesondert, i.d.R. über längere Beobachtungszeiten gelöst werden. Die hochgenauen Positionierungen unter Nutzung der Trägerphase sind daher bisher vornehmlich für statische Anwendungen mit Post-Processing eingesetzt worden. Erst durch die in Abschnitt 4 skizzierten "On-The-Fly"-Suchalgorithmen wird eine hochgenaue Positionierung in beinahe Echtzeit möglich.

Ein weiterer, äußerst wirkungsvoller Schritt zur Genauigkeitssteigerung und zur Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten war der Übergang zu relativen Meßverfahren: Oft interessiert nämlich nicht die absolute Position in einem weltweiten Koordinatensystem, sondern nur die Position relativ zu einem oder mehreren Bezugspunkten. Bei diesem differentiellen GPS (DGPS) benötigt man mindestens zwei Empfänger: einer wird über einem fixen (ggf. koordinatenmäßig bekannten) Punkt für den Zeitraum der Messungen permanent aufgebaut (Permanentstation), während mit dem zweiten Empfänger weitere Punkte besetzt werden. Die Koordinatenunterschiede zu der Permanentstation sind weitgehend unbeeinflußt von systematischen Fehlern und auch der "selective availability", wenn die Entfernungen zwischen den Empfänger nutter 20 km liegen.

Für Codemessungen können bei DGPS Genauigkeiten bis in den Meterbereich in Echtzeit erreicht werden. Hierzu ist allerdings das Problem der Übertragung von Korrekturen von der Permanentstation zum bewegten Empfänger ebenfalls in Echtzeit gefordert.

2. Statische Punktbestimmungen

2.1 Grundlegende Betrachtungen

Die oben aufgezeigten Entwicklungen hin zu DGPS mit Nutzung der Trägerphasen haben zu einem grundlegenden Umdenken im Bereich des Vermessungswesens geführt: Die Anlage von Netzen bis zu 10 x 10 km Ausdehnung erfolgt heute i.d.R. mit GPS, wobei zwischen den Netzpunkten keine terrestrische Sichtverbindung mehr erforderlich ist. Die Kombination von GPS und elektronischen Tachymetern z.B. für Geländeaufnahmen und Überwachungsmessungen wird schon häufiger angewendet. Auch die klassische Trennung von Lage und Höhe entfällt bei GPS, da hier die Meßinformation von vorneherein dreidimensional ist. Allerdings muß für ausgedehnte Gebiete das Geoid berücksichtigt werden.

2.2 Beispiel: Rutschungsüberwachung am Elbhang

Der Elbhang in Blankenese/Hamburg wird seit ca. 15 Jahren als rutschungsgefährdet eingestuft. Vom Vermessungsamt der Freien und Hansestadt Hamburg sind daher in Profilen angeordnete Meßpunkte vermarkt worden, siehe die stark vereinfachte Darstellung in Abb. 3. Eine terrestrische Vermessung der Profilpunkte war durch die z.T. enge Bebauung und den Bewuchs schwierig, eine Anbindung an vermutlich stabile Bereiche im nördlich gelegenen Hinterland ist durch die Geländeneigung nur sehr aufwendig möglich. Die Meßpunkte am Elbufer können nicht als Stabilpunkte eingestuft werden.

Durch GPS wird für diese Überwachungsaufgabe eine wirtschaftliche und doch zuverlässige und genaue Punktbestimmung mit Standardabweichungen von wenigen Millimetern ermöglicht. Jeder Profilpunkt bzw. jeder weitere zu kontrollierende Einzelpunkt, der einen einigermaßen freien Horizont besitzt, kann problemlos mit den rückwärtig gelegenen Referenzpunkten verbunden werden.

Dieses Meßprinzip ist exemplarisch für einige Profilpunkte in Abb. 4 dargestellt. Hier sind z.B. auf zwei rückwärtig gelegenen Punkten GPS-Empfänger als Permanentstationen aufgebaut worden. Mit einem weiteren Empfänger müssen nur etwa 10 - 15 Min. lang Daten auf jedem Profilpunkt registriert werden.

Die Ausmessung der rückwärtig gelegenen Bezugspunkte als geschlossenes als Netz mit Überbestimmungen ermöglicht darüberhinaus die Anwendung statischer Verfahren zur Aufdeckung signifikanter Punktverschiebungen (Niemeier 1979, 1993) und somit eine Kontrolle der Stabilität dieser Punktgruppe.







3. Kinematische Positionierung: GPS-Array

3.1 Systemaufbau

Ein weitgehendes Konzept zur Nutzung von differentiellem GPS ist die kontinuierliche Überwachung von Untersuchungsobjekten durch ein Array von permanent installierten GPS-Empfängern, siehe auch Lanigan (1991) und Niemeier (1991, 1993). Ein derartiges Vorgehen ist heute technisch durchaus realisierbar und durch die in den letzten Jahren immer günstiger werdenden Empfänger für viele Anwendungsfälle auch wirtschaftlich konkurrenzfähig. Ein Szenario für eine derartige kontinuierliche Überwachungseinrichtung ist in Abb. 5 für das Beispiel eines Dammes dargestellt. Auf der Krone des Bauwerkes sind eine Reihe von GPS-Empfängern permanent installiert, deren Meßwerte z.B. über Kabelverbindungen zu einem zentralen Meßplatz übertragen werden und dort gespeichert werden. Da alle diese Dammpunkte Bewegungen aufweisen können, sind zusätzlich eine Reihe von weiteren GPS-Stationen außerhalb der Deformationszone des Untersuchungsobjektes einzurichten und zu betreiben. Zur Bestimmung von aussagekräftigen Verschiebungen über einen längeren Untersuchungszeitraum sind mindestens drei, besser vier derartige außenliegende GPS-Punkte erforderlich, um auch eine statistische Überprüfung der Stabilität dieser Referenzpunkte zu ermöglichen.



<u>Abb. 5:</u> Szenario für ein GPS-Array zur Langzeitüberwachung eines Dammes (nach Lanigan 1991)

Die heute verfügbaren Empfänger erlauben es, jede Sekunde eine Messung (bei einzelnen Empfängern sogar 4 Messungen/Sekunde) durchzuführen, und so eine neue Position zu bestimmen. Da die zu erwartenden Bewegungen i.d.R. innerhalb der Wellenlänge der Träger (λ_1 = 19 cm, λ_2 = 24 cm) liegen, muß hier nur das Phasenstück ausgewertet werden, d.h. die erreichbare Genauigkeit sollte bei etwa 2 mm liegen. Der Ablauf einer Bewegung bzw. eventuelle kritische Veränderungen des Bewegungsverhaltens können somit quasi in Echtzeit mit hoher Genauigkeit bestimmt werden.

Natürlich kann man mit einem derartigen GPS-Array nicht in jedem Fall das gesamte Bauwerk mit ausreichender Punktdichte überwachen. Für das in Abb. 5 skizzierte Beispiel sind nur Punkte auf der Dammkrone einer Beobachtung mit GPS zugänglich. Die Vielzahl von Objektpunkten, die normalerweise auf der Luftseite der Mauer angebracht werden, kann mit GPS nicht überwacht werden. Gelingt es jedoch, die GPS-Punkte auf der Mauer dort einzubringen, wo z.B. kontinuierlich arbeitende Lote oder Neigungsmesser vorhanden sind, so erhält man doch ein recht umfassendes Bild von dem tatsächlichen Bewegungsverhalten des Dammes.



<u>Abb. 6:</u> Datenübertragung und Weiterverarbeitung für ein GPS-Array (nach Lanigan 1991)

In Abb. 6 sind der Datenfluß und die Weiterverarbeitung für ein derartiges GPS-Array schematisch dargestellt. Die Meßwerte der Referenzstationen müssen über eine lokale Kommunikationslösung kontinuierlich oder in Intervallen von einigen Stunden zum Zentralrechner für der Systembetrieb PC 1 übertragen werden. Diese Datenübertragung kann z.B. durch mobile Telefone erfolgen. Die GPS-Empfänger auf dem eigentlichen Untersuchungsobjekt, d.h. die Objektpunkte, sind z.B. mit Kabeln direkt mit dem PC 1 verbunden, siehe auch Abb. 5. Im PC 1 liegen somit alle Meßwerte vor und es erfolgt von hier aus auch eine Systemsteuerung, z.B. die Initialisierung der Messungen in festen Intervallen.

Über eine direkte Datenleitung oder ein Local Area Network (LAN) werden die Meßdaten an den Auswerterechner PC 2 übertragen. Hier erfolgt das eigentliche Processing, d.h. letztendlich die Ermittlung von zeitbezogenen Koordinaten aller Array-Punkte, die Durchführung von Kongruenztests für die Referenzpunkte und die Berechnung der 3D-Verschiebungen für alle Kronenpunkte. Die Ergebnisse dieser Auswertung können numerisch und/oder graphisch ausgegeben sowie z.B. in einer Datenbank abgespeichert werden.

Ebenso ist es möglich, die Ergebnisse der Überwachung, d.h. den aktuellen Deformationszustand, per Fernabfrage an den PC 3 zu übertragen und dort ggf. zu visualisieren. Somit hat der Betreiber der Anlage jederzeit die Möglichkeit, sich auch weit entfernt in einem zentralen Steuerstand über die geometrischen Verformungen des Untersuchungsobjektes zu informieren. Besonders bei kritischen Betriebszuständen, z.B. bei extremem Hochwasser oder nach Erdbeben, kann so jederzeit ein aktuelles Bild der Bauwerksdeformationen vorliegen.

3.2 Beispiel: Stromkaje Bremerhaven

Unter Mitwirkung des Verfassers sind vor ca. 20 Jahren u.a. die tideabhängigen Bewegungen der damals neuen Stromkaje in Bremerhaven bestimmt worden.

Die Bestimmung tideabhängiger Höhenänderungen von Bauwerken in Küstengebieten ist seit Seibt 1899 von mehreren Autoren z.T. kontrovers diskutiert worden. Thesen einer elastischen Verformung des Untergrundes wurde das Auftriebsprinzip gegenübergestellt. Eine Auswertung der verfügbaren Literatur zu diesem Thema (Grabowski 1975) zeigt, daß sich Bauwerke in Küstenbereichen um 1 bis 3 mm pro Meter Wasseranstieg absenken, also das Modell der elastischen Verformung gültig zu sein scheint.

Die Stromkaje in Bremerhaven wurde ca. 100 m vor der alten Wattenlinie in die Wesermündung hineingebaut, wobei ihre Pfahlgründungen tief ins Diluvium eingetrieben wurden und der anstehende Kleiboden durch Sand ersetzt wurde. Eine Spundwand verhindert das Abrutschen des Sandes in die Weser hinein, die hier eine mittlere Wassertiefe von 16 m hat. Bis 3 km ins Hinterland erstreckt sich Marsch und Sumpf, dahinter erhebt sich ein Geestrücken mit dem alten Ortsteil Lehe, in dem standsichere Gebäude liegen.

Zur Ausführung der Messungen standen im Jahre 1974 natürlich nur terrestrische Meßinstrumente zur Verfügung. Die Höhenänderungen der Kajenpunkte 101 und 145 wurden jeweils getrennt für eine Tideperiode durch synchronisiertes Nivellement bestimmt: Mit 3 bzw. 4 Meßtrupps wurde je Stunde der Höhenunterschied zwischen den rückwärts gelegenen Nivellementspunkten A, siehe Abb. 7 und dem Kajenpunkt bestimmt. Jeder Meßtrupp hatte dazu den Höhenunterschied zwischen zwei, wenige hundert Meter entfernt liegenden Punkten, zu bestimmen. Alle Meßtrupps arbeiteten synchron, so daß etwa jede Stunde ein kompletter Höhenunterschied vorlag.



Abb. 7: Stromkaje Bremerhaven - Bestimmung kurzfristiger Bewegungen (terrestrische Messungen)

Zur Bestimmung von Lageänderungen, insbesondere senkrecht zur Stromrichtung, sind entsprechend über eine Tideperiode fortlaufend Streckenmessungen auf den Punkten 8 und 9, siehe Abb. 7, mit elektrooptischen Entfernungsmeßgeräten durchgeführt worden. Mögliche Bewegungen dieser doch recht dicht am Ufer gelegenen Punkte sind durch gleichzeitige Messungen zu den weiter rückwärts gelegenen Punkten 5 und 7 kontrolliert worden. Die Stabilität dieser Punkte 5 und 7 ist vorab in einem eigenen Beobachtungszyklus relativ zu den auf dem Geestrücken gelegenen Stationen 1 und 3 nachgewiesen worden. Die Ergebnisse dieser Messungen sind in Abb. 8 dargestellt, sie bestätigen die o.g. allgemeinen Erkenntnisse für Höhenänderungen und ergänzen sie um die Lagekomponenten mit ebenfalls etwa 1 mm Bewegung zum Inland je Meter Wasseranstieg.



<u>Abb. 8:</u> Stromkaje Bremerhaven - Bestimmung kurzfristiger Bewegungen mit terrestrischen Messungen: Lage und Höhenänderung in Bezug zu Pegelständen

Aus den vorliegenden Betrachtungen wird vielleicht deutlich, welcher instrumentelle, personelle und zeitliche Aufwand erforderlich war, um diese Ergebnisse zu gewinnen. Zur Bestimmung derselben Bewegungskomponenten würde man heute z. B. den in Abb. 9 skizzierten Aufbau mit 2 GPS-Empfängern auf Geest-Punkten sowie 2 GPS-Empfängern auf den Kajenpunkten wählen. Die Empfänger könnten über 1 - 4 Tideperioden mit einer Aufzeichnungsrate von 15 - 30 Sekunden kontinuierlich Daten registrieren. Die Kommunikation zwischen den Empfängern wäre gar nicht erforderlich, da die Daten durchaus anschließend ausgewertet werden könnten.

Man erhielte durch dieses GPS-Array alle 3 Bewegungskomponenten gleichzeitig, wobei die begrenzte Genauigkeit der GPS-Einzelmessungen durch die Datendichte und die Beobachtungen über mehrere Tideperioden mehr als ausgeglichen würde.



<u>Abb. 9:</u> Stromkaje Bremerhaven - Bestimmung kurzfristiger Bewegungen Kontinuierliche Messungen mit GPS

4. Steuerung mit GPS

4.1 On-The-Fly-Mehrdeutigkeitslösungen

Eine noch weiter reichende Nutzung ist der Einsatz des GPS zur Steuerung von Fahrzeugen und Maschinen bzw. die fortlaufende Überwachung/Registrierung der Position bewegter Objekte. Jede Steuerung setzt eine Positionsbestimmung in Echtzeit voraus, wobei jedoch bei langsam bewegten Fahrzeugen (5 - 10 km/h) oftmals durchaus Wartezeiten von wenigen Sekunden in Kauf genommen werden können (Quasi-Echtzeit).

Gemäß den Ausführungen des Abschnitts 1 sind insbesondere die Code-Informationen für Echtzeit-Positionierungen geeignet und auch vorgesehen. Durch differentielles GPS und die Übertragung von Korrekturdaten von der permanenten zur bewegten Station (Heimberg 1994) können mit diesen Daten wegen des Meßrauschens nur Genauigkeiten im Meter- oder gar Submeterbereich erzielt werden, was jedoch für viele Anwendungen in der Navigation von Land-, Wasser- und Luftfahrzeugen durchaus ausreicht.

Will man cm-Genauigkeiten erreichen, besteht das Hauptproblem darin, die Mehrdeutigkeiten der Trägerwellen eindeutig und zuverlässig zu lösen. Auch eine einmal bestimmte Mehrdeutigkeit wird bei einem bewegten Objekt durch Abschattungen der Signale, d.h. durch Bäume, Häuser oder Brücken bzw. ungünstige ionosphärische Verhältnisse, Mehrwegeffekte oder ähnliches unterbochen. Man muß also versuchen, die Mehrdeutigkeiten aus theoretisch nur einer Meßperiode zu bestimmen. Es gibt verschiedene Auswertekonzepte, die zur Lösung dieser Aufgabe eingesetzt werden; sie werden allgemein als On-The-Fly (OTF)-Mehrdeutigkeitssuchmethoden bezeichnet. Das Grundprinzip dieser Methoden ist für einen zweidimensionalen Fall in Abb. 10 verdeutlicht. Aus Codemessungen erhält man einen genäherten geometrischen Bereich für die Position der Empfangsantenne. Für das vereinfachte Beispiel der Abb. 10 definieren die Trägerphasenmessungen zu den jeweiligen Satelliten eine Schar konzentrischer Kugelschalen, die sich wegen der großen Entfernung zum Satelliten als parallele Gerade darstellen lassen. Aufgrund der - theoretischen - Ganzzahligkeit der Mehrdeutigkeiten stellt jeder Schnittpunkt eine mögliche Lösung für den korrekten Antennenstandpunkt dar. Durch Hinzunahme eines dritten Satelliten können nun viele der Schnittpunkte aus der oberen Teilabbildung mit zwei Satelliten als Lösung ausgeschlossen werden. Die Schnittpunkte mit dem minimalen Fehlerdreieck (im Idealfall: Null) wird als korrekte Lösung angesehen.

Durch eine Vielzahl von Störeinflüssen ist das Problem der OTF-Mehrdeutigkeitslösung bisher erst ansatzweise und für lokal sehr begrenzte Anwendungen gelöst. Die bisher vorliegenden Ergebnisse sind jedoch erfolgversprechend, so daß zuverlässig mögliche Anwendungen dieser hochpräzisen Positionsbestimmungen in Echtzeit hier vorgestellt werden sollen.





Abb. 10: Prinzip der On-The-Fly-Mehrdeutigkeitssuche bei zwei bzw. drei Satelliten (aus Heimberg 1994)

4.2 Beispiel: Steuerung von Baumaschinen im Deponiebau

Bei der Herstellung von Deponien muß eine Vielzahl von Erdbewegungen durchgeführt werden. Die Schichtbereiche und Planumsebenen für ein kombiniertes Basisabdichtungssystem sind (GDA, 1993:)

- Herstellung des Untergrund- oder Unterbau-Planumes
- Auftrag der mineralischen Abdichtungsschicht in mehreren Lagen: i-tes Mineral-Zwischenplanum
- Schutzschicht-Planum

Jede dieser Schichten sollte mit cm-Genauigkeit realisiert werden. Bisher werden für diese Aufgaben Flächen-Lasersysteme eingesetzt, mit denen ein ebener oder geneigter Horizont realisiert und visualisiert werden kann. Diese Lasersysteme haben den Nachteil, daß sie bei Aushubarbeiten nur im Endstadium eingesetzt werden können, nur Ebenen realisiert werden können, in Übergangsbereichen zu Böschungen jedoch versagen und die Aufstellbereiche des Lasersystems selbst gesondert präzise eingemessen werden müssen und dort nicht gearbeitet werden kann.



Abb. 11: Planierraupe mit einer GPS-Antenne über dem Schild (aus Dedes 1994)

Verbindet man das Schild z. B. einer Planierraupe mit einer GPS-Antenne, siehe Abb. 11, so kann die Position der Schild-Unterkante bei Anwendung der OTF-Methode und Verwendung einer Referenzstation in der näheren Umgebung jederzeit mit cm-Genauigkeit bestimmt werden. Besitzt der Führerstand einen PC und ist die Ausgangstopographie sowie die Geometrie der verschiedenen Bauphasen (Planumsebenen) in digitaler Form gespeichert, so kann dem Raupenfahrer auf einem Monitor jederzeit der Stand seiner Arbeiten angezeigt werden. Später kann vielleicht sogar eine weitgehende automatische Steuerung der gesamten Erdarbeiten erreicht werden.

Diese Überlegungen sind z.Z. noch Zukunftsmusik, erscheinen jedoch technisch durchaus möglich zu sein.

Weitere Anwendungsmöglichkeiten von DGPS mit hochgenauer Echtzeitpositionierung liegen auf der Hand:

- Steuerung der Bagger im Tagebau
- Steuerung des Transports und der endgültigen Positionierung von Senkkästen, sowie deren Setzungskontrolle nach Flutung
- Positionsbestimmung des Kontraktors auf einer Deponie zur Überwachung des Einbaues und zur Erfassung der Position z.B. von kontaminierten Stoffen (z.B. Dioxin-Fässer)

5. Zusammenfassung

Es sollte in diesem Beitrag ansatzweise aufgezeigt werden, welches Potential das Global Positioning System auch für Meßaufgaben im Bereich der Geotechnik besitzt. Die statische Positionierung mit DGPS hat sich bereits in vielen Bereichen durchgesetzt, während die Anwendung von GPS-Arrays für kontinuierliche Überwachungsaufgaben vor der Praxiserprobung steht. Die Nutzung des GPS für Steuerungs- und Kontrollaufgaben steht dagegen erst ganz am Anfang der Entwicklung, hat jedoch ein enormes Potential, das gerade für geotechnische Aufgaben wichtig sein könnte.

6. Literatur:	
Dedes, G.C., 1994:	Real-time Surveying Using Navigation Satellites to Position Cutting Blade of Earthmoving Equipment. Geodetical Info Magazin, vol. 8, 1994
GDA, 1993:	Empfehlung des Arbeitskreises "Geotechnik der Deponien und Altlasten", Verlag Ernst & Sohn, Berlin
Grabowski, J., 1975:	Kurzperiodische Bewegungen von Hafenbauwerken unter dem Einfluß der Gezeiten. 1. FIG-Symposium "Deformationsmessungen", Krakau/Polen
Heimberg, F., 1994:	Untersuchungen zum operationellen Einsatz des Differential GPS. Diss. Uni Hannover
Lanigan, C.A., 1991:	Continuous Deformation Monitoring. Technical report REMR- CS-132, US Army Corps of Engineers, Fort Belmont, Virginia
Niemeier, W., 1979:	Zur Kongruenz mehrfach beobachteter geodätischer Netze. Wiss. Arb. Verm.wesen, Uni Hannover, Nr. 88
Niemeier, W., 1991:	Concept for a New Monitoring System for the Arch Dam Esch Sauer. Proc. 1st Int. Symp. Application of Geodesy to Engineering. Stuttgart
Niemeier, W., 1993:	Anwendung des Global Positioning Systems für Deformationsuntersuchungen. <u>In:</u> DVW-Schriftenreihe Nr. 11: "GPS - eine universelle geodätische Meßmethode". Wittwer Verlag, Stuttgart
Seeber, G., 1993:	Satellite Geodesy. de Gruyter Verlag, Berlin
Seibt, W., 1899:	Gesetzmäßig wiederkehrende Höhenverschiebungen von Nivellements-Festpunkten. Zentralblatt der Bauverwaltung, Nr. 20, S. 117
Starker, S., 1994:	Satellitennavigation für zivile Anwendungen. DLR-Nachrichten, Heft 74, 1994

Autorenverzeichnis

Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier, Technische Universität Braunschweig, Institut für Vermessungskunde, Pockelsstraße 4, 38106 Braunschweig


EINSATZMÖGLICHKEITEN VON LICHTWELLENLEITERSENSOREN IN DER GEOTECHNIK

Axel Holst, Wolfgang Habel

1. EINLEITUNG

Als Anfang der 80-er Jahre Lichtwellenleiterfasern erfolgreich an Bauteilen zur Anzeige von Schäden appliziert wurden, war der Startschuß für die Implementierung von Sensorlösungen auf Basis faseroptischer Meßprinzipien in das Bauingenieurwesen gegeben.

Zunächst wurde die Möglichkeit, einen Strahlungsleistungsverlust durch Bruch oder Krümmung eines Lichtwellenleiters empfängerseitig zu erfassen, genutzt. In Verbindung mit konstruktiven Elementen zur Fixierung und Führung der Sensorfaser entstanden Deformationsdetektoren, Rißerkennungssensoren und Rißbreitenmesser. Nach und nach kamen weitere Sensorprinzipien hinzu, so daß heute Fasersensoren bekannt sind, die prinzipiell alle physikalischen Parameter der optischen Strahlung ausnutzen.

Inzwischen sind aus "akademischen" Lösungen einige anwendungstaugliche Sensorvarianten für verschiedene geotechnisch bzw. bauwerksdiagnostisch relevante Parameter entstanden. Aus der Vielzahl der technischen Möglichkeiten seien nachfolgend vor allem diejenigen beschrieben, die kommerziell verfügbar sind bzw. absehbar für Applikationen genutzt werden können. Kriterien sollen dabei eine bereits hinreichend gute Handhabbarkeit und Zuverlässigkeit der Meßaussagen sein.

2. WIRKUNGSWEISE VON FASERSENSOREN UND DEREN EINTEILUNG

Die Lichtführung in einer Lichtwellenleiter-Faser erfolgt durch Totalreflexion an einer Grenzfläche zwischen dem Kern- und dem Mantelmaterial. Während bei der Informationsübertragung über optische Glasfasern in der Telekommunikation oder Automatisierungstechnik möglichst stabile, von äußeren Einflüssen entkoppelte Transmissionseigenschaften des Lichtwellenleiters (LWL) notwendig sind, werden bei Fasersensoren z. B. Veränderungen der optischen (Übertragungs-) Eigenschaften gezielt ausgenutzt, um auf Größe und Ort der Einwirkung zu schließen.

Die bekannten faseroptischen Meßmethoden lassen sich gemäß ihrer Wirkungsweise in extrinsische und intrinsische Verfahren unterteilen.

Bei **extrinsischen** Verfahren (Bild 1) dient der Lichtwellenleiter lediglich dem möglichst ungestörten Lichttransport zur Meßstelle und zurück zum Empfänger. Die optische Modulation des Lichts (der Sensoreffekt) tritt in einem anderen Medium außerhalb des Lichtwellenleiters, z. B in einem Sensorelement oder Meßfühler, auf. Nach diesem Prinzip arbeiten sog. lokale oder auch Punktsensoren.

Bei **intrinsischen** Verfahren (Bild 2) wirkt die Meßgröße unmittelbar auf den LWL ein und ändert dessen Übertragungseigenschaften. Der optische Effekt kann innerhalb der Faser, d. h. also an beliebiger Stelle entlang des Faserlaufs, auftreten. Damit sind verteilt messende Sensoranordnungen realisierbar, die zusätzlich noch den Einflußort und ggf. die Intensität zu ermitteln gestattet.



Bild 1: Extrinsischer Sensor

Bild 2: Intrinsischer Fasersensor

Eine Klassifizierung der Sensoren kann nach unterschiedlichen Gesichtspunkten erfolgen. Eine ausführliche, applikationsorientierte Darstellung wird in /1/ gegeben. Bezüglich der Anwendung derartiger Sensoren für Meß- und Monitoringaufgaben im Bauingenieurwesen, insbesondere zur pragmatischen Unterscheidung für den Überwachungsingenieur bzw. Anlagenbetreiber, ist eine Einteilung in

- "verteilte" Sensoren -

Fasersensoren für die Beobachtung ausgedehnter Bereiche (**Komplex I**.) und in

- "punktförmige" Messungen - Sensoren für lokale Detektion (Komplex II.)

sinnvoll.

Übliche Modulations- und Meßmethoden für alle Fasersensoren sind in Tabelle 1 zusammengefaßt.

Unter-	Modulations-	Physikalisches Prinzip	Meßmethode
gruppe	parameter		
I	Intensität	Änderung der Transmissions- eigenschaften des LWL durch Absorptions-, Emissions-, Brechzahländerung	analog, (binär) Dämpfungsmessung
П	Wellenlänge	Änderung der Strahlungswel- lenlänge durch Absorptions- und Emissionseffekte sowie Brechzahländerungen	Intensitätsvergleich bei zwei Wellenlängen, analog bei Wellenlängen- durchstimmung (Spektrometer)
Ш	Zeitabhängig- keit	Zeitabhängigkeit von Absorp- tions- oder Emissionsvorgän- gen, Laufzeiteffekte	Zeitaufgelöste Impulsmeß- technik, Opt. Rückstreumeßtechnik (OTDR)
IV	Phase	Interferenz zwischen ver- schiedenen Ausbreitungs- moden in einem LWL	Interferenzstreifenzählung, Phasenmessung (Interferometer)
V	Polarisation	Änderung der optischen Dop- pelbrechung	Analyse des Polarisations- zustands und Intensitäts- vergleich

Tabelle 1: Optische Modulations- und Meßmethoden

Inzwischen gibt es für viele physikalische Größen Detektionsmöglichkeiten auf Basis der LWL-Technik; so für die Betriebsparameter Druck-, Druckdifferenz, Füllstand, Temperatur oder für die Durchflußmessung und Bestimmung von Teilchenkonzentrationen und -geschwindigkeit.

Aber auch für Drehzahlmessung, Stellungsüberwachung, Dehnungs- und Schwingungserfassung, Messung elektrischer Spannungen u.ä. existieren applikationsreife Angebote. Eine ausführliche Übersicht und Behandlung findet sich u. a. in /2/, /3/. Im Folgenden werden Fasersensorlösungen für Rißdetektion, Dehnungs-/Stauchungserfassung, Bestimmung des Verformungsprofils, der Temperaturverteilung, der Feuchte, für die Messung des statischen Drucks, Aufzeichnung der dynamische Antwort bei Anregung, Beobachtung von Körperschall (Energiewellendetektion) berücksichtigt¹.

¹ Aus Platzgründen muß weitestgehend auf Skizzen und Bildmaterial verzichtet werden. Ausführliche Darstellungen finden sich in der angegebenen Literatur; überblickshaft insbesondere im Kompendium (Lit.-Stelle /16/), das vom IEMB bezogen werden kann.

3. ALLGEMEINE CHARAKTERISTIKA FASEROPTISCHER SENSOREN

Fasersensoren besitzen bestimmte gravierende Vorteile gegenüber herkömmlicher (elektrischer) Technik, die a priori einen störsicheren Einsatz bzw. die Beschaffung bisher nicht möglicher oder nur indirekt zu erhaltender Meßinformationen versprechen. Hauptsächlich sind dies die

- Eigensicherheit und der Verzicht auf elektrische Spannungsversorgung am Meßort (Einsatz in explosionsgefährdeter Umgebung)
- Potentialfreiheit (keine Bildung von "Erdschleifen", d. h. keine Potentialausgleichsströme)
- elektromagnetische Unbeeinflußbarkeit (für Messungen in Nähe von Funk- oder Starkstromanlagen und blitzeinschlaggefährdeten Gebieten)
- hohe Flexibilität bei geringen äußeren Abmessungen.

Für die Nutzung im Bauwesen sind nachfolgende Merkmale von besonderer Bedeutung:

- Ihre F\u00e4higkeit, die Wirkung von Me\u00dfgr\u00f6\u00dfen auf eine Sensorfaser integral oder auch diskret verteilt abzufragen
- die geringen Abmessungen der sensitiven Bereiche und ggf. Anschluß-Elemente (d.h. kaum Beeinflussung des Meßobjekts durch den Sensor selbst sowie durch Anschlußleitungen)
- die Möglichkeit, später nicht mehr zugängliche Stellen abzufragen
- ihre z. T. extrem hohen statischen und dynamischen Auflösungen der Meßgröße
- die Möglichkeit, mit einem Sensorelement mehrere Meßinformationen zu erhalten, beispielsweise Temperatur und Verformung, statische und dynamisch-spektrale Informationen.

Aufbauend auf dem hohen Entwicklungsstand der faseroptischen Nachrichtenübertragung in der Telekommunikation und Automatisierungstechnik können vielfältige Komponenten und Verfahren für die optische Sensorik ebenfalls genutzt werden. Hierzu gehören neuentwickelte Fügetechniken für lösbare (Stecker) und unlösbare (Spleißen und Kleben) Verbindungen hoher optischer Qualität, die notwendige Gerätebasis zur Ansteuerung der Sensoren (Sendebauelemente) und zum Abgriff der optischen Meßinformation (Empfangsbauelemente) sowie eine eigene Familie optischer Meßtechnik.

4. BEISPIELE FÜR SENSORLÖSUNGEN

4.1 Komplex I.: Verteilte faseroptische Sensoren

Einer der herausragenden Vorteile der Meßwertaufnahme mittels einer optischen Faser ist das örtlich "verteilte" Sensieren von Einwirkungen (Meßgrößen) auf dem Faserweg. Dieser kann einige cm bis mehrere 100 m betragen.

Der einfachste Fall eines verteilten Zweipunkt-Sensors (Ja/Nein-Aussage) ist eine Reißkabelschleife, bei der eine Ortsangabe bei eingetretener Schädigung möglich ist. Mit Hilfe eines optischen Rückstreumeßgeräts (OTDR ²) wird an einem Faserende ein schmalbandiger Lichtimpuls eingekoppelt. Dieser Impuls wird an Stör- oder Fehlstellen teilweise oder vollkommen reflektiert, so daß das reflektierte Signal nach Amplitude und Laufzeit ausgemessen werden kann. Aus der Laufzeit der Reflexion ergibt sich der Ort der Störung; aus dem Amplitudenvergleich kann ggf. auf die Art, in jedem Fall aber auf die Intensität der Störung geschlossen werden. Dieses Prinzip der Laufzeitmessung eines optischen Impulses ist Basis verschiedener Konfigurationen verteilter LWL-Sensoren.

4.1.1 Verseilter Sensor /6/

Meßparameter: Dehnung / Dehnungsprofil

Dieser Sensor liefert integral die Dehnung/Stauchung über seine Meßlänge. Sein Aufbau ist wie folgt:

Gegeneinander verdrillte Lichtwellenleiter-Fasern (üblicherweise 3 Stück gleichen Typs) erfahren bei Dehnung an den Knotenpunkten (Überlappungsstellen der Fasern) sog. Mikrobiegungen, die Intensitätsschwankungen der in den einzelnen Fasern geführten Strahlung hervorrufen. Die Strahlungsintensität der Einzelfasern wird gemessen und deren Änderung in Dehnung des Sensors kalibriert (On-Line-Meßverfahren). Der Sensor wird am Anfang und Ende fest mit dem Bauteil verbunden (gespannt).

Bei Einteilung der Sensorfaser in mehrere Meßabschnitte gelingt es, mittels OTDR-Messung, die unterschiedlichen Verformungen in den Meßabschnitten ortsaufgelöst zu erfassen.

² OTDR - Optical Time Domain Reflectometry

Parameter des Sensorsystems:

Sensorabmessung:	Ø = 1,5 mm
Sensorlänge:	max. 25 m
Meßbereich:	± 2,5 mm/m
Meßwertauflösung:	0,08 mm; 0,004 mm (kurzzeitig)
	(bezogen auf 1m Meßbasis)

Applikationsart:

Oberflächenmontage oder Einbettung der Sensorfaser im Baustoff; Einbettung eines vorgefertigten Meßstabs mit integriertem Sensor.

Für ausschließlich integrale Dehnungserfassung genügt nur einfache elektronischoptische Signalkonvertierung.

Anwendungsbeispiel:

Messung von Bodenzerrungen im Martinswerk der Rheinbraun AG, Bergheim

Weitere Anwendungsfelder:

Überwachung der Integrität von Spannbetonbauteilen, deren Spannglieder sowie tragender Konstruktionselemente, z. B. Messung der Dehnungen von gerissenen und ungerissenen Betonbereichen, Rißentstehungskontrolle, Anzeige kritischer Dehnungen infolge Überbeanspruchung, Aufzeichnung der Lastgeschichte, Schadensortung an unterirdischen Bauwerksteilen und Bauten mit hohem Schadenspotential, Überwachung von Gründungsbereichen.

4.1.2 Multireflexionssensor /5/ /6/

Meßparameter: Rißdetektion / Dehnung / Dehnungsprofil

Wie beim verseilten Sensor (Pkt. 4.1.1) wird auch hier die Sensorfaser durch gezielt in den Faserweg eingebaute Störstellen/Reflexionsstellen segmentiert. Die Verformung in den einzelnen Segmenten (Dehnung/Stauchung einer vorgespannten Faser) wird hier ausschließlich durch Laufzeitmessung mittels hochauflösenden OTDR-Geräten ermittelt. Die Anzeige auf dem Display gibt neben der Verformung der Faser (Verkürzung der Laufzeit = Stauchung, Verlängerung = Dehnung) gleichzeitig den Ort der Veränderung an.

Parameter des Sensorsystems:

Sensorfaser:

Ø < 1 mm mit Reflektoren Ø ≈ 1 mm

Sensorlänge: 10 cm bis einige 100 m, Einteilung in max. 15 Meßabschnitte + 15 mm/m

Langzeit-Meßgenauigkeit: ± 0,25 mm

Applikationsart:

Sowohl Einbettung in den Baukörper als auch Oberflächenapplikation (Verbundwerkstoffe, Kunststoff, Stahl, Beton) möglich.

Instrumentierbarkeit:

Hochauflösendes Rückstreumeßgerät mit Display und ggf. Datensammler (PC) wird üblicherweise nur im Rahmen von Service-Messungen angeschlossen.

Langzeitstabilität:

Sehr gut, da die Verformung direkt abgegriffen werden kann.

Anwendungsbeispiel:

Überwachung von 4500 KN-Felsankern an der Edertalsperre.

Weitere Anwendungsfelder:

Messung von Dehnung/Stauchung eines Bauteils mit abschnittsweiser Bewertung der Veränderungen, Kontrolle des Durchlaufverhaltens bei Probebelastungen, Überwachung eines Bauteils hinsichtlich Überlastung (Lastgeschichte), Ausbeulungen, Fremdbeschädigung u. ä., Lokalisierung <u>und</u> Beobachtung von Einzelrissen und Rißfeldern sowie Überwachung von hochbeanspruchten bzw. sicherheitsrelevanten Bauwerksteilen mit der Möglichkeit der Schadenslokalisierung <u>und</u> -bewertung vom Überwachungsort aus, Frühwarnung vor Bauteilversagen (z. B. Turmbauwerke, Brücken, Pipelines).

4.1.3 Faseroptisches Gleitmikrometer /7/ /8/

Meßparameter: Rißdetektion / Dehnung / Dehnungsprofil

Meßabschnitte werden durch einzelne Fasern unterschiedlicher Länge gebildet, die in einem Bündel zusammengefaßt werden. Die Analyse der Laufzeitänderungen in den Einzelfasern gibt Aufschluß über die Größe der Veränderungen in den einzelnen Bereichen des beobachteten Bauteils. Parameter des Sensorsystems:

Applikationsart:

Einbringung des konfektionierten Sensorelements (Sensorfasern müssen in einem Aufnahmeelement gefaßt werden) in Spannelemente oder Bauwerksteile.

Instrumentierbarkeit:

Messung nur mit hochauflösendem Rückstreumeßplatz (Pikosekunden-OTDR) sinnvoll; On-line-Abfrage nicht sinnvoll, da Meßgeräte bislang nicht für den Dauer-Einsatz am Bauwerk gedacht sind, sondern nur zum Zweck von Kontroll- bzw. Service-Messungen angeschlossen werden.

Anwendungsbeispiel:

Messung von Verformungen einer Gebirgsmeßstrecke im Bereich des Südportals des auf der Bundesbahnstrecke Köln-Frankfurt liegenden Kammereck-Tunnels oberhalb der B9.

Weitere Anwendungsfelder:

Erfassung von Baugrundveränderungen, Hangsicherung, Fels- und Dammbeobachtung.

4.1.4 Verteilter Temperatursensor /9/

Meßparameter: Temperatur, Ort der Temperatureinwirkung

Ebenfalls nach dem Prinzip der Rückstreumessung arbeitet der verteilte faseroptische Temperatursensor.

Ein in eine Lichtwellenleiter-Faser eingestrahlter Laserimpuls wird an Störstellen gestreut. Das rückgestreute Licht setzt sich aus verschiedenen spektralen Anteilen zusammen, wobei der Anteil mit der größten Intensität (Rayleigh-Komponente) zur Ortsauflösung genutzt wird, da dieser temperatur<u>un</u>abhängig ist.

Wesentlich energieschwächere rückgestreute Spektralanteile (Raman-Komponenten) bestehen aus den sog. Stokes- und Anti-Stokes-Linien, die stark temperaturabhängig sind. Durch Verhältnisbildung beider Linien kann die Temperaturverteilung entlang der Faser ermittelt werden. Parameter des Sensorsystems:

Meßbereich:	- 170 bis + 470 °C
Max. Länge der Meßschleife:	20 km

Weitere Daten in der folgenden Tabelle:

Kabellänge (Meßbereich)	räumliche Auflösung	Meßzeit	Temperatur- Auflösung
0,5 km	1m	5 s	± 1,0 K
1 km	1m	5 s	± 1,0 K
4 km	1m	10 s	± 1,0 K
10 km	1m	60 s	± 2,5 K
20 km	10m	60 s	± 2,5 K

Tabelle 2: Technische Spezifikation für Temperaturprofil-Sensor

Bevorzugte Applikationsart:

Einbettung in den Baukörper

Anwendungsbeispiel:

Vermessung des Temperaturfeldes an der Basis einer Deponie

Weitere Applikationsfelder:

Eisenbahn- und Straßentunnel, Bewertung der thermischen Vorgänge bei Hydratation im Massenbetonbau, Dämme, Bergbau, unterirdische Speicher, gezielte Feuerbekämpfung durch Lokalisierung von Überhitzungsbereichen.

4.2 Komplex II.: Faseroptische "Punkt"-Sensoren

4.2.1 Extrinsisches Faser-Fabry-Pérot-Interferometer /4/ /10/ /11/ /12/

Meßparameter: Dehnung / Vibration / Schwingungsanalyse

Basis ist die Erfassung von Phasenänderungen, die eine Lichtwelle durch äußere Einwirkungen auf den sensitiven Bereich eines Lichtwellenleiters erfährt. Durch Reflexion zweier Strahlungsanteile an hintereinander angeordneten "Spiegeln" entstehen Interferenzbilder. Beim "externen" Interferometer - EFPI - bilden die Spiegel sich gegenüberstehende Faserenden (Faserstirnflächen). Ein in die Faser eingekoppelter Lichtstrahl reflektiert an den beiden Stirnflächen einen Strahlungsanteil phasenverschoben in die Zuleitungsfaser. Die Amplitude des interferierenden Lichts und die Anzahl der durchlaufenen Interferenzstreifen variieren mit dem Abstand der Stirnflächen (Meßweg).

Parameter des Sensorsystems:

Sensorlänge (Meßbasis):	210 mm
Durchmesser Sensor:	1 mm
Meßbereich (Dehnung):	derzeit 5 ‰
Betriebstemperatur-Bereich:	- 200 bis + 450 °C
Auflösung (Dehnung):	470 pm/10 mm (Ansprechschwelle: 2,4x10 ⁻⁶)

Applikationsart:

Auf Stahl- und Betonoberflächen; einbettbar in Stahlbeton und Spannbeton (Applikation auf Bewehrungsstahl ohne Kavernenbildung)

Instrumentierbarkeit:

Sensoranschluß über LWL-Zuleitung erfolgt an zugehörige Interface-Einheit; Kopplung mit PC oder Oszilloskop zur Meßdatenaufzeichnung

Anwendungsbeispiele:

- Dehnungs- und Schwingungsmessungen am Spannstahl einer Autobahnbrücke in Berlin-Charlottenburg bei Probe- und Verkehrslast.
- Hydratationsbedingte Verformungsmessungen in einer frischbetonierten Stahlbeton-Wand für ein Nachklärbecken im Klärwerk Waßmannsdorf (b. Berlin)

Weitere Anwendungsfelder:

Materialuntersuchungen in der Kunstofftechnik (Aushärtekontrolle, Delaminierung, Matrixbruch), Eigenspannungsuntersuchungen, dynamische Untersuchungen, auf Defekte hinweisende Schallausbreitung in Kunststoffen und mineralischen Baustoffen (Schallemissionskontrolle), Temperaturmessung im elektromagnetisch verseuchten Umfeld und bei tiefen Temperaturen bis -200 °C, Rißbeobachtung an Metall-Oberflächen.

4.2.2 Faser-Feuchtefühler /13/ /14/

Meßparameter: Relative Luftfeuchte

Nutzung der Abhängigkeit der Brechzahl dünner optischer Schichten von der Sorption der Luftfeuchte in nm-großen Poren.

Ein Multimode-Lichtwellenleiter transportiert optische Strahlung einer breitbandigen LED zum Dünnschicht-Interferenzfilter an der Spitze eines Meßfühlers. Das Filter bestimmt durch seine minimalen Abmessungen ($\emptyset \approx 1$ bis 2 mm) die Größe des Meßfühlers, der dadurch zur zerstörungsfreien Messung geeignet ist.

Parameter des Sensorsystems:

Meßbereich:0 bis 60 % RH und 60 bis 95 % RH (je nach Bauform)Auflösung:0,1 % RH

Applikationsart:

Einbau in Gasströmungen, Klimakammern für on-line-Messungen In Erprobung: Einbringung in Bohrlöcher an Bauwerken oder in Schüttgüter.

Anwendungsbeispiel:

Messung von Spurenfeuchte im Gasstrom (z. B. Pipelines), Messung der Ausgleichsfeuchte in Baustoffen

Weitere Anwendungsfelder:

Alle Bereiche, wo die relative Feuchte zu bestimmen ist und wo schnelle Reaktionszeiten bei hoher Genauigkeit gefordert sind.

4.2.3 Faseroptischer Luftporenmesser /15/

Meßaufgabe : Bestimmung des Gehalts und der Verteilung von Lufteinschlüssen in Frischbeton

Das Meßverfahren basiert auf der Lichtbrechung bzw. Reflexion optischer Strahlen an der Grenzfläche zwischen Medien unterschiedlicher Brechungsindizees. Entscheidend für das Verhältnis von Reflexion und Brechung ist die Differenz der Brechzahlen der Medien. Trifft auf die Stirnfläche eines LWL (n_{LWL} ≅ 1,4) ein Lichtstrahl, wird dieser (abhängig vom Winkel) umso stärker reflektiert, je geringer die Brechzahl des umgebenden Mediums ist. Die Intensität der Rückstreuung kann in Luftvolumen-Anteil kalibriert werden, sowohl nach Dichte der Luftblasen als auch nach deren Verteilung.

Parameter des Sensorsystems:

Meßbereich des Luftporenanteils im Frischbeton: 2 bis 7 %

Anwendungsbeispiel:

Prüfung der angelieferten Betonqualität auf der Baustelle.

Weitere Anwendungsfelder:

Luft- bzw. Gasblasen-Anteil in Strömungen.

5. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK /16/

A: Verteilte Sensoren

Von der Vielzahl der Verfahren zur Auswertung von Meßgrößeneinwirkungen auf Sensorfasern sind die Rückstreumeßverfahren (OTDR-Technik) die derzeit aussagekräftigsten, da sie in der Lage sind, eine Längsverformung der Faser in Größe und Ort der Meßeinwirkung aufzulösen. Störeinflüsse auf Zuleitungen können von den Nutzsignalen getrennt erfaßt werden. Die Gerätebasis für solche hochgenauen Messungen (im mm- und Sub-mm-Bereich) ist jedoch sehr aufwendig (100.000 bis 150.000 DM) und derzeit für die Laborforschung konzipiert; daher im günstigsten Fall bedingt feldtauglich.

Gegenwärtig existieren eine Reihe von Rückstreumeßgeräten, die unter Feldbedingungen gute Ergebnisse liefern, allerdings eine wesentlich geringere Ortsauflösung (cm-Bereich) besitzen. Alle Rüchstreumeßverfahren sind derzeit nicht in der Lage, dynamische Veränderungen anzuzeigen. Hier wird in den nächsten Jahren ein Durchbruch bei den OFDR³-Verfahren erwartet.

Parallel mit der Geräteweiterentwicklung wird sich die notwendige Sensoranpassung an Bauwerksmeßaufgaben und ggf. für die Geotechnik vollziehen. Mittelfristig ist eine starke Zunahme von verteilten Sensoren auf Basis spektrometrischer Effekte zu erwarten. Derartige Sensoreffekte werden bereits in der Biochemie, in der Medizin und in der Umweltmeßtechnik erprobt. Eine Nutzbarmachung dieses Meßprinzips zur **Erfassung von physikalischen und chemischen Zuständen der Bausubstanz**, z. B. Feuchteverteilung und deren Änderung, liegt auf der Hand.

Ein gravierender Nachteil bisher nutzbarer verteilter Sensoranordnungen ist, daß die Sensorabschnitte einzeln bzw. die Bezugspunkte in der Faser in "Handarbeit" gefertigt werden müssen. Eine künftige Alternative werden beispielsweise sog.

³ OFDR: Optical Frequency Domain Reflektometry

- 43 -

in-line-Bragg-Fasern darstellen, die während des Ziehprozesses der Fasern mit einer beliebig großen Anzahl von Sensorbereichen im Faserlauf hergestellt werden könn-ten. (Auf gleiche Weise können die Reflektoren auf dem Faserweg eines Multirefle-xionssensors kontinuierlich hergestellt werden). Erste in-situ-Anwendungen von Bragg-Fasern im Bauwesen sind in 2 bis 3 Jahren zu erwarten. Wesentlich neue Leistungsmerkmale werden Sensorfasern als verteilte Sensoren erhalten, wenn eine feldtaugliche Nutzung der stimulierten Brillouin-Streuung (SBS) in gewöhnlichen Lichtleitfasern möglich wird. SBS ist ein nichtlinearer optischer Effekt, der in der Telekommunikation störend wirkt, in der Sensortechnik jedoch sehr vorteilhaft ausgenutzt werden kann. Er beruht auf der Tatsache, daß in der Lichtleitfaser, wie in jedem Festkörper, thermisch induzierte elastische Wellen - Schallwellen (Phonen) schwingen. Besonderer Vorteil ist die Nutzung einer nicht besonders konfektionierten Faser (z. B. einer Kommunikationsfaser) als Sensorfaser. Gegenwärtig wird an der Entwicklung entsprechender optoelektronischer Auswertesysteme gearbeitet.

B: Punkt-Sensoren

Wenn auch die verteilten faseroptischen Sensoren für die integrierte Bauteilbeobachtung den größten Innovationssprung gegenüber herkömmlichen Monitoring-Meßtechniken für Bauwerke darstellen, bieten die faseroptischen Punkt-Sensoren für hochauflösende Messungen, insbesondere bei Gefahr einer elektromagnetischen Beeinflussung der Meßaufzeichnungen, hervorragende Einsatzcharakteristika. Auf Basis der bisherigen Entwicklung von interferometrischen Punktsensoren für **statische und dynamische Verformungsmessungen** werden für diese Meßaufgaben kurz- bis mittelfristig unterschiedliche, typisierte Meßfühler (Katalogauswahl entsprechend Meßaufgabe) angeboten werden.

Ein beachtenswerter Vorzug des interferometrischen Verfahrens ist die Kalibriermöglichkeit durch die Meßgröße selbst. Durch Bezug auf die Senderlichtwellenlänge können die Meßwerte nach der Kalibrierung absolut angegeben werden. Gegenwärtig noch bestehende Schwierigkeiten mit der Speicherung des Meßstatus' (Stellung des Meßabgriffs) bei Abschaltung der Aufzeichnungsanlage und mit der Registrierung einer in der Meßpause sich umkehrenden Verformungsrichtung werden durch die Weiterentwicklung des Meßverfahrens überwunden. Ein feldtaugliches Erfassungsystem für mehrere Meßstellen wird in ca. 1 bis 2 Jahren zu einem akzeptablen Preis verfügbar sein; im Sommer 1994 wird eine 6-kanalige Aufzeichnungsanlage im IEMB Berlin bereitstehen. Bisher in der Bauwerksüberwachung überhaupt nicht ausgelotet ist die Nutzungsmöglichkeit der hohen dynamischen Empfindlichkeit interferometrischer Sensoren (dynamische Antwort bei Anregung) für eine Beurteilung der Integrität der Struktur (Steifigkeitsverhalten) bzw. für die Anzeige einer beginnenden Schädigung (Identifikation und Lokalisierung von Rißbildungen, von Gefügezerstörungen und von Fremdbeschädigungen/Anschlägen). Versuche hierzu wurden im IEMB erfolgreich durchgeführt und werden an realer Bausubstanz fortgesetzt.

Eine weitere interessante Gruppe faseroptischer Punkt-Sensoren, die eine zerstörungsfreie Langzeitbeobachtung der Bausubstanz ermöglichen würde, werden künftig **spektral-modulierte Meßköpfe zur Erfassung chemischer Belastungen des Betons** bzw. der verwendeten Baustoffe sein. Derartige Sensoren, die elektrisch neutral sind und sehr kleine Abmessungen besitzen (nur wenige Millimeter im Durchmesser), lassen sich zerstörungsarm auch nachträglich in vorhandene Bausubstanz einbringen. Auf diese Weise können interessierende bzw. später nicht mehr einfach zugängliche Betonbereiche überwacht werden. Es ist zu erwarten, daß faseroptische Salz-Meßsonden für Beton, zunächst für eine Schwellwertanzeige, in den nächsten 2 bis 3 Jahren vorliegen werden.

LITERATUR

- /1/ Holst, A.; Hoppstock, M.; Maschkowitz, F.: Klassifizierung faseroptischer Sensoren. In: Feingerätetechnik. - Berlin 35(1986)11, S. 495 - 498 sowie Aktualisierung in: Feingerätetechnik. - Berlin 39(1990)11, S. 499 - 501
- /2/ Hauptmann, P.: Sensoren: Prinzipien und Anwendungen. München ; Wien : Hanser, 1990 ISBN 3-446-16073-6
- /3/ Culshaw, B., Dakin, J.: Optical Fiber Sensors, Bd. 2.Artech House 1989
- /4/ Habel, W.; Hofmann, D.; Basedau, F.: Dehnungs- und Schwingungsmessungen mit Lichtwellenleiter-Sensoren an einer Autobahn-Brücke in Berlin-Charlottenburg. Kurzinformation des IEMB Berlin, Nr. 25/93.
- /5/ Zimmermann, B., D.; Claus, R. O.: Spatially Multiplexed Optical Fiber Time Domain Sensors for Civil Engineering Applications. Applications of Fiber Optic Sensors in Engieneering Mechanics. ASCE New York, 1993
- /6/ Referenzliste Überwachung mit Lichtwellenleitersensoren, SICOM GmbH Köln, Stand Febr. 1993
- /7/ Prospekt Lichtwellenleitersensoren Fa. SICOM GmbH Köln, 1991

- /8/ Wolff, R.; Mießeler H.-J.: Neuartige Lichtwellenleitersensoren für die Überwachung von Felsbauwerken, Fels- und Erdankern und Gebirgmeßstrecken. Tunnel (1992)5, S. 229-236.
- /9/ Großwig, S., u. a.: Fibre optic temperature sensing: A new tool for temperature measurements. Presentation at the General Assembly of the Intern. Ass. of Seismology and Physics of the Earth's Interior, Wellington, New Zealand 1994.
- /10/ Technischer Bericht 4-1.94: Dehnungsmessungen mit Lichtwellenleiter-Sensoren an der Rampenbrücke Kurt-Schumacher-Damm in Berlin-Charlottenburg. IEMB Berlin, 1994
- /11/ Technischer Bericht 4-17.94: Dehnungsmessungen in einer Stahlbetonwand eines Nachklärbeckens während des Hydratationsprozesses mittels faseroptischer Interferometer-Sensoren. IEMB Berlin, 1994
- /12/ Murphy. K. A.; u.a.: Extrinsic Fabry-Pérot optical fiber sensor. 8th Opt. Fib. Sens. Conf., Jan. '92 Monterey, CA. (USA). Conf. Proc. pp. 193-196.
- /13/ Holst, A.: Technischer Bericht 4 9.94. IEMB Berlin, 1994
- /14/ Schwotzer, G.; u. a.: A novel wavelength encoded fiber optic humidity measuring device. 9th Optical fiber sensors conference May 1993 Firence/Italy, 4 Seiten (Postdeadline paper)
- /15/ Ansari, Farhad: Insitu Determination of Entrained Air in freshly mixed concrete using fiber optics - a nondestructive approach. Final Report, Strategic Highway research Program. New Jersey Research Institute of Technology, Newark, N.J. 07102, Febr. 1990.
- /16/ Habel, W.: Kompendium "Faseroptische Sensortechnik f
 ür Me
 ß- und Monitoring-Aufgaben des Bauingenieurwesens". IEMB Berlin, 1993.



DIGITAL-INKLINOMETER Funktion und Anwendung

Franz Glötzl

1. EINLEITUNG

Digital-Inklinometer/Neigungsmesser finden ihren Einsatz in Fällen, in denen es darum geht, Bewegungen an/in/unter und um Bauwerke zu erfassen. Dort wo der geodätischen Vermessung und Beobachtung Grenzen gesetzt sind, werden mit mobilen und stationären Meßeinrichtungen Bewegungsabläufe in der Regel an unzugänglichen Stellen z. B. in speziellen Meßbohrungen erfaßt.

Der Stand der Technik erlaubt und gebietet es, daß ein solches Instrumentarium zur meßtechnischen Überwachung von schwierigen Baumaßmahmen eingesetzt wird. Die in der Regel von Technikern oder Ingenieuren durchzuführenden Messungen geben Aufschluß über Standsicherheit des Bauwerkes und des Bauumfeldes als einen unverzichtbaren Bestandteil des Bauablaufes. Als repräsentativer Einsatz sei genannt die Baugruben- und Bauwerksüberwachung im innerstädtischen Bereich, wobei es gilt, gerade bei schwierigen Baugrundverhältnissen oder setzungsempfindlicher Nachbarbebauung, mittels Neigungsmessungen die auftretenden Verformungen zu erfassen und zu dokumentieren. Die Größe der Verformungen können von ausschlaggebender Bedeutung für das Bauumfeld, das Bauwerk selbst und eventuell einzuleitender Sicherungsmaßnahmen sein.

Baustellengerechte Handhabung, zuverlässige Instrumente, hohe und reproduzierbare Genauigkeiten ließen die Neigungsmessungen mit zu einem der wichtigsten Verfahren in der geotechnischen Meßtechnik werden.

Die zur Verfügung stehenden Geräte erlauben zum einen eine horizontale Bewegungserfassung in den Achsen "X/Y" in der dazugehörigen Teufe - und somit auch eine räumliche Zuordnung der Hauptbewegungsrichtung - und zum zweiten eine vertikale Setzungs- oder Hebungsmessung in der Achse "Z" ohne Erfassung der horizontalen Lage.

2. MESSEINRICHTUNG

Die Meßausrüstung (Abb.1) besteht im wesentlichen aus den nachstehend aufgeführten Elementen.

- (1) Neigungsmeßsonde: Die Standardmeßbasis beträgt 0.5 m und 1 m. Größere Sondenlängen stehen für besondere Meßaufgaben zur Verfügung. Die Führung im Meßrohr erfolgt in der Regel mittels Rollen in Laufnuten, die über eine Wippenführung eine präzise, zentrische Meßlage der Sonde gewährleisten. Weitere Möglichkeiten von Spezialanwendungen sind Führung der Sonde mit Kufen als Meßschlitten, hydraulische oder pneumatische Anpreßvorrichtungen und 3- oder 4-Punkt-Zentrier- und Führungseinrichtungen, die über Federkräfte wirken.
- (2) Meßkabel: Verwendung findet ein Kabel mit Verstärkung, das in der Lage ist, die Zugkräfte, bedingt durch die Sondenfahrt, aufzunehmen. Eine hohe Längenstabilität ist erforderlich für eine reproduzierbare Sondenpositionierung bei Wiederholungsmessungen. Am Kabel angebrachte Markierungen, im Minimum in Sondenlänge, dienen der Positionierung. Kabeltrommeln, die mit Schleifringkontakten ausgerüstet sind, erleichtern das Arbeiten im Felde und schonen Kabel und Markierungen.
- (3) Anzeigegeräte: Der Stand der Technik macht es möglich, mit einer vertretbaren Kostengröße Geräte einzusetzen, die in der Lage sind, den und Meßablauf zu steuern Meßwerte zu speichern. Vielseitige Auswertesoftware und PC-Lösungen bieten die Möglichkeit der unmittelbaren Verfügbarkeit von Meßergebnissen.
- (4) Zubehör: Je nach Lieferant wird eine Reihe von nützlichem Zubehör angeboten. Dies sind z. B. Führungsaufsätze für Meßrohre, verschiedene Transportbehältnisse, Blindsondenausrüstungen und Kalibrierrahmen.



Abb.1: Meßausrüstung - Werkfoto Glötzl

2.1 Meßprinzip

Zur Erfassung von Neigungswinkeln wurden in den vergangenen Jahren eine Reihe unterschiedlichster Sensoren entwickelt und eingesetzt (BLÜMEL 1982). Verwendung finden in der Regel handelsübliche Sensoren. die als Beschleunigungsmesser nach dem Prinzip der Servo-Accelerometer arbeiten und in stationären als auch mobilen Sonden eingesetzt werden. Je nach Meßaufgabe und Anwendung sind die Sonden mit einem oder 900 zueinander zwei um versetzten Aufnehmern ausgerüstet. Hiermit werden bei vertikalen Meßsonden die Neiaunaen gegenüber der vertikalen Meßachse in zwei Ebenen gleichzeitig erfaßt. Der von den Sensoren angezeigte Meßwert ist gleich dem Sinus des Neigungswinkels und verhält sich proportional zur Meßspannung. In Abbildung 2 ist der Aufbau einer Neigungsmeßsonde mit einem Sensor dargestellt.



Abb.2: Aufbau Sonde

Zur Erfassung einer korrekten Meßlinie ist es erforderlich, einen Polygonzug herzustellen, was durch Positionierung der Sonde im Führungsrollenabstand geschieht. Somit kommt die in Führungsrichtung befindliche hintere Sondenführung immer auf die Position der zuvor vorderen Führungseinheit.

2.2 Datenerfassung und Übertragung

Die Übertragung der Meßwerte, von der Sonde zum Anzeigegerät über das Meßkabel, kann auf verschiedene Arten durchgeführt werden.

2.2.1 Standard-Analog-Sonde

Bisheriger Stand der Technik war es, auf Grund der verfügbaren Baugruppen die Meßwerte analog zu übertragen. Hierzu wurden in den Sonden Verstärkereinheiten installiert, mit welchen die Ausgangssignale der Sensoren auf eine Einheitsgröße verstärkt und Nullpunkte korrigiert werden konnten. Die analoge Übertragung einer eingeprägten Spannung oder eines Stromsignales wird jedoch in seiner Qualität und Genauigkeit durch unterschiedlichste Einflüsse beeinträchtigt. Genannt seien Kabellänge, Übergangswiderstände an Schleifringkontakten und Steckverbindern sowie Anzeigegeräte. Eigenheiten der Sensoren wie Linearitätsfehler und mechanische Fehlstellung der Meßachsen sind hierbei dem Geschick einer Kalibrierung überlassen. Aus Abbildung 3 sind der Aufbau sowie die möglichen Störpunkte, mit "x" gekennzeichnet, ersichtlich.



Abb.3: Prinzipieller Aufbau der Standard-Analog-Sonde

2.2.2 Analog-EEProm-Sonde

Eine Verbesserung in Bezug auf Absolutmessung und Austauschbarkeit der Sonden wurde durch eine EEProm-Sonde mit einem nichtflüchtigen Speicher erreicht. In ihm sind alle Kalibrierwerte werkseitig gespeichert und werden vor jeder Messung automatisch von speziellen Anzeigegeräten ausgelesen und zur Korrektur der laufenden Meßdaten verwendet. Die Vorteile liegen im weiteren in der Vermeidung von Nullpunkts- und Sensorverdrehungsfehlern. Abbildung 4 zeigt den Aufbau der Meßeinrichtung, wobei die erwähnten möglichen Störungen der Standard-Analog-Sonde nicht ausgeschaltet werden können.



Abb.4: Prinzipieller Aufbau der Analog-EEProm-Sonde

2.2.3 Analog-Digital-Sonde

Die analogen Meßwerte der Sensoren werden in der Sonde mit einem Controller

digital gewandelt, und Nullpunktsabweichungen und Fehlstellungen der Meßrichtungen mit Korrekturwerten, die aus der Kalibrierung gewonnen werden, verrechnet. Fehlerhafte Übertragungen werden sofort erkannt und eindeutig identifiziert. Im wesentlichen lassen sich die Vorteile dieser Technologie, siehe Abbildung 5, wie folgt nennen:

- Neueste Microcontrollertechnik
- Eingebauter AD-Wandler mit 16-Bit-Auflösung +/- 32000
- Datenübertragung digital ohne Störung über eine serielle Schnittstelle
- Echtwert-Meßwerte durch Korrektur und Berechnung der Rohwerte im Controller
- Meßwerte erfaßbar mit jedem PC-Laptop, Notebook etc.
- Sonde einfach kalibrierbar, Sondenhistorie im EEProm gespeichert
- Kostengünstige Lösung für eine Erstversion in Verbindung mit PC-Notebook
- Sonde mit Pass-Code gegen Fremdbenutzung, auch bei Verlust, gesichert

Zur Erfassung der Meßwerte bieten sich zwei Möglichkeiten wie in Abbildung 5 dargestellt:

- Feldmeßgerät mit digitaler Schnittstelle zum Einlesen der digitalen Meßwerte und Speicherung bis zur Übergabe an eine Auswertesoftware.
- Direkte Anzeige der Meßdaten mit einem PC-Notebook, dessen Software kostengünstige Lösungen für Spezialeinsätze bietet. Während einer Messung lassen sich auf dem Bildschirm des Rechners eine Reihe von Darstellungen, Meßwerte, Teufenlage der Sonde, Umschlagsmeßwerte, grafische Darstellung des Meßrohrverlaufes, Position in der Schlitzwand und vieles mehr darstellen.



Abb.5: Prinzipieller Aufbau der Analog-Digital-Sonde

3. STANDARD-VERTIKAL-MESSUNG

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 + B-Richtung). Die Ausgabe am Anzeigegerät erfolgt in der Regel als Sinus des Neigungswinkels oder als horizontale Abweichung (mm/Schritt).

Für eine höhere Meßgenauigkeit und zur Ausschaltung von Meßfehlern sollte zusätzlich eine Umschlagsmessung mit 180° gedrehter Sonde ausgeführt werden. Durch Summation der Meßwerte wird der Bohrlochverlauf bzw. die absolute Lage des Meßrohres ermittelt. Zur Redundanz und Sicherung der 0 - Messung ist diese zweifach aufzunehmen.

Die Deformation (Relativverschiebung) und deren Geschwindigkeit ergibt sich aus dem Vergleich zweier oder mehrerer zeitlich aufeinanderfolgender Messungen. Die Abbildung 6 zeigt das Meßverfahren und die Arbeitsweise einer Meßachse.



Abb.6: Meßverfahren der Vertikal-Messung

4. STANDARD-HORIZONTAL-MESSUNG

Die Horizontal-Neigungsmeßsonde dient zur Messung von Vertikalverformungen in horizontal eingebauten Führungsrohren mit dem Ziel der Setzungsermittlung und Standsicherheit von Bauwerken. Zur Erfassung von Meßwerten wird die Sonde über ein leichtes Gestänge bzw. mit Hilfe eines Seilzuges durch das Führungsrohr gezogen und schrittweise positioniert. Sie wird in den Nuten des Führungsrohres über zwei gefederte Wippen mit je zwei Rädern geführt und ist mit einem Sensor (Winkelaufnehmer) ausgerüstet, der die Neigung der Sonde zur Horizontalen erfaßt. Die Ausgabe des Meßwertes am Anzeigegerät erfolgt entweder als Sinus des Winkels oder als vertikale Abweichung (mm/Schritt). Für eine höhere Meßgenauigkeit ist zu empfehlen, das Meßrohr grundsätzlich in einer zweiten gedrehten Sondenlage zu messen. Für diesen Zweck ist die Horizontalsonde mit einem zweiten Steckverbinder zum Anschluß des Meßkabels für eine Umschlagsmessung ausgerüstet. Die Setzungs- oder Hebungsberechnung erfolgt durch den Vergleich zweier oder mehrerer aufeinanderfolgender Messungen.

Zur Ermittlung der absoluten Höhenlage eines Meßrohres über die Berechnung der Summenlinie der Einzelabweichungen empfiehlt sich die Anbindung der Rohrenden an die geodätischen Höhen. Die folgende Abbildung 7 zeigt ein Standard-Einbauprinzip zur Setzungsermittlung unter Schüttungen.



Abb.7: Standard-Einbauprinzip für Horizontal-Neigungsmessungen

5. EINSATZGEBIETE DER NEIGUNGSMESSUNGEN

In den vergangenen Jahren hat sich für Neigungsmessungen ein breites Betätigungsfeld ergeben, das sich ständig durch neue Meßaufgaben erweitert. Nachfolgend sind die bekanntesten, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, aufgeführt.

Für Meßeinsätze ohne Erschwernisse kann ein Zeitbedarf mit einer Grundzeit von 15 Minuten je Meßpegel und ca. 2 Minuten je Meßschritt angesetzt werden. Zugänglichkeit, Umfeld und Art der Messung sind für die Qualität und den Zeitbedarf von entscheidender Bedeutung. Die Frage nach der zu erwartenden Genauigkeit kann in der Praxis mit < 0,1 mm/Meßschritt angegeben werden. Somit ist bei einem Meßpegel von ca. 20 m Länge und bei 20 Meßpunkten die Streubreite für Bewertungen von Verformungen mit < +/-2 mm zu erwarten.

In speziellen Anwendungsfällen und bei entsprechenden Vorausetzungen lassen sich Genauigkeiten bis 0.01 mm/Meßschritt erreichen.

5.1 Klassische Einsatzgebiete, Abb.8

- Standsicherheitsüberwachung von rutschgefährdeten Hängen, Bauwerken, Stau- und Straßendämmen
- Ermittlung von Gleitflächen in Rutschungen zur Einleitung von Überwachungs- und Sanierungsmaßnahmen
- Hangsicherung und Verformungsmessungen im Tagebau bis 500 m Teufe

5.2 Baubegleitende Verwendungen, Abb.9

- Neigungsmessungen an Baugrubenwänden neben und über Tunnelröhren
- Lage und Verformung an und in Bohrpfählen und bei Probebelastungen
- Bewegungsmessungen und Standsicherheitsüberwachung an Spundwänden
 z. B. Ausschachtungen und Hafenbecken
- Bewegungsmessungen in Deponien vertikal und Setzungsmessungen horizontal



Abb.8: Darstellung einer Rutschung



Abb.9: Baugrubenüberwachung

5.3 Sondermeßaufgaben

Aus einer großen Anzahl von Sonderanwendungen sind nachstehend einige wesentliche genannt.

Schlitzwände: Vertikalitätsnachweis, Meßeinrichtung dargestellt in Abbildung 10; nach Erstellung der Wände Langzeitüberwachung dieser in Meßrohren

Bohrungen: Vertikalitätsnachweis in Bohrungen, Rohren und Pfählen mit der Neigungsmeßsonde

Bergbau: Überwachung von Verfüllmaßnahmen, Kavernen, Strecken etc.

Forschung: Simulation von Endlagern und deren Auswirkung auf das Umfeld/Gebirgsverhalten



Abb.10: Meßeinrichtung für Schlitzwandvermessung

6. MESSROHRE

In der Regel werden die Neigungsmessungen in speziellen Meßrohren, die mit Laufnuten zur Sondenführung ausgestattet sind, ausgeführt. Glatte und handelsübliche Rohre haben sich nicht durchgesetzt, da eine genaue Führung der Sonde und präzise Setzgenauigkeit maßgebend sind für eine verwertbare Messung. Die genaue Teufenlage wird über das Meßkabel ermittelt und die Verdrehung um die Längsachse durch die Laufnuten ausgerichtet. Eine exakte Drehung der Sonde um 180° ist damit für eine Umschlagsmessung gegeben. Für die vielfältigen Meßaufgaben stehen unterschiedliche Meßrohre zur Verfügung, wovon nachstehend einige mit möglicher Verwendbarkeit aufgeführt sind.

Material/	Anwendung/	Einschrän-	
Abmessung:	Abmessung: Meßaufgaben:		
Aluminium 50 mm/ 2"	Kurzfristige Meßaufgaben mit hoher Genauigkeits- anforderung	korrosions- gefährdet	
	Hangrutschung, hohe Eigenstabilität, dadurch ge- ringere punktuelle Verformung		
	Pfahlversuche, widerstandsfähig beim Einbau; die Oberflächengüte gewährleistet eine präzise Sonden- führung.		
	Bohrlocheinbau, für größere Teufen, geringe Tor- sion durch Eigensteifigkeit (z. B. +/-5°/30 m)		
	Bohrlochvermessung, temporäre Instrumentierung		
	Spezialinstrumentierung, Umgebungstemperaturen > 50 °C.		
	Freimontage an Wänden, Elementen etc.		
PVC / ABS	Langfristige Meßeinsätze:	geringe Eigen-	
50 mm/ 2"	Standardinstrumentierung bis ca. 50 m Teufe	steifigkeit	
	Erfassung kleiner örtlicher Verformung wegen geringer Eigenstabilität		
ABS	Haupteinsatzgebiet horizontaler Einbau für	Druckbela-	
75 mm/ 3"	Setzungsmessungen	stung maximal	
	Erfassung größerer Deformationen in vertikalen Meßpegeln z. B. Deponiebau	2 bar	

Sonderanwendungen sind möglich in Verbindung mit Setzungsmeßeinrichtungen, Piezometerspitzen am Rohrfuß, Einbau von Filterstrecken und als offene Wasserstandsmeßpegel.

6.1 Installation der Meßrohre

Der Einbau der Meßrohre ist von ausschlaggebender Bedeutung für eine einwandfreie Funktion der Neigungsmeßpegel. Es ist darauf zu achten, daß ein formschlüssiger Verbund zum umgebenden/anstehenden Material hergestellt wird und von diesem keine Beeinflussung auf die zu erwartende Verformung ausgeübt wird.

Grundsätzlich ist die Regel anzuwenden, daß zur Verfüllung des Ringraumes Material verwendet wird, welches dem aus dem Bohrloch entnommenen entspricht. Die auf dem Markt befindlichen Baustoffe ermöglichen es, entsprechende Mischungen herzustellen. Die Verfüllung kann in breiiger bis flüssiger Konsistenz erfolgen.

In Lockermaterial und bei Klüften ist die Zugabe von Feinkies zweckmäßig, beziehungsweise besteht u. U. die Notwendigkeit, das Bohrloch vor Einbau des Meßrohres mit einem wasserdurchlässigen Textilschlauch entsprechend dem Bohrlochdurchmessers auszukleiden und hierin den Einbau vorzunehmen. Dies ist immer dann der Fall, wenn die Verfüllsuspension über die Klüfte abfließen kann.Im sandigen und kieshaltigen Untergrund ist eine Verfüllung des

Ringraumes mit feinem Kies zweckmäßig. Bei anstehenden Felsformationen



Abb.11: Montage der Meßrohre

sollte eine Verkiesung unter Zugabe von Zementsuspension erfolgen. Generell ist eine reine Sandverfüllung, wenn nicht eingespült, zu vermeiden, da sich die Sandpartikel an hervorstehenden Teilen Verbindungsmuffen, wie Zentrierstücken und Zusatzinstrumentierungen aufstauen können und somit Teilstrecken unverfüllt bleiben. In den meisten Fällen bedeutet dies den totalen Ausfall des Meßrohres. Als Alternative bietet Filterkies immer die besseren Verfülleigenschaften.

Die Montage der Meßrohre geschieht auf zwei Arten wie in Abbildung 11 dargestellt.

(1) Rohrverbindung auf Stoß

Die Montage der Meßrohre sollte nach

Möglichkeit auf Stoß in den Muffen ausgeführt werden.

(2) Rohrverbindung mit Abstand für Setzungen

Beim Einbau der Meßrohre in Schüttungen, bei denen auf Grund des anstehenden Materials Setzungen zu erwarten sind, sollten die Meßrohre mit einem Abstand innerhalb der Verbindungsmuffen installiert werden, um die Setzungen in diesen Bereichen aufzunehmen. Werden die Rohre ohne Abstand montiert, führen eintretende Setzungen eventuell dazu, daß es über die Kräfte der Mantelreibung zu unkontrollierten Auslenkungen kommen könnte, die als Deformation erfaßt werden würden.

Nach Möglichkeit sollte beim Einbau in Bohrungen der Fußpunkt so gewählt werden, daß er als Festpunkt bei der Auswertung angenommen werden kann. Ist dies nicht möglich, bleibt nur die geodätische Anbindung des Kopfpunktes. Die mit der Vermessung erzielbare Genauigkeit ist hierbei in die Gesamtbetrachtung der Meßergebnisse mit einzubeziehen.

Für den horizontalen Einbau von Meßrohren gilt gleiches wie in Abbildung 11 unter Pos. 1 und 2 dargestellt. Zur Lageorientierung und zur sicheren Anbindung an die Setzungsvorgänge werden Meßrohre für diese Anwendungen in Abständen von ca. 3 - 6 m mit Setzungsplatten versehen. Die Abbildung 12 zeigt Meßrohre, Verbindungsstücke, Montagematerial und Montageteile.

Nach dem Einbau der Meßrohre, der Verfüllung sowie vor jeder Messung sollte die Gangbarkeit mit einer Blindsonde überprüft werden. Bei Störungen wird somit die wertvolle Meßeinrichtung vor Verlust oder Schaden geschützt.



Abb.12: Meßrohre - Werkfoto Glötzl

6.2 Nullmessung

Vor der ersten Messung (Nullmessung) sollte grundsätzlich eine Befahrung des Meßrohres mit einer Blindsonde erfolgen, wobei auch darauf zu achten ist, daß keine Schmutzteile an der Sondenführung vorhanden sind. Zur Erzielung der erforderlichen Meßgenauigkeit sollte in einem solchen Störfalle eine Spülung des Meßrohres mit Wasser vorgenommen werden, was auch grundsätzlich nach jeder Installation geschehen sollte.

Der Zeitpunkt für die Nullmessung muß so frühzeitig festgelegt werden, daß noch keine wesentlichen Verformungen eintreten konnten. Anzahl und Zeitpunkt der Folgemessungen sind mit dem Bauablauf abzustimmen und erfordern entsprechende Erfahrung, um die gewünschten Aussagen zur Interpretation zu erhalten.

7. <u>MESSWERT-AUSWERTUNG</u>

Die auf dem Markt zur Verfügung stehende Software ist geeignet, in Verbindung mit entsprechenden Meßwerterfassungsgeräten, eine Auswertung unmittelbar nach der Messung auszuführen. Hiermit ist gewährleistet, daß Veränderungen kurzfristig erfaßt und erforderliche Gegenmaßnahmen eingeleitet werden können. PC-Notebooks und Drucker ermöglichen einen uneingeschränkten Feldeinsatz und sind bestens geeignet für Messungen auch in sogenannten heißen Phasen.

Die Arbeitsweise der Neigungsmeßsonden, Berechnungsverfahren, Fehlerbetrachtungen und Meßabläufe sind in der angeführten Literatur ausführlich beschrieben und nicht im einzelnen Bestandteil dieser Ausführungen.

7.1 Software-Funktionen

Die wesentlichen Leistungsmerkmale einer Software sind:

-	Menüsteuerung	-	manuelle Dateneingabe
-	allgemeine Parametereingaben	-	automatisches Dateneinlesen
-	Tabelle Bohrlochverlauf	-	Datenkorrektur
-	Tabellenausdrucke Deformation	-	Texte definieren
-	Plotausgabe Bohrlochverlauf	-	Eingabe Korrekturwerte
-	Plotausgabe Deformation	-	Druckerausgabe definieren
-	Plot differentielle Deformation	-	Plotausgabe definieren
-	Plot perspektivische Darstellung	-	Sprache wählen
-	Datenausgabe auf Datenfiles	-	Bildschirmausgabe der Meßwerte

7.2 Auswertebeispiele

Die verfügbaren Auswerteprogramme bieten eine Fülle von Möglichkeiten, Meßwerte darzustellen, die nachstehend in Kurzform erläutert werden.

7.2.1 Bohrlochverlauf

Die erfaßten Meßwerte werden durch das Auswerteprogramm aufgelistet und in Tabellenform dargestellt. Abbildung 13 zeigt ein Listenbeispiel für den Bohrlochverlauf.

Die gemittelten Umschlagswerte werden addiert und stellen in der Summe den Bohrlochverlauf dar. In Abbildung 14 sind die Meßwerte

LO	ETZL						BLOTZL M	P 7.00.00
	SSTECHNI	K MDH					Datum	87.82.9
Forlenweg 11						Swite:	2	
-751	2 Rheins	tetten 4						
301	RLOC	HVEF	LAUF	·				
auvo	rhaben	I TEST	DATEN		eBreihen	-Nr. 1 1		
elst	ellen-Nr	. : 4						
atum	d. Mess	1.1 26.0	2.1987	P	ege)	2 1	MAK 1	
age	s.1.Mess	1.1 216						
onde	egnälange	: 1.0		ĸ	ennung	1 1	ST	
ax.	Tiefe	1 19 m		S	achbearb	witer: H	AB	
estp	unkt	: UNTE	N	B	emerkung	ien i k	EINE	
ELTA	H	1 8 cm		S	INUS-Fak	tor X1 1		
ELTA	A	: 8		ĸ	onstante	A 18	1/10 mm/	-
ELTA	B	1 0 CM		K	onstante		1/10	-
OK		18 .		H	inkel A	> A' 1 8		
orre	ktur KPT	18.						
Net	TIFEE	ACUPE	· • · 1	ADURE		-	de com a man	
	TIEFE	HUNDE		HCHOL	u -u	BOHRL	DCH	
		A'	SUM A'	B. 1	SUM B'			
	(=)	(ca)	(cm)	(cm)	(cm)	R(cm)	(GRAD)	
	8.88	8.88	50.18	0.00	3.10	50.28	3.63	
1	1.00	2.25	47.93	8.78	2.28	47.98	2.72	
2	2.00	1.00	46.13	8.63	1.64	46.15	2.84	
23	2.08	1.68	46.13	8.63	1.64	46.15	2.84	
234	2.00 3.00 4.00	1.60	46.13 44.50 42.99	8.55 8.36	1.64 1.88 8.78	46.15 44.51 42.99	2.84 1.39 8.94	
2345	2.00 3.00 4.00 5.00	1.60 1.63 1.51 2.00	46.13 44.50 42.99 48.91	0.63 0.56 0.30 0.14	1.64 1.88 8.78 8.36	46.15 44.51 42.99 48.91	2.84 1.39 8.94 8.78	
23454	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00	1.00 1.63 1.51 2.00 2.44	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47	8.55 8.36 8.14 8.87	1.64 1.88 8.78 8.36 8.49	46.15 44.51 42.99 48.91 38.47	2.84 1.39 8.94 8.78 8.73	
234567	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00	1.00 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78	8.63 8.56 8.38 9.14 8.87 8.87	1.64 1.00 0.70 0.56 0.49 0.43	46.15 44.51 42.99 40.91 38.47 35.79	2.84 1.39 8.94 8.78 8.73 8.69	
2345678	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.05	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76	8.63 8.56 8.38 9.14 8.87 8.86 -8.46	1.64 1.00 0.70 0.56 0.49 0.43 0.89	46.15 44.51 42.99 40.91 38.47 35.79 32.78	2.84 1.39 8.94 8.78 8.73 8.69 1.56	
23454789	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.05 9.00	1.60 1.63 1.51 2.60 2.44 2.60 3.02 2.79	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98	8.63 8.56 8.38 9.14 8.87 6.86 -8.46 -9.23	1.64 1.88 8.78 8.56 8.49 8.43 8.89 1.12	46.15 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80	2.84 1.39 8.94 8.78 8.73 8.69 1.56 2.14	
2345678918	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 6.00 9.00 10.00	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 27.43	8.63 8.56 8.30 9.14 8.07 6.06 -8.46 -9.23 -8.09	1.64 1.08 8.78 8.56 8.49 8.43 8.89 1.12 1.28	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.88 38.88 27.45	2.84 1.39 0.94 0.78 0.73 0.69 1.56 2.14 2.51	
2345678918112	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.00 9.00 10.00 11.00	1.88 1.63 1.51 2.86 2.44 2.68 3.02 2.79 2.56 2.46	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 27.43 24.97	8.63 8.56 9.14 8.87 8.86 -8.46 -8.23 -8.89 8.89	1.64 1.88 8.78 8.36 8.49 8.43 8.89 1.12 1.28 1.12	46.15 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80 27.45 24.99	2.84 1.39 0.94 0.70 0.73 0.69 1.56 2.14 2.51 2.56	
234567891011127	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.00 9.00 10.00 11.00 12.00	1.80 1.63 1.51 2.80 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56 2.46 2.78	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 27.43 24.97 22.18	0.63 0.56 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.23 -0.00 0.07 0.09 0.07 0.09	1.64 1.88 8.78 8.36 8.49 8.49 8.49 1.12 1.28 1.12 1.12	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80 27.45 24.99 22.21	2.84 1.39 8.94 8.70 8.73 8.69 1.56 2.14 2.51 2.56 2.66	
234567891811121314	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.00 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56 2.46 2.70 2.71 2.71	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 27.98 27.43 24.97 22.18 19.47	0.63 0.56 0.30 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.23 -0.23 -0.09 0.09 0.10	1.64 1.00 0.70 0.35 0.49 0.43 0.89 1.12 1.12 1.12 1.03 0.93	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 30.80 27.45 24.99 22.21 19.58	2.84 1.39 8.94 8.78 8.69 1.56 2.14 2.54 2.55 2.66 2.73	
2345678918112314	2.08 3.00 4.00 5.08 6.00 7.00 0.08 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56 2.46 2.70 2.71 2.71 2.71 2.96	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 27.98 27.43 24.97 22.18 19.47 16.51	0.63 0.56 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.23 -0.00 0.09 0.09 0.10 0.12	1.64 1.00 0.70 0.36 0.49 0.43 0.89 1.12 1.20 1.12 1.03 0.93 0.62	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80 27.45 24.99 22.21 19.38 16.54	2.84 1.39 0.78 0.73 0.69 1.56 2.14 2.51 2.56 2.73 2.83	
234567891811231451	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.05 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.00	1.60 1.63 1.51 2.80 2.44 2.60 3.62 2.79 2.56 2.46 2.79 2.76 2.71 2.76 3.85 3.85	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 27.43 24.97 22.18 19.47 16.51 13.47	0.63 0.56 0.30 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.46 -0.23 -0.00 0.07 0.09 0.07 0.09 0.10 0.12 0.12 0.15	1.64 1.00 0.70 0.36 0.49 0.43 0.89 1.12 1.20 1.12 1.03 0.93 0.82 0.67	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80 27.45 24.99 22.21 19.58 16.54 13.49	2.84 1.39 0.94 0.73 0.69 1.56 2.14 2.55 2.66 2.73 2.83 2.83	
23456789181112314151617	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 8.85 9.00 10.60 11.60 12.00 13.00 14.00 15.00 15.00 15.00	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56 2.46 2.76 2.76 2.71 2.71 2.71 2.71 3.05 3.05 3.02	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 32.76 29.98 24.97 22.18 19.47 16.51 13.47 16.45 13.47	0.63 0.56 0.30 0.14 0.87 0.86 -0.46 -0.23 -0.89 0.89 0.89 0.89 0.12 0.12 0.15 0.17	1.64 1.00 0.70 0.36 0.49 0.43 0.89 1.12 1.20 1.12 1.20 1.12 1.63 0.93 0.62 0.67 0.50	46.15 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.88 27.45 22.21 19.38 16.54 13.49 18.40 18.40	2.84 1.37 0.94 0.73 0.56 2.14 2.55 2.66 2.73 2.83 2.83 2.71	
2345678981123456789	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 0.05 9.00 12.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.07 16.97 15.97	1.60 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.02 2.79 2.56 2.79 2.56 2.79 2.71 2.71 2.71 2.71 3.05 3.05 3.05 3.62 3.25	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 29.98 27.43 24.97 22.18 19.47 16.51 13.47 16.45 7.26 3.48	0.63 0.56 0.30 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.23 -0.09 0.09 0.10 0.12 0.12 0.15 0.17 0.17 0.17 0.17	1.64 1.66 5.78 5.36 5.49 6.43 6.89 1.12 1.22 1.22 1.22 1.63 8.93 6.62 6.32 6.32 8.32	46.13 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.88 27.45 24.99 22.21 19.58 16.54 13.49 18.46 7.21	2.84 1.37 0.74 0.73 0.73 0.69 1.56 2.14 2.51 2.55 2.66 2.73 2.83 2.83 2.71 2.51	
2345678981123456789	2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 9.00 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.00 15.97 16.97 16.97	1.68 1.63 1.51 2.00 2.44 2.60 3.62 2.70 2.56 2.46 2.77 2.76 3.85 3.85 3.82 3.82 3.61	46.13 44.50 42.99 48.91 38.47 35.78 32.76 27.98 27.43 24.97 22.18 19.47 16.51 13.47 16.51 13.47 16.51 13.47 16.51	0.63 0.56 0.30 0.14 0.07 0.06 -0.46 -0.23 -0.09 0.09 0.09 0.10 0.12 0.12 0.15 0.17 0.17	1.64 1.66 5.78 5.36 5.43 6.43 6.49 1.12 1.12 1.12 1.12 1.12 1.12 1.12 1.1	46.15 44.51 42.99 48.91 38.47 35.79 32.78 38.80 27.45 24.99 22.21 19.58 16.54 15.49 18.40 18.40 18.40 18.40	2.84 1.37 0.94 0.78 0.69 1.56 2.14 2.51 2.56 2.73 2.83 2.83 2.71 2.37	

Abb.13: Tabelle Bohrlochverlauf

von 4 Meßreihen als Bohrlochverlauf, in Abweichung von der Vertikalen, dargestellt. Die Deformation der Folgemeßreihen zur Erstmessung ist hierin zwar erkennbar, jedoch nicht deutlich bewertbar.



Abb.14: Plot Bohrlochverlauf

7.2.2 Deformation

Die Berechnung der Deformation erfolgt durch eine Differenzbildung der Meßwerte zur Erstmessung, welche bei der Plotausgabe als Nullinie in der Vertikalen ausgegeben wird. Veränderungen der Folgemeßreihen, durch Verformungen hervorgerufen, lassen sich eindeutig erkennen und bewerten. In Abbildung 15 sind die Differenzen der Meßreihen zueinander dargestellt.



Abb.15: Plot Deformation

Ein weiteres Beispiel stellt die Auswertung einer Horizontalbohrung dar. Die Abbildung 16 zeigt den Bohrlochverlauf der Null- und von 3 Folgemessungen. In Abb. 17 sind die Verformungen als Deformation zur Erstmessung geplottet.





Abb.16: Plot Bohrlochverlauf

Abb.17: Plot Deformation

8. ZUSAMMENFASSUNG

Eine Vielzahl von Einsätzen der Neigungsmessungen an unterschiedlichsten Projekten zeigt deren Bedeutung und Wertstellung. Für Bauherren, Gutachter und bauausführende Firmen stellen die Meßergebnisse eine wichtige Entscheidungshilfe dar, wenn es darum geht, Bewegungen an und um Bauwerken rechtzeitig zu erkennen und im Bauablauf berücksichtigen zu können. Nicht selten zwingen die Ergebnisse solcher Messungen zu Planungsänderungen oder führen zur grundsätzlichen Überarbeitung.

Die Kosten der Neigungsmessungen und die entstehenden Aufwendungen stehen in der Regel in keinem Verhältnis zu möglichen Schäden an Menschen und Bauwerken, die durch ungenügende Kenntnisse am Baugrund oder unsachgemäße Ausführung hervorgerufen werden können.

Die aus den Messungen hervorgehenden Erfahrungen dienen im weiteren der Vertiefung der Erkenntnisse für ähnliche oder Folgeprojekte.

LITERATURHINWEISE

Blümel, W.,	Buchmann, KJ.: Inklinometermeßverfahren für horizontale Bodenverschiebungen Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, Jahrgang 24, Heft 12 (1982)
Bösinger, E.,	Huber, G., Schwarz, W.: Fehleranalyse bei Neigungssondierungen Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Symposium Meßtechnik in Erd- und Grundbau, München (1983)
Mager, W.,	Fröhlich, H.: Meßtechnische Überwachung bei der Herstellung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich International Symposium "Reconstruction-Saint Petersburg-2005" (1992)





Messungen von Porenwasserdrücken in gefrierenden und tauenden Böden

Prof. Dr.-Ing. K. D. Eigenbrod, Lakehead University Thunder Bay, Canada

1. Problemstellung

Hohe Porenwasserdrücke treten häufig während des Gefrierens und Auftauens von gesättigten feinkörnigen Böden auf. Diese hohen Porenwasserdrücke können unter bestimmten Bedingungen zu Kriechverformungen in Hängen oder zu Festigkeitsverlusten und Schäden bei Flachgründungen oder Straßendecken führen. Es ist daher von Interesse, herauszufinden unter welchen Bedingungen und in welchem Maße Porenwasserdrücke in gefrierenden Böden auftreten und das Verhalten von Ingenieurbauwerken beeinflussen.

Für Messungen von Porenwasserdrücken in feinkörnigen Böden sollten normalerweise elektrische oder pneumatische Piezometer mit kurzer Response-Zeit benutzt werden. Elektrische Piezometer werden für Langzeitmessungen bevorzugt, da sie am besten mit automatischen Datenerfassungsanlagen kombiniert werden können. Da elektrische Piezometer normalerweise durch die während des Gefrierens auftretenden hohen Drücke zerstört werden, muß das Gefrieren der Instrumente vermieden werden. Dies bedeutet, daß für die Messung von Porenwasserdrücken in tauenden Böden die Porenwasserdruckgeber unmittelbar vor dem Auftauen des Bodens installiert werden müssen (z.B. Chandler, 1972, Mc Roberts und Morgenstern, 1974). Es muß also in Kauf genommen werden, daß der Boden durch die Installation der Instrumente kurz vor dem Zeitpunkt der Messungen gestört wird und die Messungen mit großer Wahrscheinlichkeit davon beeinflußt werden. Aus diesem Grund und auch um Porenwasserdrücke über längere Zeiträume hin messen zu können (inklusive der Winterperiode), wurden Standard-Piezometer (Bild 1A) so abgeändert, daß sie bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt nicht zerstört werden.

2. Abgeänderte Piezometer für Messungen in gefrierenden Böden

Normale, im Handel erhältliche Piezometer (hier Geokon-Semiconductor-Typ) wurden so abgeändert, daß der eigentliche Druckgeber mit einer gefrierenden Flüssigkeit nicht in Berührung kommt. Dazu muß man sich klar machen, daß der Wasserdruck über die Verformungen einer elastischen Membran gemessen wird, die durch einen metallischen Filterstein vom Boden getrennt ist und so vor mechanischen Schäden geschützt wird. Bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt gefriert das Wasser im Hohlraum zwischen Membran und Filterstein. Da Filterstein und Gehäuse starr sind, kann sich das beim Gefrieren um ca. 10 % expandierende Wasser nur in Richtung Meßmembran ausdehnen, die jedoch auf derartig große Verformungen nicht ausgelegt ist und infolgedessen zerstört wird.

Im Prinzip muß man verhindern, daß die Flüssigkeit, die im Kontakt mit der Meßmembran ist, gefriert. Dies kann dadurch erreicht werden, daß man das Wasser im Bereich zwischen Membran und Filterstein durch eine Flüssigkeit mit niedrigerem Gefrierpunkt ersetzt, z.B. Alkohol oder Silikon-Öl. Als einfachste Lösung wurde zunächst ein mit 50 % Alkohol gefüllter Ballon über den Meßbereich des Instruments gestülpt und mit Gummiringen und Klemmen wasserdicht befestigt (Bild 1B). Mit diesem einfachen Aufbau wurden Porenwasserdrücke gemessen, solange der Boden gesättigt und der Porenwasserdruck positiv blieb. Sobald die Porenwasserdrücke im Boden negativ wurden (d.h. der Boden ungesättigt wurde), wurden totale Erddrücke gemessen, ohne daß dieser neue Zustand aus den Messungen ersichtlich war.

Um die Messungen von Erddrücken zu vermeiden, wurde der Wasserdruckgeber so geändert, daß die Gummimembran, die den Alkohol enthält, nicht in Kontakt mit dem Boden kommt (Bild 1C, Eigenbrod und Burak, 1989). Der Zugang zu der Meßmembran ist nicht mehr durch einen starren Filterstein, sondern durch eine flexible Filzscheibe geschützt, die zudem durch ihre niedrigere Wärmeleitfähigkeit nicht so schnell gefriert wie der metallische Filterstein. Die üblichen Porenwasserdruckgeber sind infolge ihrer Größe nicht gut geeignet, die Porenwasserdrücke an Grenzflächen zwischen verschiedenen Bodenschichten oder zwischen Bauwerk und Boden zu messen. Um Porenwasserdrücke an bestimmten Stellen in Bodenproben zu messen, werden gelegentlich feine Sonden benutzt, die mit einer Flüssigkeit (Wasser oder Alkohol) gefüllt sind, um den Wasserdruck vom Endpunkt dieser Sonden zu Druckmeßdose zu übertragen.

Das gleiche Prinzip wurde angewendet, um Porenwasserdrücke an der Unterseite von Straßendecken im Winter und Frühjahr zu messen. Eine Standard-Druckmeßdose wurde an einem dünnen Plastikschlauch (innerer Durchmesser ca. 0,8 mm) angeschlossen, der mit 50 % Alkohol gefüllt war (Bild 2). Das andere Ende des Schlauchs wurde unter die Fahrbahndecke geführt, bis zu dem Punkt, an dem der Wasserdruck gemessen werden sollte. Der an der Meßdose gemessene Druck muß für die Höhendif-
ferenz zwischen Meßpunkt und Meßdose korrigiert werden. Negative Wasserdrücke bis zu -30 kPa konnten mit diesem Aufbau gemessen werden.

Der Vorteil dieser Meßanordnung ist, daß die eigentlichen Druckgeber nicht im Boden liegen und ohne weiteres wiederverwendet werden können. Der Nachteil ist, daß während der temperaturbedingten Volumenänderungen der Flüssigkeit im Schlauch, Luftblasen aufgesogen werden können, vor allem wenn der umliegende Boden ungesättigt ist. Luftblasen können die Messungen der Porenwasserdrücke wesentlich beeinträchtigen.

3. Anwendungen

3.1 Porenwasserdruckmessungen in einem Kriechhang nördlich von Yellow Knife, N.W.T., Canada

Kriechen der oberen Bodenschichten in einem Hang nördlich von Yellow Knife, N.W.T., führte zu extremen Verformungen einer Turbinenleitung, die den Hang kreuzt. Die ursprüngliche Konstruktion mußte aufgegeben und die Turbinenleitung auf einer Brücke über den Hangbereich hinweggeführt werden. Aus Kostengründen war ein Mittelpfeiler notwendig, der im Zentrum des Kriechhangs angeordnet werden mußte (Bild 3). Die Hangverformungen sind nicht ohne weiteres sichtbar und zunächst nur durch die verformte Aufständerung und durch Bodenaufwerfungen auf der Bergseite der Pfähle mit gleichzeitigen Klaffungen auf der Talseite erkennbar (Bild 4). Verformungsmessungen mit 4 Inklinometern zeigten, daß sich die oberen 2,0 m des anliegenden Tons bewegten und zwar mit einer maximalen Geschwindigkeit von 20 mm pro Jahr an der Oberfläche des Hangs. Die Verformungen waren am größten an der Oberfläche und nahmen annähernd linear mit zunehmender Tiefe ab. Eine Gleitfläche war nicht erkennbar (Bild 5). Der Ton ist leicht vorbelastet mit einem natürlichen Wasseraehalt von 31 %, einer Fließgrenze von 43 % und einer Ausrollgrenze von 23 %. Der Ton ist 2 bis 12 m dick und überlagert eine Kiessandschicht von ca. 0.5 bis 1.0 m Dicke. Unter dem Kies steht der Fels des Kanadischen Schilds an. Unterhalb des Kriechhangs befindet sich Permafrost mit sehr hohem Eisgehalt.

In einem besonderen Dreiaxialen Testprogramm wurde festgestellt, daß Kriechverformungen durch zyklisch wechselnde Porenwasserdrücke erzeugt werden können (Eigenbrod et al., 1987, 1992). Es wurde vermutet, daß das Hangkriechen auf wechselnde Porenwasserdrücke zurückzuführen sei. Deswegen wurden im oberen Tonbereich (in ca. 0,8 m Tiefe) drei abgeänderte elektrische Piezometer installiert. Gleichzeitig werden zwei Erddruckzellen auf der Bergseite des zentralen Brückenpfeilers in 1,45 m und 1,70 m Tiefe montiert, sowie Bodentemperaturen in 0,80 m Tiefe gemessen. Die Messungen erfolgten mit Hilfe eines automatischen Datenregistriergeräts, das einmal im Jahr gewartet wurde, um die gespeicherten Daten aufzunehmen. Porenwasserdrücke, Erddrücke und Boden- und Lufttemperaturen, die zwischen 1988 und 1990 gemessen wurden, sind in Bild 6 und 7 aufgetragen. Maximale Porenwasserdrücke wurden im Juni 1990 gemessen, sobald die Temperaturen im Boden in 0.8 m Tiefe über den Gefrierpunkt stiegen. Die maximalen Werte waren 12 kPa für Piezometer Nr. 2 in 1989 und 10 kPa für Piezometer Nr. 1 in 1990. Dies bedeutet, daß eine Wasserdruckhöhe von 0,50 m über der Bodenoberfläche anstand. Diese Werte stimmen mit anderen Messungen in tauenden Böden überein (Chandler, 1974; Mc Roberts und Morgenstern, 1978). Deutliche Maximalwerte wurden ebenfalls im August 1989 für Piezometer Nr. 2 und im Juli 1990 für Piezometer Nr. 3 gemessen (in beiden Fällen 8 kPa). Beide Spitzen können durch außergewöhnlich heftige Regenfälle erklärt werden. Die Porenwasserdrücke während der Wintermonate fluktuierten um den Nullpunkt oder im negativen Bereich, mit maximalen Schwankungen von 5 kPa. Die Werte, die für Piezometer Nr. 2 nach dem Mai 1990 gemessen werden, erscheinen zu hoch und lassen erkennen, daß das Instrument nicht mehr voll funktionsfähig ist. Die Lebenszeit der abgeänderten Piezometer scheint bei 2 bis 3 Jahren zu liegen.

Die Totalen Drücke, die auf der Bergseite des Brückenpfeilers gemessen wurden, waren am höchsten während der Wintermonate, mit einem maximalen Wert von 460 kPa und sind offensichtlich als Gefrierdrücke anzusehen. Für die Standsicherheit des Pfeilers sind sie nicht von Bedeutung, da sie mit großer Wahrscheinlichkeit in allen Richtungen auf den Pfeiler einwirken und sich gegenseitig in ihrer Wirkung aufheben. Die Totalen Drücke, die für den aufgetauten Boden gemessen wurden, sind sehr viel niedriger mit Werten unter 180 kPa. Die maximalen Erddruckwerte traten etwa zu gleicher Zeit auf wie die Maxima für Porenwasserdrücke und Kriechgeschwindigkeit. Die im Feld gemessenen Erd- und Porenwasserdrücke und die Kriechbewegung des Hangs werden in Bezug auf die Ergebnisse der Laborversuche analysiert (Eigenbrod, 1993). Ein deutlicher Zusammenhang zwischen Porenwasserdruckwechseln und Kriechbewegungen war zu erkennen.

3.2 Porenwasserdruckmessungen an der Grenzfläche zwischen Asphaltbetondecken und Unterbau.

In kalten Klimazonen treten Straßenschäden häufig innerhalb der ersten zwei Wochen von Tauwetter auf. Zu diesem Zeitpunkt sind nur die obersten Bereiche des Unterbaus in einer Dicke von 5 cm bis 10 cm aufgetaut. Im übrigen ist der Boden seitlich der Fahrbahn und unterhalb der Tauzone bis in große Tiefen (in Thunder Bay bis zu 2,0 bis 3,0 m Tiefe) fest gefroren.

Als Erklärung für diese Schäden wurde vorgeschlagen (Eigenbrod und Knutson, 1992), daß sich unter bestimmten Bedingungen im Herbst und Frühwinter Kondenswasser unmittelbar unter der Straßendecke ansammelt und gefriert, selbst in wohldrainierten Unterbauten (Bild 8). Im darauffolgenden Frühjahr, wenn die oberste wassergesättigte Schicht auftaut, kann das Schmelzwasser nicht entweichen, da es zur Seite und nach unten durch gefrorenen Boden und nach oben durch die undurchlässige Asphaltdecke blockiert wird. Hohe Porenwasserdrücke entstehen, die die Scherfestigkeit des Unterbaus unmittelbar unter der Straßendecke wesentlich reduzieren und somit die Tragfähigkeit der Straßendecke mindern. Selbst geringe Verkehrslasten können zu Schäden in der Straßendecke führen. Im Rahmen eines Forschungsauftrags von M.T.O. (Minister of Transportation of Ontario) wird dieser Mechanismus an der Lakehead University sowohl im Labor als auch durch Feldmessungen untersucht. Die Feldmessungen werden vorläufig auf einem Parkplatz der Universität durchgeführt: Bodentemperaturen unterhalb der Asphaltdecke und am Rande der Fahrbahn, und Porenwasserdrücke unmittelbar unter der Asphaltdecke werden gemessen (Bild 9). Für die Messungen der Porenwasserdrücke wurden die durch Plastikschläuche erweiterten Porenwasserdruckgeber wie oben beschrieben verwendet. Die Messungen erfolgten automatisch mit einem Datenregistriergerät, das in einem nahegelegenen Schuppen untergebracht war. Für die Installation der Instrumente wurde eine Öffnung in die Straßendecke geschnitten, um den kiesig sandigen Unterbau freizulegen. Bei dieser Gelegenheit wurden Proben für die Wassergehaltsbestimmung entnommen. Die Kabel für die Instrumente und der Plastikschlauch des Piezometers wurden in Schlitzen vorgelegt, die vom Instrumentenschuppen zur Öffnung in der Straßendecke führten. Die Öffnung wurde anschließend wieder sorgfältig verschlossen.

Während der Installation im November 1991 war der Boden des Unterbaus bereits gefroren und mußte mit heißem Wasser aufgetaut werden, um die Instrumente

verlegen zu können. Die Wassergehalte des Unterbaus lagen zu diesem Zeitpunkt mit 16 % weit über dem gesättigten Wassergehalt des Bodens. Eine Wasseranreicherung durch Kondensation hatte offensichtlich in den vorherigen Wochen stattgefunden. Porenwasserdrücke, die im darauffolgenden Frühjahr gemessen wurden, sind für den Zeitraum zwischen dem 26. Februar und dem 17. März in Bild 10 aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß während der Tauphase zwischen dem 2. und dem 10. März der Porenwasserdruck auf 11,7 kPa anstieg. Während des anschließenden Temperaturabfalls sank der Wasserdruck ab und fluktuierte, in etwa den Schwankungen der Bodentemperaturen folgend, zwischen 5-6 und 9 kPa.

Im Frühjahr 1994 wurden erneut Messungen durchgeführt, diesmal in Abständen von 5 Minuten. Messungen für den Zeitraum vom 12. bis 15. März sind in Bild 11 aufgetragen. Die Porenwasserdrücke schwanken zwischen 6,5 kPa und 10,8 kPa. Der Wert 6,5 kPa entspricht etwa dem Überlagerungsgewicht der Fahrbahndecke. Die Schwankungen der Porenwasserdrücke scheinen zeitweise von den Temperaturschwankungen und teilweise von Verkehrslasten abhängig zu sein.

4. Schlußfolgerungen

Das Messen von Porenwasserdrücken in gefrierenden und tauenden bindigen Böden ist nicht ohne weiteres möglich, da die dafür erforderlichen elektrischen Piezometer infolge hoher Gefrierdrücke zerstört werden. Durch relativ einfache Veränderungen der ursprünglichen Instrumente kann erreicht werden, daß die Piezometer auch unter dem Gefrierpunkt funktionsfähig bleiben.

Hauptnachteile der vorgeschlagenen Veränderungen sind zum einen die begrenzte Funktionszeit (im allgemeinen 2 bis 3 Jahre) und zum anderen die besondere Sorgfalt, die beim Einbau der Instrumente erforderlich ist, um erfolgreich Messungen durchführen zu können.

5. Literaturverzeichnis

Chandler, R.J. Periglacial mudslides in Vestspitzbergen and their bearing on the origins of fossil 'solifluction' shear in low angled clay solpes. Q.J. Engineering Geol. 5. 1972. 223-241.

Eigenbrod, K.D. Downslope movements at shallow depths related to cyclic pore pressure changes. Canadian Geotechnical Journal. June 1993. 464-475.

Eigenbrod, K.D. and Knutson, S. Measurement of pore water pressures at the interface of aspahlt cement concrete pavement and soil. 45th Canadian Geotechnical Conference. October 1992, Proceedings, Paper No. 44.

Eigenbrod, K.D. Burak, J.P., and Graham, J. Deformations due to drained cyclic pore pressure changes and failure at low stress levels for a natural clay. Canadian Geotechnical Journal 24. 1987. 208-215.

Eigenbrod, K.D. and Burak, J.P. Measurement of pore pressures in freezing and thawing soils. POAC 89, Lulea University of Technilogy, Sweden. 1989, Proceedings. 943-949.

Eigenbrod, K.D., Graham, J., and Burak, J.P. 1992. Influence of cycling pore water pressures and principal stress ratios on drained deformations in clay. Canadian Geotechnical Journal 29. 1992. 326-333.

McRoberts, E.C. and Morgenstern, N.R. The stability of thawing slopes. Canadian Geotechnical Journal 11. 1974. 447-469.





- 72 -



Bild 3: Lageplan der Meßorte und Instrumente.



Bild 4: Querschnitt der Aufständerung, 1982.



<u>Bild 5:</u> Abschnitt mit typischem Verformungsprofil entlang der Böschungsmeßaufnehmer, August 1984 - September 1985.



<u>Bild 6:</u> Übersicht der Porenwasserdrücke, Boden- und Lufttemperaturen und Erddrücke, 1988/89.



Bild 7: Übersicht der Porenwasserdrücke, Boden- und Lufttemperaturen und Erddrücke, 1989/90.



 (a) Condensation during the fall season creates ice rich soil near the pavement base.





base.







(d) High pore water pressure reduces shear strength of soil causes failure of pavement.

Bild 8: Übersicht über die Entstehung von Straßenschäden in gefrorenen Böden.













- 80 -





SPANNUNGSMESSUNGEN

Prof.Dr.-Ing.Wolfgang Schnell

1. EINFÜHRUNG

Bei vielen praktischen Problemen des Grund- und Tunnelbaus lassen sich häufig nur Aussagen über das grundsätzliche Verhalten des Bodens und des Bauwerks machen, oder es gibt Näherungslösungen für die statische Berechnung. Da die Baugrundparameter streuen und das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Bodens in Laborversuchen aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nie mit der gewünschten Genauigkeit ermittelt werden kann, ist es häufig angeraten, baubegleitende Messungen auszuführen. Ziel der Messungen ist es, die Kenntnisse über das Verhalten des Baugrundes zu erweitern und dadurch zuverlässigere Angaben für eine sparsame und doch sichere Bauweise zu gewinnen.

Bei vielen Aufgaben steht das Messen von Verformungen im Vordergrund:

- Verschiebungen rutschgefährdeter Hänge
- Verformungen von Baugrubenwänden
- Setzungen von Fundamenten
- Konvergenz von Tunnelquerschnitten

Aber es gibt auch eine Vielzahl von Bauaufgaben, bei denen es erforderlich ist, die Spannungen im Boden oder im Bauwerk zu kennen:

- Erddruckverteilung hinter Stützbauwerken
- Sohlspannungsverteilung unter Gründungselementen
- Normal- und Schubspannungsverteilungen am Pfahlmantel
- Normalspannungen in der Spritzbetonschale eines Tunnelbauwerkes

Am Beispiel eines in offener Bauweise erstellten U-Bahn-Tunnels läßt sich die Bedeutung der Sohlspannungs- und Erddruckmessungen erläutern (Bild 1).



Bild 1: Belastung eines Tunnelquerschnittes

Während sich die Auflast aus der Überdeckungshöhe, der Wichte des Bodens und der Verkehrslast (z.B. aus Straßenverkehr) noch relativ genau ermitteln läßt, müssen in der statischen Berechnung für die Sohlspannungsverteilung und den Erddruck Annahmen getroffen werden. Selbst bei Einsatz von FEM-Programmen wird die Berechnung nur näherungsweise mit der Wirklichkeit übereinstimmen, da sich nicht alle Einflüsse (z.B. Verdichtung der Hinterfüllung, Erddruck aus Temperaturdehnungen der Decke, Verformbarkeit des inhomogenen Baugrundes) zahlenmäßig exakt beschreiben lassen.

Gerade dieses Beispiel zeigt aber auch, daß es hier nicht genügt, z.B. durch Ansatz des Erdruhedrucks eine Berechnung auf der "sicheren" Seite durchzuführen. Die erforderliche Bewehrung der Wand wird zwar größer als z.B. beim Ansatz des aktiven Erddrucks, aber dafür kann durch den höheren Normalkraftanteil aus dem seitlichen Druck die erforderliche Bewehrung der Decke geringer werden. Wenn hier nicht durch die Messung von z.B. Erddrücken und Sohlspannungen an ausgewählten Meßquerschnitten die tatsächlichen Belastungen ermittelt werden, kann es zu einer Bemessung kommen, die das Bauwerk nicht nur unwirtschaftlich sondern auch unsicher macht.

Neben den Messungen am Bauwerk werden im Grundbau und in der Bodenmechanik häufig Modellversuche ausgeführt, um die Beanspruchungen zu ermitteln.

Eine der schwierigsten Meßaufgaben im Grundbau ist die Bestimmung der Spannungen an der Grenzfläche zwischen Boden und Bauwerk, die sich aus Normalspannungen und Schubspannungen zusammensetzen. Die Messung der Spannungen kann einerseits direkt mit Druck-Schub-Meßdosen erfolgen, andererseits können die Einzelkomponenten des Spannungsvektors an getrennten Stellen durch ihre Auswirkungen erfaßt werden (Bild 2).



Bild 2: Messung von Radial- und Tangentialdrücken (aus [9])

Die Druckmeßdose (1) mißt die vom Gebirge auf die Betonschale des Tunnels ausgeübte Normalspannung, die Druckmeßdose (2) die Normalspannung im Beton, deren Größe unmittelbar abhängt von der Scherspannungsübertragung zwischen Gebirge und Betonring.

Im folgenden sollen heute verwendete Gebertypen, die Einbauprobleme und spezielle Anwendungsfälle aus der Baupraxis beschrieben werden.

2. GEBERTYPEN FÜR ERDDRUCK- UND SOHLDRUCKMESSUNGEN

2.1 Allgemeines

Die Messung von Sohl- und Erddrücken erfolgt im Regelfall über flache Druckkissen, die mit einer Flüssigkeit (früher Öl, heute aus Umweltschutzgründen zunehmend Wasser) gefüllt sind. Der Bodendruck wird auf die Flüssigkeit übertragen und über Druckaufnehmer als Flüssigkeitsdruck gemessen.

Zur Messung des Flüssigkeitsdruckes werden in Deutschland vorwiegend Aufnehmer verwendet, die auf einem der folgenden Meßprinzipien beruhen:

- Hydraulische Kompensationsmethode
- Dehnungsmeßstreifenverfahren
- Schwingsaitenverfahren

2.2 Hydraulische Kompensationsmethode

Nach dieser Methode arbeitet der Glötzl-Ventilgeber (Bild 3).



Bild 3: Meßprinzip Glötzl-Erddruckgeber (aus [5])

- 86 -

Durch eine Hydraulikpumpe wird ein konstanter Ölstrom erzeugt. Der Druck (P_M) des Pumpenmanometers wird gemessen. Das Ventil am Geber öffnet sich erst, wenn der Druck in der Zuleitung gleich bzw. geringfügig über dem Innendruck des Gebers liegt. Die Erddruckspannung σ ergibt sich aus

$$\sigma = P_{M} - P_{O},$$

wobei sich die Nullanzeige P_0 aus der Vorspannung des Gebers (P_V), der Ölsäule auf dem Geber (P_H) und dem Strömungsverlust (P_L) zusammensetzt: $P_0 = P_V + P_H + P_L$

Der Strömungsverlust ist sehr gering und liegt bei ca. 0,05 bar pro 100m Leitungslänge. Das Kompensationsventil hat in seiner empfindlichsten Ausführung eine Regelgenauigkeit von +- 0,001 bar. Die wesentlichen Vorteile dieses Aufnehmers liegen in seiner großen Robustheit, seiner mechanischen Belastbarkeit und seiner Unempfindlichkeit gegen äußere Einflüsse.

Weiterhin sind zu erwähnen die Langzeitstabilität, die leichtverständliche Wirkungsweise und die problemlose Interpretation der Meßwerte.

2.3 Dehnungsmeßstreifenverfahren

Beim Messen mit Dehnungsmeßstreifen wird der physikalische Effekt genutzt, daß sich bei der Längenänderung eines Leiters sein elektrischer Widerstand ändert. Der Zusammenhang zwischen der Widerstandsänderung \blacktriangle R, dem Ausgangswiderstand R und der Dehnung ϵ lautet:

$$\frac{\mathbf{A} \mathbf{R}}{\mathbf{R}} = \mathbf{K} \star \boldsymbol{\epsilon} \tag{1}$$

Hierbei ist K eine aufnehmerspezifische Größe, die u.a. vom verwendeten Material abhängig ist. Bei den häufig verwendeten Folienmeßstreifen aus Konstantan ist der K-Faktor etwa 2,0. Die Aufnehmer für Kräfte oder Drücke werden häufig als Federglied ausgebildet, das z.B. mit 4 Dehnungsmeßstreifen behaftet ist, die zu einer Wheatstoneschen Brücke verschaltet sind (Bild 4).





Werden einer oder mehrere Dehnungsmeßstreifen (DMS 1 bis DMS 4) Längenänderungen unterworfen, ändern sich ihre Widerstände (R_1 bis R_4) und die Wheatstonsche Brücke wird verstimmt. Dadurch entsteht eine Ausgangsspannung U_A, die sich in Abhängigkeit der Widerstandsänderungen ergibt zu

$$\frac{U_A}{U_E} = \frac{1}{4} \left(\frac{\blacktriangle R_1}{R_1} - \frac{\bigstar R_2}{R_2} + \frac{\bigstar R_3}{R_3} - \frac{\bigstar R_4}{R_4} \right)$$
(2)

Unter Benutzung von Gleichung (1) erhält man

$$\frac{\mathsf{U}_{\mathsf{A}}}{\mathsf{U}_{\mathsf{E}}} = \frac{\mathsf{K}}{4} \left(\begin{array}{ccc} \epsilon_1 & - & \epsilon_2 & + & \epsilon_3 & - & \epsilon_4 \end{array} \right)$$

Damit läßt sich die mechanische Größe Dehnung als proportionale elektrische Spannung messen.

Die Vorteile von Aufnehmern auf DMS-Basis liegen in der hohen Genauigkeit, der vielseitigen Einsetzbarkeit und der sofortigen elektrischen Weiterverarbeitbarkeit der Meßwerte.

Die Nachteile sind vor allem in der Feuchtigkeits- und

Temperaturempfindlichkeit zu sehen, wobei allerdings durch spezielle Schaltungen oder Kompensationsstreifen diese Störgrößen eleminiert werden können.

2.4 Schwingsaitenverfahren

Schwingsaiten-Meßwertaufnehmer enthalten als Meßelement eine vorgespannte und auf eine bestimmte Frequenz abgestimmte Saite. Durch äußere Kraft- oder Druckeinwirkung wird z.B. das Aufnehmergehäuse oder eine Membran elastisch verformt und dadurch die Frequenz der Saite verändert (Bild 5).





Die Eigenfrequenz einer gespannten Stahlsaite ist

$$f = \frac{1}{2 \ 1} \cdot \sqrt{\frac{E * \epsilon}{g}}$$

mit ε = Dehnung l = Länge E = Elastizitätsmodul **g** = Dichte

Die Veränderung der Vorspannung durch äußere Einwirkung ruft eine Frequenzänderung hervor.

Das Erregen der Saite und Messen der Eigenfrequenz erfolgt über eine kombinierte Erreger- und Meßspule, die auf einem Hufeisenmagneten angebracht ist.

Die Vorteile dieses Aufnehmertyps liegen darin, daß es ein robustes Fernmeßverfahren ist, bei dem kein Einfluß der Meßleitungen durch Widerstands- oder Kapazitätsänderungen auftritt.

3. EINBAU DER ERDDRUCK- UND SOHLDRUCKAUFNEHMER

Wesentlich wichtiger als die Wahl des Meßprinzips ist der richtige Einbau der Geber. Üblicherweise werden in der Praxis Druckkissen mit z.B. ca. 20 cm x 30 cm Fläche und ca. 1 cm Höhe verwendet. Je günstiger das Verhältnis von Aufnehmergröße zu Aufnehmerdicke ist, desto weniger findet eine durch die Steifigkeit des Gebers bedingte Spannungskonzentration statt, die zu einer Verfälschung des Meßergebnisses führt (Bild 6).







Bild 6: Einfluß der Gebersteifigkeit auf die Sohlspannungsverteilung Ist die Steifigkeit des Gebers (E_G) größer als die des umgebenden Bodens (E_S), wird am Aufnehmer eine größere als die mittlere Sohlspannung gemessen. In [6] wird berichtet, daß die gemessenen Sohlspannungen bei einem Versuch im Modellkasten ca. 5-10 % über den rechnerisch ermittelten lagen.

Ist die Steifigkeit des Gebers kleiner als die des umgebenden Bodens, so wird eine kleinere als die mittlere Sohlspannung gemessen. Grundsätzlich sollten innerhalb eines Meßquerschnittes (z.B. in einem U-Bahn-Rahmen, einer Baugrubenwand oder einem Stützbauwerk) in einer Meßebene mehrere Aufnehmer installiert werden, um eine Mittelbildung der Meßwerte zu ermöglichen und Fehlmessungen ausschließen zu können.

Ferner sollten die Aufnehmer im Meßquerschnitt dort konzentriert werden, wo Spannungsspitzen zu erwarten sind (Bild 7).



Bild 7: Anordnung der Sohldruckgeber bei einem U-Bahn-Rahmen (aus [7])

Beim Einbau von Sohlspannungsgebern hat es sich -unabhängig von der jeweiligen Bodenart- als zuverlässig erwiesen, die Druckkissen in ein ca. 15 cm dickes Sandbett einzubauen (Bild 8).



Bild 8: Einbau von Sohlspannungsgebern in einem Sandbett (aus [7])

Der Einbau von Sohlspannungsgebern direkt in den Unterbeton führt in der Regel zum Mißerfolg, da sich durch Schwindspannungen und Temperaturverformungen Spannungsbrücken um den Geber bilden, die zu Fehlmessungen führen können.

Erddruckaufnehmer an senkrechten Bauwerkswänden werden üblicherweise entweder in Aussparungen der Bauwerkswand gesetzt, wobei ein Mörtelbett für einwandfreie Druckübertragung zwischen Boden und Bauwerkswand sorgt, oder sie werden mit Schrauben an der Schalung befestigt [1].

Sollen erst nachträglich an Bauwerken oder im möglichst ungestörten Untergrund Messungen durchgeführt werden, können einpreßbare Erddruckgeber zur Anwendung kommen (Bild 9).



Bild 9: Aufbau eines einpreßbaren Ventilgebers (aus [6])

In der Regel wird ein Bohrloch bis ca. 0,5 m über die geplante Einbautiefe des Gebers gebohrt. Von dieser Tiefe aus wird er mit einem Gestänge in das anstehende Bodenmaterial gepreßt.

Nach dem Einbau wird das Bohrloch entsprechend den Anforderungen verfüllt. In weichen Böden sind Einpreßarbeiten eventuell auch ohne Vorbohren möglich.

Sollen in mehreren Tiefenlagen Erddrücke gemessen werden, empfiehlt sich das Absenken mehrerer Erddruckkissen, die an einem Führungsrahmen befestigt sind, in einem verrohrten Bohrloch. Sobald das Bohrloch mit Sand oder Kies aufgefüllt ist, kann die Verrohrung wieder gezogen werden. Durch die relativ großen Abmessungen der Druckkissen wird gewährleistet, daß ein mittlerer Erddruck gemessen wird und einzelne Spannungsspitzen sowie Gewölbebildungen ausgeglichen werden. Dennoch gibt es in der Baupraxis Fälle, in denen die beschriebenen Verfahren nicht zum Erfolg führen. Dieses Problem kann z.B. bei sehr grobstückigen Hinterfüllungsmaterial auftreten (Bild 10).





- a) Fehlmessung durch konzentriert eingeleitete Spannungsspitze
- b) Fehlmessung durch Gewölbebildung

Bild 10: Fehlmessungen bei grobstückigem Hinterfüllungsmaterial

In diesem Fall führt z.B. die Ermittlung der Erddrücke über Druckverteilplatten, die auf 3 Kraftmeßdosen gelagert sind, zum Ergebnis. Aus den gemessenen Kräften lassen sich Rückschlüsse ziehen auf die Größe und die Verteilung der Erddrücke (Bild 11).



Bild 11: Messungen an einem Brückenwiderlager über Druckverteilplatten (aus [11])

4. MESSUNGEN VON SPANNUNGEN IM FELS

Die bisher vorgestellten Aufnehmer und Meßverfahren dienen vorwiegend der Ermittlung von Spannungen im Lockergestein. Für die Spannungen im Fels und hier insbesondere für die Ermittlung des Primärspannungszustandes sowie seiner Veränderung durch Baumaßnahmen wurden besondere Meßwertaufnehmer und Verfahren entwickelt.

Beispielhaft seien die Bohrloch-Schlitzsonde der Fa. Interfels (8) und das FLAT JACK der Fa. Glötzl (3) erwähnt.

Beim Bohrloch-Schlitzen wird ein zweidimensionales Spannungsmeßverfahren angewendet. Es basiert auf dem Prinzip der lokalen Spannungsentlastung. Mit Hilfe einer kleinen, pneumatisch angetriebenen Diamantsäge werden Radialschlitze in die Wand eines Bohrloches gesägt (Bild 12).



Bild 12: Bohrlochschlitzversuch (aus [8])

Die Säge ist ein Teil der Bohrlochsonde. Die Schlitze sind jeweils ca. 1,0 mm weit und bis zu 25 mm tief.

In unmittelbarer Nähe des Schlitzes befindet sich ein eigens entwickelter Kontaktdehnungsaufnehmer, der während des Schlitzens an die Bohrlochwandung gedrückt wird. Er erfaßt die tangentiale Dehnung, die durch das Schlitzen hervorgerufen wird.

Am jeweiligen Meßort werden nacheinander Schlitze in voneinander unabhängigen Richtungen gesägt. Üblicherweise sind es 3 um jeweils 120 Grad voneinander versetzte Schlitze. Drei derartige Schlitzversuche ermöglichen die Bestimmung des zweidimensionalen Spannungszustandes.

Bei der Auswertung wird vorausgesetzt, daß Spannungen und Dehnungen proportional sind (Lineare Elastizität). Daher müssen die elastischen Kennwerte (Elastizitätsmodul, Querdehnungszahl) aus anderen Versuchen bekannt sein.

Das Flat Jack ist ein hydraulisches flaches Druckkissen, das zur Messung von Spannungen vor Ort Anwendung findet wie z.B. in Tunnelgewölben (Bild 13).



Bild 13: Flat Jack (aus [3])

Das Prinzip der Messung besteht darin, eine Verformung, die durch eine künstliche Entspannung des Gesteins aufgetreten ist, durch einen Kompensationsdruck, der mit dem Flat Jack aufgebracht wird, rückgängig zu machen. Der aufzubringende Druck entspricht dabei der ursprünglich vorhandenen Spannung. Dabei wird vorausgesetzt, daß im Bereich der Ent- und Wiederbelastung die auftretenden Verformungen reversibel sind.

Zunächst werden vier Meßstifte zu beiden Seiten des zukünftigen Sägeschlitzes mit Hilfe einer Schablone gesetzt und einzementiert. Der Abstand sollte auf Grund von Erfahrungen 15 cm in der Horizontalen und 20 cm in der Vertikalen haben.

Die Stifte werden nun gegeneinander vermessen (Nullmessung). Dies geschieht üblicherweise durch zwei Wegstreckenmeßeinheiten wie z.B. elektrische Wegaufnehmer oder Meßuhren. Diese Messung muß vor dem Sägen des Schlitzes erfolgen. Das Sägen bewirkt eine Abstandsänderung der Meßbolzen, da eine Entlastung des Festgesteins eintritt. Die dadurch ausgelösten Verformungen werden zur Kompensation der Schlitzentlastung benutzt. Der Schlitz wird mit einer diamantbestückten Kreissäge hergestellt. Die Höhe des Schlitzes sollte nur wenig mehr als der des Flat Jacks entsprechen, um einen überflüssigen Luftspalt zwischen Flat Jack und Schlitzwandung zu vermeiden. Dieser müßte sonst auszementiert werden, um den Kontakt zwischen den beiden Medien wiederherzustellen. Durch Aufbringen des Kompensationsdruckes über die Hydraulikpumpe kann nur der vor dem Sägen vorhandene Abstand zwischen den Ankerpunkten wiederhergestellt werden. Der dazu erforderliche Druck gibt Aufschluß über die bestehenden Spannungen am Meßort.

5. BEISPIEL FÜR DIE SPANNUNGSERMITTLUNG IM LOCKERGESTEIN

Zu den Meßgrößen, die im Grundbau häufig durch Baustellenmessungen ermittelt werden, gehört der Erddruck auf Baugrubenwände. Insbesondere bei verformungsarmen Wänden (z.B. Schlitzwänden, Bohrpfahlwänden) läßt sich die Größe des Erddruckes, der in der Regel zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck liegt, nur näherungsweise angeben.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig führt zur Zeit Messungen an einer Schlitzwand durch, die im Hamburger Hafen als Kaimauer dient [15].

Für diese Maßnahme wurde ein großflächiges Erddruckkissen vom Institut selbst entwickelt. Der Durchmesser beträgt ca. 80 cm. Die Geber bestehen aus 2 mm starken Stahlblechen und einem abstandhaltenden Ringprofil von 30 x 20 mm. Sie sind mit Hilfe des Elektronenstrahlverfahrens verschweißt. Das Kissen ist mit Wasser gefüllt, dessen Druck bei der Beanspruchung mit elektrischen Aufnehmern gemessen wird. Als Besonderheit ist ein Klappmechanismus zu erwähnen, der das Andrücken des Kissens gegen das anstehende Erdreich nach Absenken des Schlitzwandbewehrungskorbes ermöglicht (Bild 14).



Bild 14: Systemskizze des Erddruckkissens (aus [15])

Während des Einbaus wird das Erddruckkissen fest an den Bewehrungskorb angespannt.

Nach dem Einhängen des Bewehrungskorbes wird durch Hochziehen der zwei Zugstäbe zunächst der untere Teil des Erddruckkissens an die Wand gedrückt. Dies wird durch die Aufhängung des Kissens im unteren Drittel und durch eine sich ausklinkende Halterung oben bewirkt. Ziel ist es, beim Herausdrücken des Erddruckkissens die Bentonitsuspension nach oben auszupressen.

In der Endposition wird das Erddruckkissen durch die Zugstäbe und durch den Betondruck an den Boden angepreßt.

Während des Bauvorganges wird zunächst der Suspensionsdruck gemessen. Später werden dann die beim einseitigen Freigraben der Wand entstehenden Erddrücke gemessen. Über erste Ergebnisse und das Gesamtkonzept der Messungen an diesem Bauwerk wird in [10] berichtet. Da bei vielen Problemen des Grund- und Tunnelbaus theoretische Ansätze nur zu Näherungslösungen führen, ist es zunehmend üblich geworden, baubegleitende Messungen auszuführen. Neben den Verformungen des Bodens und des Bauwerks werden vor allem die im Boden vorhandenen Sohldrücke (vertikal) und Erddrücke (horizontal) gemessen. Zur Messung werden vorwiegend Druckkissen verwendet, deren hydraulischer Druck über Ventilgeber oder mit elektrischen Aufnehmern ermittelt wird.

Am Beispiel einer Schlitzwand wird ein vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig entwickeltes großes Erddruckkissen vorgestellt.

Mit den Ausführungen sollte zum einen die Bedeutung baubegleitender Spannungsmessungen hervorgehoben zum anderen an einigen Beispielen die technische Umsetzung der Meßmethoden gezeigt werden.

LITERATURVERZEICHNIS

[1]	BAUERNFEIND, P. HILMER, K.	:	Neue Erkenntnisse aus Sohldruck- und Erddruckmessungen bei der U-Bahn in Nürnberg Die Bautechnik 1974, Heft 8,S.253-259
[2]	DUNNICLIFF, J.	:	Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance Wiley & Sons, New York 1988
[3]	FA.GLÖTZL	:	Firmenprospekt Flat Jack
[4]	FA.GLÖTZL	:	Firmenprospekt Ventilgeber für Erddruck
[5]	FA.GLÖTZL	:	Firmenprospekt Meßgeräte
[6]	FA.GLÖTZL	:	Firmenprospekt Einpreßventilgeber
[7]	HILMER, K. NOWACK, F. GLÖTZL, F.+ R.	:	Einbauempfehlungen für Erd- und Sohldruckgeber Symposium: Meßtechnik im Erd- und Grundbau München 1983 Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen 1983
[8]	FA.INTERFELS	:	Firmenprospekt Bohrloch- Schlitzsonde
[9]	FA.INTERFELS	:	Firmenprospekt Hydraulic Pressure Cells-System Glötzl
[10]	MAYBAUM, G.	:	Messungen am O'Swaldkai in Hamburg Messen in der Geotechnik Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44, 1994
[11]	MÜLLER, KH.	:	Erddruckmessungen an einem Brückenwiderlager Baumaschine + Bautechnik 1973 Heft 5, Seite 169 - 173
------	--	---	---
[12]	PETERSEN, G. SCHMIDT, H.	:	Bodendruckmessungen an Tunnel- bauwerken des Hamburger Schnellbahnbaus Der Bauingenieur 49 (1974) Seite 318 - 326
[13]	PETERSEN, G. SCHMIDT, H.	:	Bodendruckmessungen an einem Tunnelbauwerk in abgeböschter Baugrube Bauingenieur 55 (1980), Seite 109 - 114
[14]	PROFOS, P.	:	Kompendium der Grundlagen der Meßtechnik, 2. Auflage Vulkan Verlag, Essen 1988
[15]	RODATZ, W. HARTUNG, M. MAYBAUM, G.	:	Geotechnische Messungen am O´Swaldkai, Hamburg Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg (1992)
[16]	SMOLTCZYK, U. HILMER, K.	:	Erddruck auf Schleusenkammerwände Vorträge der Baugrundtagung 1976 in Nürnberg Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau 1977
[17]	SORUM, G.	:	Field Measurements in Geomechanics Volume 1 and 2 Palkoma Pottordam 1991



Messungen am O'Swaldkai, Hamburg

Dipl.-Ing. Georg Maybaum

Gliederung

1. Einleitung

- 2. Ziel der Untersuchungen
- 3. Derzeitiges Nachweiskonzept
 - 3.1. Einwirkende Lasten
 - 3.2. Widerstand der Schlitzwandkonstruktion
 - 3.3. Sicherheitsniveau
- 4. Vom Nachweiskonzept zum Meßkonzept
- 5. Vom Meßwert zum Rechenwert
- 6. Ergebnisse der Erddruckmessungen
 - 6.1. Änderung der Erddrücke infolge Abbagerung
 - 6.2. Änderung der Erddrücke infolge Tidewechsel
 - 6.3. Belastung der Schlitzwand
- 7. Zusammenfassung und Ausblick
- 8. Literatur

1. Einleitung

Im Hamburger Hafen werden vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS), seit 1992 im Auftrag von Strom- und Hafenbau Hamburg am O'Swaldkai an einem in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauerbauwerk, umfangreiche Messungen durchgeführt.

Anlaß für dieses Meß- und Untersuchungsprogramm waren die für die großen geforderten Geländesprünge neuen Konstruktionen, wie z.B. die hier zur Anwendung gekommene Schlitzwandbauweise. Neue Konstruktionen sind wegen der für die herkömmliche Stahlspundwandbauweise ungünstigen Baugrundverhältnisse notwendig. Problematisch für die Herstellung der Kaikonstruktionen sind die im Übergangsbereich von den pleistozänen zu den tertiären Schichten vorhandenen Geröllagen, in die große Steine eingelagert sein können [2].

Die ausgeführte Gesamtkonstruktion hat eine Bauhöhe von 27 m, die Schlitzwand eine Herstellungstiefe von 25 m. Die Dicke der Schlitzwand beträgt 1,2 m, die Lamellenbreite wurde mit 4,3 m festgelegt. In diese Lamellen wurden zwei gleichartige nebeneinanderliegende Bewehrungskörbe eingesetzt. Der Oberbau befindet sich auf einer Höhe von ca. 6 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 m.

Die Baumaßnahme wurde 1992/93 von der ARGE O'Swaldkai (Dyckerhoff & Widmann, H.C.Hagemann, GKT) ausgeführt und ist in [1] ausführlich beschrieben.

2. Ziel der Untersuchungen

Angesichts der in den nächsten Jahren noch zu erstellenden oder umzubauenden Liegeplätze für Containerschiffe der IV. Generation, erschien es erforderlich, die derzeitigen Berechnungsansätze kritisch zu überdenken [10]. Dabei ist neben der Bestimmung der sich ergebenden Sicherheiten für einzelne Bauteile und die Gesamtkonstruktion auch die Frage nach der wirtschaftlichen Optimierung zu beantworten.

Die rechnerische Bestimmung der auf Kaianlagen einwirkenden Erddrucklasten beruht üblicherweise auf der von Coulomb entwickelten Erddrucktheorie. In Abhängigkeit der Wandbewegung können dabei die zwischen den Grenzzuständen aktiver und passiver Erddruck liegenden Lastgrößen angegeben werden.

Der wesentliche Mangel der analytischen Berechnung besteht in der ungenügenden Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk. Die sich bei Kaimauern einstellenden Spannungs- und Verformungsfelder können daher nicht in dem erforderlichen Maße Eingang in die Beurteilung der Standsicherheit finden. Das vom IGB-TUBS am O'Swaldkai durchgeführte Meßprogramm hat deshalb die kontinuumsmechanische Beschreibung des Tragsystems Boden- Bauwerk zum Ziel gehabt. Daraus sollen neue Berechnungsgrundlagen entwickelt werden, die eine sowohl sichere, wie wirtschaftlichere Erstellung von Kaimauerbauwerken ermöglichen [7].



Bild 1: Neubau O'Swaldkai, Hauptmeßquerschnitt

3. Derzeitiges Nachweiskonzept

Jedes Nachweiskonzept beschreibt die Verknüpfung von einwirkenden Lasten und den ihnen entgegengesetzten Widerständen.

3.1. Einwirkende Lasten

Im Rahmen dieses Beitrags soll die Betrachtung der einwirkenden Lasten auf Erd- und Wasserdrücke beschränkt bleiben. Betrachtet man die zugrunde gelegten Lastansätze, so beruhen sie im wesentlichen auf den Vorschriften, die für Kaimauern in Spundwandbauweise entwickelt worden sind.

Ausgehend von den von Coulomb entwickelten Grundlagen werden in Abhängigkeit der bodenmechanischen Parameter horizontale Erddrucklasten angegeben. Es wird dabei von ebenen Gleitflächen ausgegangen. Die Berechnung beruht auf der Annahme, daß die zur Weckung des aktiven Erddrucks erforderlichen Wandbewegungen erreicht werden.

Das Nachweiskonzept arbeitet mit der Einführung von abgeminderten Bodenkennwerten, deshalb ist der im Labor ermittelte Reibungswinkel auf einen Rechenwert abzumindern.

 $\tan \operatorname{cal} \phi' = \tan \phi' / 1, 1$

Diese Abminderung führt rechnerisch zu größeren Gleitkörpern und damit höheren Erddrucklasten.

Kohäsion wird wegen der vorwiegend sandig bis kiesigen Böden im Hamburger Hafen normalerweise nicht angesetzt.

Die Vernagelung der theoretischen Gleitflächen infolge des Einbringens von Pfählen wird in Hamburg durch Vergrößerung des rechnerischen Reibungswinkels berücksichtigt. Gemäß [6] wird dabei in Abhängigkeit von Konstuktionshöhe, Pfahlquerschnitt und -abstand eine Erhöhung des Reibungswinkels auf bis zu 37,5° zugelassen.

 $\varphi_{rech} = cal \varphi' + \Delta \varphi'$

Diese Erhöhung führt rechnerisch zu kleineren Erddrucklasten.

Die Konstruktion wird dann im statischen Sinne als ein ebenes Stabwerk beschrieben, von dem die äußeren Lasten aufzunehmen sind. Die Berechnung erfolgt heutzutage meist EDV gestützt, die Schnittkräfte werden nach Theorie I. Ordnung ermittelt. Das Aufreißen der Betonquerschnitte im Zustand II wird durch ideelle Trägheitsmomente berücksichtigt.

lideell = I * fred (Abminderung)

Beim O'Swaldkai hat man sich für die Einspannung der Schlitzwand in die Kaiplatte entschieden. Durch Berücksichtigung der Einspannmomente wird der Schnittkraftverlauf positiv beeinflußt. Die Verringerung der maximalen Wandbiegemomente wurde durch Voutung der Platte im Anschlußbereich an den Kaikopf zur Aufnahme negativer Momente ermöglicht.

Der maßgebende Wasserüberdruck ergibt sich auf Grund der einschlägigen Normen und Vorschriften (EAU, E19) bei Niedrigwasserstand mit rechnerischen Wasserüberdrücken von 2,0 m (LF1) bzw. 3,0 m (LF2).

Durch Überlagerung der Lastanteile aus Wasser- und Erddruck ergeben sich die maximalen Biegemomente. Die infolge Erddrucklast ermittelten Biegemomente dürfen dabei gemäß EAU bei Spundwänden um 1/3 ermäßigt werden. Wegen der erwarteten höheren Steifigkeit der Schlitzwand wurde die zulässige Abminderung in Anlehnung an EAU, E77 für die statische Berechnung des O'Swaldkais auf 1/6 beschränkt.

 $M_{Bem} = 5/6 M_e + M_w$

3.2. Widerstand der Schlitzwandkonstruktion

Die sich letztendlich ergebenden bemessungsrelevanten Biegemomente der Schlitzwandkonsruktion müssen nun im Rahmen der im Stahlbeton üblichen Nachweise in Stahl- und Betonspannungen umgesetzt werden.

Dabei wurden die Zuschläge zu den zulässigen Stahlspannungen gemäß EAU, E20-1 für die Lastfälle 2 (15%) und 3 (30%) bereits in der statischen Berechnung auf der Lastseite berücksichtigt.

Die anschließende Bemessung nach DIN 1045 liegt u.a. deswegen auf der sicheren Seite, weil Betonzugspannungen nicht in Ansatz gebracht werden. Andere, sich aus der Modellvorstellung ergebende, sicherheitsbestimmende Einflüsse sollen hier zunächst nicht näher betrachtet werden.

Da während der Bauzustände auch negative Momente im Feldbereich auftreten, wurde für die Schlitzwand eine symmetrische Bewehrung vorgesehen.

3.3. Sicherheitsniveau

Der erforderliche nominale Sicherheitsbeiwert ergibt sich aus dem Dehnungsdiagramm (Bild 3, DIN 1045).

Im Berechnungsablauf werden die angreifenden Lasten sowohl erhöht (Laborsicherheitsbeiwert) wie abgemindert (Pfahlwirkung). Diese Änderungen erfolgen zudem noch nichtlinear mit jeweils anderen Bezugs- und Grenzwerten.

Auch im weiteren Verlauf des Nachweiskonzeptes wechseln sich Erhöhungen (EAU, E20-1) und Abminderungen (5/6 * M) ab.

Der tatsächliche Sicherheitsbeiwert einzelner Bauteile oder der Gesamtkonstruktion kann aus den Rechenergebnissen somit nicht mehr abgeleitet werden.

4. Vom Nachweiskonzept zum Meßkonzept

Das Nachweiskonzept stellt eine Berechnung in Teilschritten dar. In jedem Rechenschritt ist eine Transformationsvorschrift anzuwenden, der eine entsprechende Modellvorstellung zugeordnet ist.

Die Begriffe sollen am Beispiel der Erddruckermittlung kurz erläutert werden.

Mit den bodenmechanischen Parametern φ und c (Eingangswerte) werden mit Hilfe der k_{ah} -Werte (Transformationsvorschrift) horizontale Erddrucklasten angegeben (Ergebniswerte). Der Berechnung liegt die Theorie von Coulomb zu Grunde (Modell).

Um alle Vorgänge qualitativ und quantitativ beschreiben zu können, war also ein Meßkonzept zu wählen, das in jeder Berechnungsstufe sowohl Eingangs- wie Ergebniswerte liefern konnte. Damit kann auch die jedem Rechenschritt innewohnende Modellunschärfe beurteilt werden.

So wurde den geotechnischen Messungen ein umfangreiches Laborprogramm vorgeschaltet, um Einblick in die Schwankungsbreite der bodenmechanischen Parameter zu bekommen.

Wegen der Abhängigkeit der sich einstellenden Erddrücke von der Wand- und Bodenbewegung wurden zur Bestimmung des Verschiebungsfeldes entsprechende Meßsysteme vorgesehen. Die Meßwertaufnahme erfolgte mit Inklinometer- und Gleitmikrometersonden, sowie einem Setzungsplattenmeßgerät.

Die auftretenden Lasten wurden direkt über Erddruckkissen erfaßt. Wegen der zentralen Bedeutung dieser Werte kamen insgesamt 13 Erddruckissen in fünf verschiedenen Tiefenlagen zum Einsatz, um beim Ausfall einiger Komponenten auf wesentliche Aussagen nicht verzichten zu müssen.

Es sei hier auf die eigene Entwicklung von großflächigen Erddruckkissen hingewiesen, deren technische Konzeption in [9] und [11] beschrieben ist.

Im Rahmen der Voruntersuchungen [5] konnte gezeigt werden, daß insbesondere die Rückrechnung der Stahlbetonbeanspruchung nur mit umfangreichen, voneinander unabhängigen Meßdaten durchgeführt werden kann. Neben den schon oben aufgeführten manuellen Meßsystemen wird das Verhalten der Schlitzwand mit Dehnungsmeßstreifen auf der Längsbewehrung, Betonstauchungs- und Betonspannungsmessungen überwacht.

Die eingesetzten Meßsysteme ermöglichen nicht nur die Transformation von Verschiebungen und Krümmungen in Dehnungen und Stauchungen, sondern auch die Korrelation von diesen geometrischen Werten mit Zug- und Druckspannungen.

Zur Absicherung der ermittelten Beziehungen sind sowohl Rückstellproben hergestellt wie Bohrkerne gezogen worden, um die Materialparameter Steifigkeit und Festigkeit (ggfs. in Abhängigkeit von der Tiefe) festlegen zu können.

Die Anordnung der manuellen und elektrischen Meßsysteme ist Bild 1 zu entnehmen.

Das entwickelte Meßkonzept ist mit einigen der gegenseitigen Verflechtungen in Bild 2 dargestellt. Nur die Erddruckkissen geben die Wandbelastung direkt wieder, alle anderen Meßsysteme sind nur über statische und geometrische Bedingungen mit den Lasten verknüpft.



Bild 2: Meßkonzept

5. Vom Meßwert zum Rechenwert

Die Rückrechnung von Beanspruchungsgrößen aus Meßwerten ist ungleich schwieriger, als die Bestimmung bemessungsrelevanter Rechenwerte, weil hier vereinfachende Annahmen nicht zulässig sind. Die Verwendung von "auf der sicheren Seite" liegenden Eingangsparametern und ihre Weiterverarbeitung mit Hilfe ingenieurmäßiger Modelle kann im Rahmen einer "back up analysis" nicht zum Ziel führen.

So müssen z.B. bei der Rückrechnung von Momenten aus Dehnungen die Betonzugspannungen berücksichtigt werden, bei der Bemessung von Stahlbetonquerschnitten werden sie aber vernachlässigt.

Im Rahmen der Vorstudie [5] hat das IGB TUBS im Auftrag von Strom und Hafenbau eine Meßwertanalyse einer ebenfalls in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauer durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Arbeit haben die Konzeption des Meßsystems entscheidend beeinflußt. Es konnten sowohl Anforderungen für die Qualität der Aufnahmesysteme, wie über die Anzahl der Meßwertegeber angegeben werden.

Der gesamte Themenkomplex der inversen Modellbildung ist wegen der enormen Komplexität derzeit noch Gegenstand intensiver universitärer Forschung. Die detaillierte Beschreibung der Problematik kann deshalb nicht im Rahmen diese Beitrags erfolgen.

6. Ergebnisse der Erddruckmessungen

Es soll hier über die derzeitigen Erkenntnisse aus den Erddruckmessungen berichtet werden.

Es sei ausdrücklich daraufhingewiesen, daß die im folgenden angegebenen Zahlenwerte bisher weder für die Gebergruppe korreliert noch mit den Ergebnissen der anderen Messungen abgeglichen worden sind. Es werden die Meßergebnisse der kleinen Erddruckkissen vom 28.09.1993 zugrunde gelegt.

6.1. Änderung der Erddrücke infolge Abbagerung

Die grundsätzliche Entwicklung der Horizontalspannungen bei einer in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauer ist [7] zu entnehmen. Von den Meßergebnissen während der Einbau und Betonierphase ist bereits in [9] berichtet worden.

Auf Bild 3 sind die rechnerischen Erddrücke vor Abbaggerung (eo rechn) den gemessenen Werten (eo gem) gegenübergestellt. Als Rechenwert wurden hier die Erdruhedrücke ohne jegliche Erhöhung oder Abminderung eingesetzt. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend, im Mittelbereich ergeben sich etwas höhere Meßwerte.



Bild 3 : rechnerische und gemessene Effektivspannungen vor dem Abbaggern, nach [13].

Infolge Abbagerung wird die wasserseitige Bodenstützung aufgehoben und die Wand verformt sich zur Wasserseite. Die mit Hilfe der Vertikalinklinometer ermittelten Meßwerte sind in Bild 4 aufgetragen. Es treten demnach Horizontalverfomungen von ca. 1,75 cm in Feldmitte auf, die maximale Durchbiegung beträgt ungefähr 1,1 cm.

- 112 -

DEFORMATION

KURVE	MS	1S Pegel		DATUN	DIFF TAGE	TIEFE (m)	SL (m)	
	21	SHH	35-48	28.04.93-08.07.93	71	26	.5	
	21	SHH	35-43	28.04.93-19.07.93	82	26	.5	
	21	SHH	35-45	28.04.93-23.08.93	117	26	.5	
	21	SHH	35-46	28.04.93-28.09.93	153	26	.5	



Bild 4: Verformung der Schlitzwand infolge Abbaggerung

Die Bewegung der Wand hat ein Absinken der Erddrücke zur Folge. Die effektiven Spannungen werden mit den aktiven Erddruckwerten (ea rechn) verglichen. Die rechnerischen Werte sinken dabei ungefähr auf die Hälfte ab (eo rechn / ea rechn).

Die gemessenen Erddrücke übersteigen für den Tidehochwasserfall (Thw) die rechnerischen Werte leicht, nur für den Fußpunkt ergibt sich ein wesentlich größerer Meßwert. Da dieses Erddruckkissen unterhalb der Hafensohle liegt können hier nur geringere Verformungen (s. Bild 4) und damit geringere Spannungsabnahmen auftreten.



Bild 5: rechnerische und gemessene Effektivspannungen nach dem Abbaggern, Thw, nach [13]

6.2. Änderung der Erddrücke infolge Tidewechsel

Betrachtet man nun den Tidewasserabfall, so stellt sich hier eine wechselseitige Belastung der Wand ein. Bei Thw ergeben sich Wasserüberdücke auf der Elbseite, bei Tiedeniedrigwasser Wasserüberdrücke auf der Landseite (Bild 7).

Wegen der Abhängigkeit der gemessenen Erddrücke vom Innen- und Außenwasserstand wird zunächst die Veränderung der effektiven Spannungen infolge Tidewechsel analysiert. Dabei werden die effektiven Spannungen bei ablaufendem Wasser betrachtet, d.h. die Differenz der Meßwerte 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 (Tnw) rechnerisch größere Erddrücke als bei Tidehochwasser (Thw). Die Erhöhung ist über die Tiefe nahezu konstant, sie beträgt zwischen 3 und 5 kN/m² (ea rech).

Demgegenüber weisen die Meßwerte einen deutlichen Abfall der effektiven Spannungen bei Tideniedrigwasser nach. Die Abnahme der gemessenen effektiven Spannungen (ea gem) in Feldmitte beträgt ungefähr 30 kN/m².

- 114 -



Bild 6: Änderung der effektiven Spannungen bei ablaufendem Wasser.

Um die Auswirkungen auf die Belastung der Wand beschreiben zu können, müssen gleichzeitig die Wasserüberdrücke betrachtet werden. Dabei werden die Fälle Tidehochwasser und Tideniedrigwasser unterschieden. Es werden die am O'Swaldkai am 28.09.1993 gemessenen Wasserstände zugrunde gelegt.



Bild 7: Wasserüberdrücke bei Thw und Tnw

- 115 -

6.3. Belastung der Schlitzwand

Es werden zunächst die Differenzen zwischen den Meßwerten bei Thw und Tnw ermittelt.

Trägt man diese Änderung der effektiven Spannungen (∆ea gem) zusammen mit der Änderung der Wasserüberdrücke (∆wü) auf, so kann man ablesen, daß die Erhöhung der landseitigen Wasserüberdrücke zu Reduktionen der Erddrücke in gleicher Größenordnung führt.

Die sich ergebende Belastungsänderung auf die Wand (∆wü+∆ea gem) ergibt im Kopf und Fußbereich leichte Erhöhungen. Im für die Biegebemessung maßgebenden Feldbereich kommt es infolge Tidewasserabfall zu keinen Belastungsänderungen.



Bild 8: Belastungsänderung infolge Tidewechsel

Insgesamt ergibt sich, daß die Wasserüberdrücke nahezu vollständig durch die Abnahme der effektiven Spannungen kompensiert werden.

Das entsprechende statische Modell ist ein biegeweicher Balken auf elastischer Bettung (Bild 9).

Ermittelt man die theoretische Durchbiegung der Wand infolge Wasserüberdruckwechsel (Thw - Tnw), so ergeben sich Rechenwerte von ungefähr \pm 1,8 cm. Bei einer Inklinometermeßkampagne konnte bestätigt werden, daß diese Bewegungen in situ nicht auftreten.

Die Last (Wasserüberdruck) muß deshalb in Entlastung der Federn (Erddruck) umgesetzt werden. Die Biegesteifigkeit der Wand spielt in diesem Zusammenhang also nur eine untergeordnete Rolle.





In der erdstatischen Berechnung wird dieser Zusammenhang nicht berücksichtigt. Es werden deshalb bei Tnw wesentlich kleinere effektive Spannungen gemessen, als sie sich rechnerisch ergeben haben.



Bild 10: rechnerische und gemessene effektive Spannungen bei Tnw, nach [13]

Dies ist insbesondere von großer Bedeutung, da diese Differenzen den maßgebenden Lastfall entscheidend beeinflussen. Die gemessenen Erddrücke bei Tnw unterschreiten die in der statischen Berechnung angesetzten Werte insbesondere in Feldmitte nennenswert.

 \bigcirc

Selbst unter Berücksichtigung, der hier noch nicht eingearbeiteten Reduktionen (s. Kap. 3), kann davon ausgegangen werden, daß im derzeitigen Bemessungskonzept die Lasten aus Erddruck überschätzt werden.

Die Quantifizierung der bisherigen Erkenntnisse wird sich erst im Laufe der weiteren Bearbeitung ergeben. Zunächst muß die Aussagegenauigkeit durch Korrelationsbildung und mathematisch statistische Analysen erhöht werden. Im Rahmen der Bildung des kontinuumsmechanischen Modells muß geprüft werden ob auch bei Grenzzuständen wie Hochwasserfall oder ungünstigste Lastkombinationen die Reduktion der Erddrucklasten gerechtfertigt ist.

Die gemessenen Erddrücke entsprechen im übrigen den in der EAB [3] für einfache Verankerung angegebenen verformungsabhängigen Erddruckverläufen. Im Kopf und Fußbereich treten nur geringe Spannungsveränderungen auf. Im Feldbereich sinken die effektiven Spannungen bis unter den rechnerischen aktiven Erddruck ab.



Bild 11 : Erddruckverläufe nach [3]

7. Zusammenfassung und Ausblick

Für den Neu- und Ausbau von Liegeplätzen im Hamburger Hafen für Containerschiffe der IV. Generation kommen neue Konstruktionsprinzipien wie z.B. die Schlitzwandbauweise zur Anwendung. Für diese großen Geländesprünge sind die derzeitigen Berechnungsverfahren weiterzuentwickeln, um auch in Zukunft sowohl sichere wie wirtschaftliche Bauwerke erstellen zu können.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) wurde deshalb vom Amt für Strom- und Hafenbau Hamburg beauftragt, Messungen am O'Swaldkai an einem in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauerbauwerk durchzuführen. Im Rahmen des Beitrages wurde die Entwicklung des Meßkonzeptes vorgestellt. Die gegenseitige Beeinflussung von Nachweis-, Meß- und Auswertemethodik wurde aufgezeigt.

Erste Analyseergebnisse bezüglich der Schlitzwandbelastung sind dargestellt worden. Es konnte gezeigt werden, daß die gemessenen Erddrucklasten die derzeitigen rechnerischen Ansätze unterschreiten.

Es wurde verdeutlicht, daß die gemessenen Lastbilder nur unter Berücksichtigung der Wechselwirkung von Boden und Bauwerk nachvollziehbar sind. Die weiteren Bearbeitungsschritte werden deshalb den Aufbau eines Tragwerkmodells auf der Basis der Methode der Finiten Elemente einschließen. Die dabei gewählte Vorgehensweise ist in [8] erläutert.

Das vorgestellte Forschungsprogramm, das auch von der Deutschen Forschungsgemeinschaft mitgetragen wird, soll ein besseres Verständnis der mechanischen Zusammenhänge in geotechnischer und konstruktiver Sicht ermöglichen.

Wir hoffen, damit Berechnungsgrundlagen entwickeln zu können, die auch in Zukunft die Erstellung sicherer und wirtschaftlicher Kaimauerbauwerke ermöglichen.

8. Literatur

- Böttger, H. et al Umstrukturierung O'Swaldkai Hansa 8 (1992)
- Dücker, H. P.
 Kaimauerbau in Hamburg, Neue Konzepte gesucht Hansa 7 (1992)
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" der Deutschen Gesellschaft f
 ür Erdund Grundbau e.V.
- [5] IGB·TUBS Entwicklung eines Meßkonzepts, Auswertung der Messungen am Athabaskakai Strom und Hafen, Hamburg (1991), unveröffentlicht
- [6] N.N. Musterblatt Nr.15, Strom und Hafenbau, Hamburg (1991)
- [4] Empfehlungen des Arbeitskreises "Ufereinfassung" der Deutschen Gesellschaft f
 ür Erd- und Grundbau e.V.
- [7] Rodatz, W.
 Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen Hansa 7 (1992)

[8] Rodatz, W.; Hartung, M.; Maybaum, G. Back Analysis of Geotechnical Measurements at the Port of Hamburg based on FEM Eigth International Conferebce of the Assiociation for Computer Methods and Advances in Geomechanics

West Virginia University, Morgantown (22.-28. Mai 1994)

- [9] Rodatz, W.; Hartung, M.; Maybaum, G.
 Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
 Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg (1992)
- Schmidt, W.
 Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionsmerkmalen beim Kaimauerbau
 Hansa 7 (1992)
- [11] Schnell, W.

Spannungsmessungen Messen in der Geotechnik, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 44 (1994)

[12] Schulz, H.

Betrachtungen zum neuen Sicherheitskonzept Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg (1992)

[13] Stahlhut, O.

Erd- und Porenwasserdruckmessungen Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, (1994)





DIN 4150 : Erschütterungen im Bauwesen Der neue Teil 2 : Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden

Oswald Klingmüller

Zusammenfassung

Die Probleme der Erschütterungseinwirkung auf Menschen in Gebäuden und der damit verbundenen Möglichkeit einer erheblichen Belästigung werden diskutiert. Das Bewertungsverfahren der neuen DIN 4150 Teil 2 (Gelbdruck) wird dargestellt und insbesondere auf die Vorschläge zur Beurteilung von Erschütterungen aus Baustellenbetrieb eingegangen, da diese mit Blick auf den Stand der Technik und den üblichen Baustellenbetrieb von seiten der Beteiligten substantiell kritisiert werden.

1. EINLEITUNG - ERSCHÜTTERUNGSWIRKUNGEN

Der Reiz einer Bootsfahrt oder einer Fahrt mit der Achterbahn liegt nicht zuletzt auch darin, hinterher wieder festen Boden zu betreten und sich sicher zu fühlen. Zumindest in Mitteleuropa gehören Bodenbewegungen nicht zu den alltäglichen Erfahrungen.

Bewegt sich trotzdem einmal der Boden oder Bauwerke, die üblicherweise fest auf oder in den Boden gegründet sind, so entsteht Unsicherheit. Daß durch die Bewegungen auch Massenkräfte geweckt werden können, scheint allgemein gefühlt zu werden.

Welche Bewegungen zu welchen Massenkräften führen und wie groß die Massenkräfte sind im Verhältnis zu den statischen Kräften aus der Erdanziehung (Erdbeschleunigung!), läßt sich allerdings nicht erfühlen. Hierfür müssen die Beziehungen der Mechanik, speziell der Kinetik, angewandt werden. Zum täglichen Umgang für den Ingenieur wurde die Vorgehensweise in Deutschland normiert und speziell für Bauwerke in den Normen DIN 4149 [1] und DIN 4150 [2] geregelt.

DIN 4149 wurde mit Blick auf die Sicherheit der Bauwerke bei Erdbeben als Bemessungsund Berechnungsnorm verfaßt, DIN 4150 behandelt demgegenüber nicht bemessungsrelevante Erschütterungen, bzw. gibt an, wie Erschütterungen entstehen und sich ausbreiten (Teil 1), welche Erschütterungen mit einer erheblichen Belästigung verbunden sein können (Teil 2) und bis zu welchen Erschütterungen übliche Bauwerke keine Schädigung erleiden (Teil 3).

	DIN 4149		DIN	4150				
MSK- Intensität	Beschreibung - Erdbebenzone	Beschleu- nigung [m/s ^{2]}	Teil 2 KB	Teil 3 v [mm/s]				
Ι	nur von Erdbebeninstrumenten registriert - Zone A		< 0,2					
П	nur von einzelnen ruhenden Personen wahrgenommen - Zone A		0,3	< 1				
III	von wenigen gespürt - Zone A		0,5	1-5				
IV	von vielen gespürt, Geschirr und Fenster klirren - Zone A		0,5-2	4-20				
v	hängende Gegenstände pendeln, viele Schlafende erwachen - Zone A	0,1	1-5	10-30				
VI	leichte Schäden an Gebäuden, feine Risse im Verputz - Zone 0	0,2	4-16	10-80				
VII	Risse im Verputz, Spalten in Wänden und Schornsteinen - Zone 1,2	0,2 - 0,4		50-150				
VIII	große Spalten im Mauerwerk, Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein - Zone 3,4	0,4 - 1,0		100-300				
IX	an einigen Bauten stürzen Wände und Dächer ein, Erdrutsche							
X	Einstürze von vielen Bauten, Spalten im Boden von 1m Breite							
XI	viele Spalten im Boden, Erdrutsche in den Bergen							
XII	starke Veränderungen an der Erdoberfläche							

Tabelle 1 : Zusammenstellung von Erschütterungswirkungen

Die Erschütterungswirkungen sind in den Erdbebenintensitätsskalen anschaulich geschildert. In Tabelle 1 (siehe auch [3]) ist die Erschütterungswirkung und der Anwendungsbereich der verschiedenen Normen zusammengestellt. Üblicherweise wird zur Kennzeichnung der Erschütterungen bei Erdbeben die maximale Amplitude der horizontalen Bodenbeschleunigung angegeben, bei der Erschütterungseinwirkung auf Gebäude die maximale Amplitude der Schwinggeschwindigkeit (auch Schnelle genannt). Die Erschütterungseinwirkung auf den Menschen wird meist durch einen im Frequenzbereich gefilterten Wert, den KB-Wert, angegeben.

Zur Veranschaulichung der Zahlenangaben in Tabelle 1 seien die entsprechenden Werte dreier bekannter Erdbeben angeführt :

Mexiko City 1985	:	2 [m/s ²] bei 0,5 Hz entspricht ca. 640 [mm/s] Intensität IX bis X
Friaul 1976	:	4 [m/s ²] bei 2 Hz entspricht ca. 300 [mm/s] Intensität IX
Schwäbische Alb 197	8 :	3 [m/s ²] bei 6 Hz entspricht ca. 100 [mm/s] Intensität VII

Festzuhalten ist, daß die mechanische Wirksamkeit von Erschütterungen (Schädigung) erst bei den zehn- bis hundertfachen Amplituden der Fühlbarkeit gegeben ist. Erschütterungen sind somit deutlich spürbar, auch wenn mit ihnen keinerlei Gefährdung verbunden ist.

Inwieweit solche Erschütterungen als Belästigung empfunden werden oder gar gesundheitliche Schäden verursachen können, ist bislang nicht eindeutig geklärt.

Bewertete Schwingstärke	Beschreibung der Wahrnehmung				
<0.1	nicht spürbar				
0.1	Fühlschwelle *)				
0.1 - 0.4	gerade spürbar				
0.4 - 1.6	gut spürbar				
1.6 - 6.3	stark spürbar				
6.3 bis 100	sehr stark spürbar				

*) Die Fühlschwelle wird in dieser Richtlinie nicht definiert. Ihre Angabe in der Tabelle mit KX, KY, KZ oder KB = 0.1 kann daher nur als Anhaltswert angesehen werden. Die Fühlschwelle ist sehr von den jeweiligen Umgebungsbedingungen, z.B. der Einwirkungsrichtung und von persönlichen Gegebenheiten wie Tätigkeit, Alter, Aufmerksamkeit und Gesundheitszustand abhängig.

Tabelle 2 : Zusammenhang zwischen bewerteter Schwingstärke und subjektiver Wahrnehmung

Allgemein ist das Recht anerkannt, daß ein Bürger in seinen vier Wänden nicht durch Einwirkungen von außen gestört wird, somit auch nicht durch Erschütterungen. Insofern gilt das Bundes-Immissionsschutz-Gesetz (BImschG) auch mit Bezug auf Erschütterungen (siehe auch [4], [6]).

Es hängt von einer Vielzahl von Umständen ab, ob spürbare Erschütterungen mit einer Belästigung verbunden sind und somit eine Verletzung des BImschG vorliegt oder nicht. Die feste Vorgabe von Grenzwerten wird allgemein nicht für möglich gehalten. In DIN 4150 Teil 2 sollen Anhaltswerte angegeben werden, bei deren Einhaltung in Gebäuden **in der Regel keine erhebliche Belästigung** vorliegt. Eine entsprechende Vorgabe von Anhaltswerten für Arbeitsplätze gibt die VDI-Richtlinie 2057 [5]. Eine Zuordnung der Spürbarkeit zur bewerteten Schwingstärke ist in [5] tabellarisch angegeben (siehe Tabelle 2) = Tabelle 4 von DIN 4150, bzw. Tabelle 1 in VDI Richtlinie 2057.

2. DIN 4150 TEIL 2 MIT NEUEM BEURTEILUNGSVERFAHREN

Während sich die Bewertung in der DIN 4150 Vornorm 1975 auf den Vergleich eines maximalen gemessenen KB-Wertes mit einem zulässigen KB-Wert beschränkte, wird in der Neufassung ein Beurteilungsverfahren angewandt, das dem in sehr großen Streubreiten zwischen Ruhe und Spitzenwert schwankendem tatsächlichen Schwingungsgeschehen besser Rechnung trägt.

Ausgegangen wird, wie auch in der Vornorm, von dem aus der gemessenen Schwinggeschwindigkeit durch einen Hochpaßfilter erzeugten KB(t)-Signal.

v(t) -> Filter
$$\left[\frac{1}{\sqrt{1+(\frac{5.6}{f})^2}}\right]$$
 -> KB(t)

Die Erschütterungseinwirkung ist für die vertikale und die zwei horizontalen Richtungen getrennt zu erfassen.

Das Signal KB(t) wird gleichgerichtet durch eine gleitende Effektivwertbildung über die Zeitkonstante 125 ms. Das gleichgerichtete Signal wird als KB_F(t) bezeichnet, mit dem Maximalwert KB_{Fmax}. Ein quadratischer Mittelwert des Schwingungsgeschehens wird gebildet, indem der gesamte Zeitverlauf KB_F(t) jeweils in Abschnitte (Takte) von 30 s Dauer eingeteilt wird und die Wurzel aus dem Mittelwert der Quadrate der Spitzenwerte KB_{FTi} in diesen Takten gezogen wird (Taktmaximaleffektivwert).

$$KB_{FTm} = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \Sigma} KB_{FTi}^{2}$$

			tags		nachts			
Zeile	Ort	Au	A _u A _o A _r		Au	Ao	Ar	
1	G	0,4	6	0,2	0,3	0,6	0,15	
2	GW	0,3	6	0,15	0,2	0,4	0,1	
3	WG	0,2	5	0,1	0,15	0,3	0,07	
4	w	0,15	3	0,07	0,1	0,2	0,05	
5	s	0,1	3	0,05	0,1	0,15	0,05	

Einteilung nach BauNVO §§2 bis 9

G	:	Gewerbegebiet
GW	:	Gewerbegebiet mit Wohnungen
WG	:	Wohngebiet mit Gewerbebetrieben
W	:	Wohngebiet
S	:	Schutzbedürftige Bauten in dafür ausgewiesenen Sonderzonen (Kliniken etc.)

Tabelle 3 : Anhaltswerte A für die Beurteilung von Erschütterungen in Wohnungen und vergleichbar genutzten Räumen (Tabelle 1 in DIN 4150 Gelbdruck 1990)

Einwirkungen während der Ruhezeiten (6.00 bis 7.00 Uhr und 19.00 bis 22.00 Uhr) werden durch eine Wichtung erfaßt.

Eine erhebliche Belästigung kann vorliegen, wenn der Wert KB_{Fmax} größer ist als der Anhaltswert A₀ in Tabelle 3 (im Gelbdruck [2] Tabelle 1). Ist der Wert KB_{Fmax} kleiner als A_u in Tabelle 3, liegt in aller Regel keine erhebliche Belästigung vor. Eine erhebliche Belästigung wird in aller Regel auch dann nicht angenommen, wenn der Wert KB_{FTm} bezogen auf 16 h unter Berücksichtigung von Ruhezeiten den Wert A_r nicht überschreitet.

Die Beurteilung von Erschütterungen während der Nacht erfolgt entsprechend.

Die A_u -Werte als Anhaltswerte für die Belästigung durch dauernd wirkende Erschütterungen sind hierbei an der Fühlschwelle orientiert, während die A_0 -Werte für einmalige Spitzenwerte ungefähr das 15-fache betragen.

In den Erläuterungen sind jeweils Beispiele zur Beurteilung gegeben (Sägegatter, Weberei, Schmiedehammer, Einzelstoß, Eisenbahnbetrieb).

3. PROBLEME DES BAUBETRIEBS UND DIE REGELUNG DES GELBDRUCKS

Da Baustellen immer für eine begrenzte Zeit eingerichtet werden und dabei für die Anwohner Belästigungen vielfältiger Art mit sich bringen, ist über die aus den Erschütterungen herrührenden Belästigungen wenig bekannt. In aller Regel wird die vermutete Gefahr für den Besitzstand als belästigend empfunden.

In den Anhaltswerten der Vornorm 1975 wird zwischen "dauernd und mit Unterbrechungen wiederholt auftretenden Erschütterungen" und "selten auftretenden Erschütterungen" unterschieden. Zur differenzierten Beurteilung des Baubetriebs wurde angegeben, daß auch bei einem Mehrfachen der für selten auftretende Erschütterungen maßgeblichen Anhaltswerte nicht mit einer erheblichen Belästigung zu rechnen sei.

Nach Ansicht der zuständigen Immissionsschutzbehörden wurde durch die Formulierung "bei tagsüber einwirkenden, auf wenige Tage beschränkten Erschütterungen (z.B. Rammerschütterungen und Bausprengungen)" die mehr oder weniger kontinuierlich auftretenden Erschütterungen beim Einsatz von Vibrationsrammen oder Verdichtungsgeräten im Bauwesen nicht abgedeckt. Es wurden deswegen von diesen Stellen sehr viel niedrigere Anhaltswerte bei der Beurteilung angewendet.

Die Neufassung der DIN 4150/Teil 2 sollte auf das tatsächliche Baugeschehen abgestellt sein und insbesondere einer Verkürzung der Bauzeit - und damit Verringerung der Gesamtbelästigung der Anwohner - besser Rechnung tragen. Es wurden deswegen gestaffelte Werte in Abhängigkeit von der Bauzeit vorgeschlagen (siehe Tabelle 4, im Gelbdruck Tabelle 2).

Diese Werte sehen schon bei sehr geringen Erschütterungen die Möglichkeit einer erheblichen Belästigung für gegeben. Dieses widerspricht der allgemein in der Bauindustrie gemachten Erfahrung, weshalb gegen den Gelbdruck seitens der Bauindustrie viele Einsprüche eingebracht wurden.

		$D \leq 1$ Tag			1 Tag≤D			1 Woche $\leq D$			
					≤1 Woche			$\leq 3 N$	≤ 3 Monate		
Zeile	Ort	Au	Ao	Ar	Au	Ao	Ar	Au	Ao	Ar	
1	G	0,8	8	0,4	0,8	8	0,4	0,6	6	0,3	
2	GW	0,8	8	0,4	0,8	8	0,4	0,6	6	0,3	
3	WG	0,8	6	0,4	0,4	6	0,2	0,3	6	0,15	
4	w	0,8	6	0,4	0,4	6	0,2	0,3	5	0,15	
5	S	0,6	6	0,3	0,3	5	0,15	0,2	4	0,1	

D : Dauer der erschütterungsverursachenden Baumaßnahme

Tabelle 4 : Anhaltswerte A für die Beurteilung von Erschütterungen in Wohnungen und vergleichbar genutzten Räumen bei Baumaßnahmen

Eine zusätzliche Schwierigkeit besteht darin, daß im Angebotsstadium wenig über die Möglichkeit der Erschütterungsausbreitung und der Resonanzanregung in der Nachbarschaft einer Baustelle bekannt ist, so daß nur geringe Möglichkeiten der Vorsorge bestehen.

Die leider häufig anzutreffende Praxis, bei Ausschreibungen alle bekannten Vorschriften als Spezifikation aufzuzählen, führt dazu, daß Anhaltswerte auch ohne das Wirken der Legislative zu bindenden Grenzwerten werden und verschiebt dabei die Verantwortung in die Richtung der ausführenden Baufirma.

Ein sehr niedriges einzuhaltendes Erschütterungsniveau wird dadurch zu einem schwer bis nicht zu kalkulierenden Kostenfaktor und ist damit vergleichbar dem Baugrundrisiko.

Für Gewinnungssprengungen, die in regelmäßigen aber großen Abständen auftreten, aber jeweils nur mit einer kurzen Erschütterungseinwirkung verbunden sind, werden von der Neufassung auch spezielle Vorgaben gemacht, die sich an den oberen Anhaltswerten der Tabelle 3 (Tabelle 1 im Gelbdruck) orientieren. Insbesondere wird hier auf die Bedeutung der genauen Vorankündigung sowie des Zusammenfassens mehrerer Sprengungen für die Reduzierung der Belästigung hingewiesen.

4. BEISPIEL FÜR BEURTEILUNG VON BAUERSCHÜTTERUNGEN NACH DIN 4150/2 GELBDRUCK 1990

Herstellung von Großbohrpfählen in Verrohrung am Hang. Boden: Aufschüttung, geklüfteter Sandstein.

Arbeiten : Setzen des Rohres mit Jumbo (8 t) Meißelarbeit (6 t) Greiferarbeit

Messung in der Mitte einer Zimmerdecke in 20 m Abstand, 20 m oberhalb der Baustelle.

 $KB_{Fmax} = 2,0$

Die Gesamtzeit für das Herstellen der Großbohrpfähle beträgt 3 Monate. Hierbei wird lediglich an zehn Arbeitstagen der Wert

 $KB_{Fmax} = 0.15$

überschritten. Während der anderen Zeit ist der Abstand zwischen dem untersuchten Haus und dem Herstellungsort der Pfähle größer. Es gilt somit Tabelle 2 Spalte 5:

> $KB_{Fmax} = 2,0 < A_0 = 6$ $KB_{Fmax} = 2,0 > A_u = 0,6$

Beurteilung aufgrund des Durchschnittswertes ist erforderlich.

Arbeitsbeginn : 7.00 Uhr, Arbeitsende : 17.00 Uhr

Somit keine Erschütterungseinwirkung während Ruhezeiten.

Beurteilungszeit : 6.00 bis 22.00 Uhr = 16 h = 1920 Takte à 30s

Pfahlherstellung :

- Einsatz Jumbo : 1 h
 Mit dem Jumbo werden jeweils in ca 20s Abstand einzelne Schläge auf das Rohr aufgebracht; Spitzenwerte im Bereich von KB_{Fmax=} 2.0 treten nur vereinzelt auf. Taktmaximaleffektivwert KB_{FTm}= 1.6
- Einsatz Greifer : 2 h Taktmaximaleffektivwert KB_{FTm}= 0.8
- Einsatz Meißel : 2 h Taktmaximaleffektivwert KB_{FTm}= 1.2

Die restliche Tageszeit ist mit Umrüstung des Baggers, Pausen etc. ohne Erschütterungsemissionen ausgefüllt.

Somit berechnet sich der Beurteilungswert aus

KB_{FTr}=
$$\sqrt{\frac{1}{1920} (120 \cdot 1.6^2 + 240 \cdot 0.8^2 + 240 \cdot 1.2^2)}$$

KB_{FTr}= $\sqrt{\frac{1}{1920} (307.2 + 153.6 + 345.6)} = 0.6481.$

Nach Gelbdruck Tabelle 2, Spalte 5 $A_r = 0.15$ für reines Wohngebiet oder Wohngebiet mit Gewerbebetrieben kann also diese Arbeit mit erheblichen Belästigungen verbunden sein.

Seitens der Anwohner wurde jedoch hier lediglich beansprucht, daß die Unversehrtheit ihrer Häuser gewährleistet wird. Die Erschütterungen wurden hingenommen, da es sich um die Beseitigung eines gefahrvollen schienengleichen Übergangs handelte. Eine Alternative zu dem Bauverfahren, welche in der Lage gewesen wäre, die Straße im Hangbereich ohne Emission und Immission von Erschütterungen sicher zu gründen, war nach dem derzeitigen Stand der Technik nicht gegeben.

Durch eine Verkürzung der erschütterungserzeugenden Anteile an der Arbeit wäre es wohl möglich, den KB_{FTr}-Wert unter den zulässigen Anhaltswert zu drücken. Die zugehörige Verkürzung der täglichen Arbeitszeiten müßte jedoch in der Größe von 95% { $(0.6481/0.15)^2=19$ } liegen, entsprechend einer 19-fachen Verlängerung der Bauzeit (57 statt 3 Monate !).

Die Reduzierung der Fallhöhe für den Jumbo würde zu einer geringen Reduzierung der Erschütterungswerte führen. Die Reduzierung der Fallhöhe des Meißels wäre aber mit einer wesentlichen Bauzeitverlängerung verbunden. Zudem läßt sich aus der Reduzierung der Fallhöhe des Meißels nicht direkt eine Verringerung der Erschütterungsemissionen ableiten, da die Intensität der erzeugten Stöße sowohl von dem getroffenen Material als auch von der Fallhöhe abhängt.

5. SCHLUSSFOLGERUNGEN

In der Einspruchsverhandlung zeigte sich, daß der Entscheidungsfindungsprozeß noch nicht so weit gediehen war, daß die Regelungen des Gelbdrucks angenommen werden konnten. Es wurde bei der Einspruchsverhandlung beschlossen, den Gelbdruck in diesem Punkt zurückzuziehen und die DIN 4150 Teil 2 ohne eine Regelung für die Bauindustrie herauszubringen.

Aus der Sicht der mit den Erschütterungsproblemen befaßten Fachöffentlichkeit ergibt sich somit ein etwas unbefriedigender Zustand, da die DIN 4150 Teil 2 Vornorm 1975 weiterhin gültig bleibt. Diese enthält jedoch für Baustellen lediglich mit Bezug auf Schlagrammungen und Sprengungen präzise Vorgaben. Für stationäre Vibrationen aller Art ist die Anwendung jedoch umstritten, und die Norm wird von den jeweiligen Landesanstalten für Immissionsschutz, Gewerbeaufsichtsämtern und Sachverständigen verschieden interpretiert.

Neben dieser Regelung scheint aber zwischenzeitlich auch bei einigen Stellen der Gelbdruck 1990 angewendet zu werden, und es besteht die Gefahr, daß diese nicht verabschiedete Regelung, je nach den ländermäßigen Gepflogenheiten, amtlichen Charakter verliehen bekommt. Dann ist je nach der Lage einer Baustelle von Bundesland zu Bundesland ein vollkommen unterschiedlicher Geräteeinsatz vorzusehen.

Es ist insofern allen Betroffenen (vor allem den Planern des Baugeräteeinsatzes) zu wünschen, daß die Entscheidungsfindung innerhalb der Gremien des Hauptverbandes und des Normenausschusses zügig vorangeht, so daß bald eine bundeseinheitliche Regelung verabschiedet werden kann.

LITERATUR

- DIN 4149 : Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Teil 1 : Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten, Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen, Bagel Verlag Düsseldorf 1982
- [2] DIN 4150 : Erschütterungen im Bauwesen Teil 1 : Grundsätze, Vorermittlung und Messung von Schwingungsgrößen (Vornorm 1975), Teil 2 : Einwirkung auf Menschen in Gebäuden (Vornorm 1975, Gelbdruck 1990), Teil 3 : Einwirkung auf bauliche Anlagen (Norm 1983), Beuth Verlag Berlin
- [3] Klingmüller, O.: Zulässige Lärm- und Erschütterungsimmissionen beim Einsatz von Großgeräten im innerstädtischen Tiefbau, Baumarkt 10, 1989
- [4] Homes, J.: Erfassung und Bewertung der Umweltbelastungen bei innerstädtischen Bauprozessen, Fortschr.-Ber. VDI.-Z. Reihe 4, Nr. 67, VDI-Verlag Düsseldorf 1984
- [5] VDI Richtlinie 2057 : Beurteilung der Einwirkung mechanischer Schwingungen auf den Menschen, Blatt 1 : Grundlagen, Blatt 2 : Schwingungseinwirkung auf den menschlichen Körper, Blatt 3 : Schwingungsbeanspruchung des Menschen, Blatt 4 : Bewertung für bestimmte Anwendungsfälle, zu beziehen über Beuth Verlag Berlin
- [6] Splittgerber, H.: Wirkung von Erschütterungen auf Menschen und Gebäude, in W. Haupt (Hrsg.): "Bodendynamik", Vieweg Verlag, Braunschweig 1986
- Kebe, H.-W.: Erschütterungseinwirkungen auf Großrechenanlagen, Konzept einer Dauerüberwachung, in Kolloqium "Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik", Herausgegeben von P. Knoll und D. Werner, Zentralinstitut Physik der Erde, Potsdam 1991



Anforderungen an ein Konzept zur Erfassung und Auswertung von Schwingungen

U.Ernst

Gliederung

- 1. Einleitung
- 2. Anforderungen an einen Schwingungsmesser nach DIN 4150 / DIN 45 669
 - 2.1 Ausstattung und Namensgebung von Schwingungsmessern
 - 2.2 Meßanordnung
- 3. Anforderungen aus der Sicht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik
- 4. Zusammenfassung
- 5. Literatur

Im Zuge der vermehrten Bauvorhaben im innerstädtischen Bereich und der erhöhten Sensibilisierung der Bevölkerung gegenüber Umweltbelastungen erlangt die Messung von Erschütterungen im Bauwesen immer größere Bedeutung. Daher erscheint es sinnvoll, im Rahmen dieses Beitrages die grundsätzlichen Anforderungen an ein Meßkonzept aufzuzeigen. Es sollen sowohl grundsätzliche Anforderungen aus der Sicht der DIN 4150, als auch weitergehende Anforderungen aus der Sicht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) dargestellt werden.

Einen Überblick über die Belastungen eines Bauwerkes und dessen Bewohner ist in Bild (1) dargestellt.



Bild (1) Übersicht über vorkommende Belastungen in Bauingenieurwesen [3]

Daraus ist erkennbar, daß der Einfluß von dynamischen Lasten auf ein Bauwerk einen großen Anteil an der Gesamtbelastung besitzt. Die dynamischen Lasten können je nach Art ihrer Erzeugung weiter unterteilt werden. Hierbei sind für das Bauwesen die transienten und impulsartigen Lasten bzw. Erregungen von überwiegender Bedeutung. Für die Erfassung und Bewertung von dynamischen Belastungen (Erschütterungen) im Bauwesen wird in Deutschland die DIN 4150 als grundlegende Norm herangezogen. Sie enthält die Grundsätze, nach denen Erschütterungen an/in baulichen Anlagen ermittelt werden können. Darüberhinaus wird eine Wertung über die Auswirkungen von Erschütterungen auf Menschen und Gebäude getroffen. Seit ihrer Einführung im Jahre 1939 wurde die DIN 4150 ständig den jeweiligen Anforderungen der Zeit angepaßt. In der heutigen Fassung vom Dezember 1992 gliedert sie sich in drei Teile.

Teil 1 enthält die Grundsätze zur Vorermittelung und Messung von Schwingungen.

Teil 2 befaßt sich mit den Einwirkungen von Schwingungen auf Menschen in Gebäuden.

Teil 3 befaßt sich mit den Einwirkungen von Schwingungen auf bauliche Anlagen.

Das Ziel der Norm 4150 "ist die Festlegung von Grundsätzen, nach denen Erschütterungen in baulichen Anlagen vorermittelt oder gemessen werden können, ferner die Bereitstellung von Anhaltswerten, nach denen die Auswirkung der Erschütterungen auf Menschen und auf bauliche Anlagen beurteilt werden können." [1]

2. Anforderungen an einen Schwingungsmesser nach der DIN 4150 / DIN 45669

Für eine ordnungsgemäße Durchführung von Erschütterungsmessungen nach DIN 4150 sind genormte Schwingungsmesser zu verwenden. Die Normung der Schwingungsmesser ist in der DIN 45669 durchgeführt. Sie legt die Anforderungen an Schwingungsmesser, sowie dazugehörige Prüfverfahren fest.

Als mögliche Meßgröße am Ort des Schwingungsaufnehmers werden in der DIN 45669 der Schwingweg, die Schwinggeschwindigkeit und die Schwingbeschleunigung angegeben. Als Ausgangsgröße wird ein elektrisches Signal erzeugt, welches zu der gewählten Eingangsgröße proportional ist. Die geforderte Proportionalität der Ausgangsgröße zu der Eingangsgröße muß für einen definierten Frequenzbereich erfüllt sein. Dieser Frequenzbereich wird als Arbeitsfrequenzbereich des Schwingungsmessers bezeichnet. Er erstreckt sich normalerweise, wie in der DIN 4150 gefordert,

von $f_{min} = 1$ Hz bis $f_{max} = 80$ Hz.

Für bestimmte Meßaufgaben, z.B. bei Sprengungen, kann die Erweiterung des Frequenzbereiches auf f_{max} = 315 Hz erforderlich sein. Bei Messungen an Schienenverkehrswegen ist jedoch schon eine untere Frequenzgrenze von f_{min} = 4 Hz ausreichend.

Für die Durchführung und Bewertung von Erschütterungsmessungen nach DIN 4150 ist als Ausgangsgröße die Schwingschnelle erforderlich. Die Schwingschnelle wird auch als unbewertetes Erschütterungssignal bezeichnet. Durch eine Normierung (Normierungsgröße $v_0 = 1,0$ mm/s) und eine Frequenzbewertung ermittelt sich das bewertete KB-Signal KB (t). Dieses Signal bildet die Grundlage für die Bewertung von Erschütterungen auf Menschen nach dem Teil 2 der DIN 4150.

Der schematische Ablauf der Signalverarbeitung innerhalb eines Schwingungsmessers ist in Bild (2) dargestellt.


- 140 -

2.1 Ausstattung und Namensgebung von Schwingungsmessern

Die Ausstattung der Schwingungsmesser kann stark nach ihrem Anwendungsgebiet variieren und wird deshalb in unterschiedliche Genauigkeitsklassen und Ausstattungsgruppen unterteilt. Bezüglich der Genauigkeit unterscheidet man zwei Klassen (Klasse 1, Klasse 2), wobei die Soll-Eigenschaften des Schwingungsmessers für beide Klassen gleich sind. Lediglich die Fehlergrenzen sind unterschiedlich definiert.

Je nach Ausstattungsgruppe werden Mindestvoraussetzungen bezüglich der elektrischen Ausgänge und Anzeigegrößen gefordert. Im einzelnen unterteilt man die Schwingungsmesser in drei Gruppen:

- Gruppe A: Schwingungsmesser für Einwirkungen auf bauliche Anlagen und Menschen in baulichen Anlagen.
- Gruppe B: Schwingungsmesser nur für Einwirkungen auf Menschen in baulichen Anlagen

Gruppe C: Schwingungsmesser nur für Einwirkungen auf bauliche Anlagen

In Tabelle 1 sind die geforderten elektrischen Ausgänge und anzuzeigenden Meßgrößen gruppenweise zusammengefaßt.

Ausgabe-	Ausstattung nach Abschnitt 3					
Anzeige-	A B		с			
großen	Für die Einwirkung von Schwingungen auf Gebäude und auf Men- schen in Gebäuden	Nur für Einwirkung von Schwingungen auf Menschen in Gebäuden	Nur für Einwirkung von Schwingungen auf Gebäude			
v(t)	Ausgang	Ausgang	Ausgang			
v _{max}	Anzeige	-	Anzeige			
KB _F (t)	Anzeige	Anzeige				
KB _{Fmax}	Anzeige	Anzeige	-			
KB _{FTm}	Anzeige	Anzeige	-			
Tm	Anzeige	Anzeige	-			
т _м	Anzeige	-	Anzeige			
Anzeigegrößen (Anzeige) und elektrischer Ausgang (Ausgang)						

Tab. 1: Ausstattung des Schwingungsmessers [2]

Weitere Unterscheidungsmerkmale bei Schwingungmessern sind die Anzahl der Meßkanäle, sowie die Anzahl der zur Verfügung stehenden Meßrichtungen. Hierbei wird in horizontale (H) und vertikale (V) Meßrichtungen, sowie deren Kombination (HV) unterschieden.

Aus den oben angeführten Spezifikationen eines Schwingungsmessers ergibt sich auch dessen Bezeichnung nach DIN. Neben der Benennung "Schwingungsmesser", gefolgt von der DIN-Hauptnummer, sind die Angaben bezüglich der Ausstattungsgruppe, der Anzahl der Meßkanäle, der vorhandenen Meßrichtungen, sowie des Arbeitsfrequenzbereiches und der Genauigkeitsklasse aufzuführen. Ein von der DIN 4150 geforderter Schwingungsmesser mit der Bezeichnung DIN 45669 -A3 HV 1 - 80 gehört demzufolge der Ausstattungsgruppe A an und verfügt über drei Kanäle mit horizontaler und vertikaler Meßrichtung. Seine obere Arbeitsfrequenzgrenze liegt bei fmax = 80 Hz und er erfüllt die Bedindungen der Genauigkeitsklasse 1.

Die Nachweisgrenze der Schwingungsmesser liegt für den Betragsmaximalwert $|v|_{max}$ bei höchstens 0,05 mm/s oder bei höchstens 0,02 für die bewertete Schwingstärke KB_f(t). Die Werte der Nachweisgrenze müssen mit einer bis zu 50 m langen Leitung zwischen Schwingungsaufnehmer und dem übrigen Teil des Schwingungsmessers eingehalten werden.

2.2 Meßanordnung

Je nach Zweck der Messungen werden die Schwingungsaufnehmer an unterschiedlichen Meßpunkten angebracht. Bei der Messung von Erschütterungen und deren Einwirkungen auf bauliche Anlagen werden die Meßaufnehmer am Fundament, an tragenden Bauwerksteilen in den Obergeschossen, scwie an anderen Bauwerksteilen angeordnet, wenn diese gefährdet sind.

Bei der Beurteilung von Schwingungen auf den Menschen in baulichen Arlagen ist dagegen die Anbringung der Meßaufnehmer in der Deckenmitte des zu untersuchenden Raumes erforderlich. Hier treten erfahrungsgemäß die größten Erschütterungen auf.

Die Messung der Schwingungsgrößen muß in vertikaler Richtung (z) und in zwei dazu rechtwinkligen horizontalen Richtungen (x und y) durchgeführt werden. Hierbei ist anzustreben, daß die horizontalen Meßrichtungen möglichst parallel zu den Gebäudehauptachsen ausgerichtet werden. Wenn es möglich ist, sollte die horizontale x Richtung auf die Erschütterungsquelle zeigen. Bei der Anbringung der Meßaufnehmer ist darauf zu achten, daß der Aufnehmer und das Meßobjekt kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Wird dies nicht berücksichtigt, kann es zu Kontaktresonanzen kommen, die Meßfehler nach sich ziehen. Die Ankopplung der Meßaufnehmer hat daher nach den Angaben der DIN 45 669 Teil 2 zu erfolgen. Die Tabelle 2 enthält eine Übersicht zur Ankopplung von Meßaufnehmern an horizontale und vertikale Flächen an baulichen Anlagen.

Anwendungsbereich Beispiele		Ankopplung	Bemerkung		
<u>Harte Flächen</u> - unempfindlich Mauerwerk Rohdecke		Plättchen mit Gewindeloch mittels hartem Kleber befestigen, angipsen oder anschrauben	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		
		Ankopplungsvorrichtung mit abgerundeten Füßen nach Bild 1, b)	Messung der Horizontalkomponenten nur für Frequenzen unterhalb von 40 Hz möglich		
- empfindlich	Kacheln, Holzparkett, lackierter Estrich	Dünnes, doppelseitiges Klebeband ohne oder mit Ankopplungsvorrichtung mit abgerundeten Füßen nach Bild 1, b)	Messung der Horizontalkomponenten nur für Frequenzen unterhalb von 40 Hz möglich		
) Sr. 1	Haftwachs, Andrücken des Aufnehmers	Messung der Horizontalkomponenten im allgemeinen für Frequenzen unterhalb von 80 Hz möglich		
Mit elastischen Belägen verklei- dete Flächen	1				
- dünne Beläge	Nadelfilz, Hart-PVC	Ankopplungsvorrichtung mit Spitzen aus vergütetem Stahl nach Bild 1, a)	Messung der Horizontalkomponenten im allgemeinen für Frequenzen unter 40 Hz möglich		
- dicke Beläge	Velours auf Weich-PVC	Ankopplungsvorrichtung mit Spitzen aus vergütetem Stahl nach Bild 1, a)	Messung der Horizontalkomponenten im allgemeinen für Frequenzen unter 40 Hz möglich		

Tab. 2: Übersicht zur Ankopplung an horizontale Flächen in Gebäuden [2]

Neben der Vermeidung von Meßfehlern durch eine korrekte Anbringung der Meßaufnehmer müssen zusätzliche Störeinflüße beachtet und vermieden werden. In der DIN 45669 Teil 2 werden folgende Angaben über mögliche Störgrößen gemacht:

- zusätzliche Schwingungen, deren Einwirkung auf das Meßobjekt nicht oder nur sekundär Gegenstand der Meß- oder Beurteilungsaufgabe ist,
- Störsignale, die neben der Eingangsgröße v nach DIN 4150 Teil 1 unmittelbar auf den Schwingungsmesser einwirken,
- Rückwirkungen des Schwingaufnehmers auf das Meßobjekt.

Die durch die Meßaufnehmer über die Zeit erfaßten Meßsignale v(t) werden üblicherweise auf Datenträgern gespeichert. Dies kann sowohl analog (z.B. Magnetband) als auch digital (z.B. Festplattenspeicher) erfolgen. Hierbei ist zu beachten, daß die zur Speicherung verwendeten Geräte den Anforderungen der DIN 45669 Teil 1 entsprechen. In ihr wird für den Amplitudenfrequenzgang des verwendeten Gerätes eine maximale Abweichung von 5% vom Sollwert gefordert. Durch das Speichern der Meßdaten ist eine nachträgliche Auswertung der Meßsignale jederzeit möglich.

3. Anforderungen aus der Sicht des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Aus langjährigen Erfahrungen, die das Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) bei der Erfassung von Schwingungen gemacht hat, haben sich weitere Anforderungen an einen Schwingungsmesser herauskristallisiert. Hierbei spielte die rasante Entwicklung der digitalen Meßwerterfassung eine wesentliche Rolle. So war es noch vor einigen Jahren unmöglich, vor Ort eine schnelle und zuverlässige Aussage über die Auswirkungen von Erschütterungen auf bauliche Anlagen zu treffen, da die erfaßten Meßsignale erst nachträglich bewertet werden mußten. Hierzu gehörte z.B. eine Frequenzanalyse, die mit der damaligen Technik sehr aufwendig und damit zeitraubend war. Auch war die Anzahl der Kanäle, die für die Messung zur Verfügung standen, stark begrenzt. Das ist unter anderem auch darauf zurückzuführen, daß die nachträgliche Auswertungsarbeit proportional mit der Anzahl der Kanäle anstieg. Mit der heutigen PC-Technik ist jedoch eine Online-Überwachung von mehreren Meßkanälen realisierbar. Online-Überwachung bedeutet hierbei, daß die aufgenommenen Meßsignale annähernd zeitgleich erfaßt und ausgewertet werden. Bei der Auswertung sollten mindestens die Maximalwerte der Schwinggeschwindigkeit für ausgewählte Kanäle fortlaufend dargestellt werden.

(Auswertung nach DIN 4150 Teil 3)

Die Meßwerte können nach DIN 45 669 Teil 1 in analoger oder digitaler Form angezeigt werden, wobei sich die Form der digitalen Darstellung durchgesetzt hat. Durch eigene Erfahrungen am Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) zeigte sich jedoch, daß die Darstellung der numerischen Meßwerte nicht immer ausreichend war. Der Nachteil der numerischen Darstellung liegt in der mangelnden Aussagekraft über den eigentlichen Verlauf der gemessenen Schwingungen. Es werden lediglich Maximalwerte angezeigt. Daraus entstand die Anforderung, den Verlauf der Schwingung grafisch aufzuzeigen. Durch die visuelle Kontrolle des Schwingungsverlaufes können schon vor Ort eventuelle Fehler in der Meßkette erkannt und beseitigt werden. Weiterhin kann der Ursprung der ermittelten Maximalwerte nachvollzogen werden, so daß ein Einfluß von möglichen Störungen (siehe 2.2) in der Messung berücksichtigt werden kann.

Ein weiterer Vorteil der grafischen Darstellung liegt darin, daß die Möglichkeit der Beobachtung der Schwingungsverläufe bei Auftraggebern, Ingenieurbüros und Behörden auf positive Resonanz gestoßen ist. Hierbei kann dem "Black Box Empfinden" der Beobachter entgegengetreten werden.

Durch die verbesserte Meßtechnik wurde es auch ermöglicht, eine höhere Anzahl von Meßkanälen zu verwalten, d.h. zeitgleich zu messen und auszuwerten. Hierbei ist jedoch ein großer technischer und finanzieller Aufwand zu betreiben, der nicht immer den Meßanforderungen entspricht. Dennoch ist es anzustreben, mindestens drei Meßpunkte mit je drei Richtungen (x,y und z) mit einem Schwingungsmesser zu erfassen. Diese hohen Anforderungen ergeben sich aus der Tatsache, daß immer wieder an mehreren Meßpunkten der Einfluß einer Erschütterungsquelle erfaßt werden soll, wobei die Erschütterungsquelle nicht kontinuierlich arbeitet, so daß ein Umsetzen der Meßpunkte nicht möglich ist. Als Beispiel sei hier eine Proberammung genannt.

Bei Langzeitmessungen tritt dieses Problem nur begrenzt auf. Hier ist vielmehr eine weitere Problematik der Meßwerterfassung erkennbar. Durch die relativ langen Meßzeiten fallen zwangsläufig große Mengen an Daten an, die wiederum auf einem geeigneten Datenträger gespeichert werden müssen. Besonders bei der Benutzung

von Schwingungsmessern, die auf herkömmlicher PC Technik basieren, kann dies zu Unterbrechungen in der Meßwerterfassung führen. Die Folge kann eine nicht erfaßte Belastungsspitze sein.

Daher ist darauf zu achten, daß geeignete Zwischenspeicher einen Datenverlust verhindern.

Eine Möglichkeit der Datenpufferung ist die Anwendung von "intelligenten Meßaufnehmern", die schon am Meßpunkt Daten digitalisieren und in einen Zwischenspeicher ablegen. Die gespeicherten Daten werden von einer zentralen Steuereinheit ausgelesen und weiterverarbeitet. Die Digitalisierung der Daten am Meßpunkt ermöglicht außerdem eine störungsunanfällige Datenübertragung, die nicht mehr von der Kabellänge abhängig ist. Erfolgt die Digitalisierung erst an der Zentraleinheit (z.B. PC), kann das analoge Meßsignal nur über eine begrenzte Kabellänge störungsfrei übertragen werden. Daher sollte bei sehr langen Übertragungswegen vorzugsweise eine Digitalisierung schon am Meßpunkt erfolgen.

4. Zusammenfassung

Für die Durchführung von Schwingungsmessungen ist in Deutschland die DIN 4150 zugrundezulegen. In ihr werden je nach Meßaufgabe die grundlegenden Anforderungen an die zu verwendende Technik und die Meßdurchführung beschrieben. Weitere technische Spezifikationen der Schwingungsmesser enthält die DIN 45669.

Aufgrund von Erfahrungen, die am Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB-TUBS) gemacht worden sind, ergaben sich weitere Anforderungen an die Erfassung und Darstellung der Meßgrößen. Diese Anforderungen konnten nur durch die verbesserte Meßtechnik realisiert werden. Dazu zählen unter anderem On-Line Überwachung mit grafischer Darstellung der Schwingungsverläufe und die Digitalisierung am Meßpunkt.

Auch wenn zu erwarten ist, daß sich die Meßtechnik ständig weiterentwickelt, sollten keine überzogenen Anforderungen gestellt werden, nur weil sie mit modernster Technik auch verwirklicht werden können. Zwischen Aufwand und Nutzen sollte immer ein gesundes Verhältnis bestehen.

5. Literatur

- [1] DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen
- [2] DIN 45669 Messung von Schwingungsimmissionen
- Bachmann, H.
 Schwingungsprobleme bei Bauwerken, Internationale Vereinigung für Brückenbau und Holzbau, Zürich 1987
- [4] VDI 2057 Einwirkungen mechanischer Schwingungen auf den Menschen



Anwendungsmöglichkeiten für die

Meßausrüstung der Pfahldynamik

B. Wienholz

Gliederung

- 1. Einleitung
- 2. Dynamische Pfahlprüfungen
 - 2.1 Integritätsprüfungen (Low-Strain-Methode)
 - 2.2 Tragfähigkeitsmessungen (High-Strain-Methode)
 - 2.2.1 Absetzebene von Pfählen
 - 2.2.2 Wirkungsgrad des Hammers
 - 2.2.3 Rammfutterstudie
 - 2.2.4 Baugrunderkundung mittels Pfahldynamik
 - 2.2.5 Rammbärstudie
- 3. Zusammenfassung
- 4. Literaturverzeichnis

1 Einleitung

Dynamische Pfahlprüfungen sind ein seit ca. 15 Jahren angewandtes Verfahren zur Ermittlung der Integrität und der Tragfähigkeit von Pfählen. Die Durchführung dieser Messungen ist in den Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG für dynamische Pfahlprüfungen (1) beschrieben.

Die dynamischen Pfahlprüfungen, sowohl die Integritätsprüfung als auch die Tragfähigkeitsprüfung, sind aufgrund ihrer schnellen Durchführbarkeit und der somit hohen Anzahl der getesteten Pfähle ein sehr wirtschafliches Verfahren.

In diesem Beitrag sollen noch einmal kurz die Anwendungsgebiete dargestellt werden, und außerdem noch Einsatzgebiete bzw. Auswertemöglichkeiten aufgezeigt werden, die nicht ganz alltäglich sind.

2 Dynamische Pfahlprüfungen

Bei den dynamischen Pfahlprüfungen wird unterschieden in Integritätsprüfungen (Prüfung der Unversehrtheit der Pfähle und der Pfahllänge) und den dynamischen Pfahltests (Ermittlung der Tragfähigkeit).

2.1 Integritätsprüfungen (Low-Strain-Methode)

Bei den Integritätsmessungen nach der Hammerschlagmethode wird mit einem Handhammer eine Stoßwelle in den Pfahl eingeleitet. Am Pfahlfuß und an Impedanzsprüngen (Änderung der Pfahlgeometrie und des Pfahlmaterials) wird die eingeleitete Stoßwelle reflektiert und am Pfahlkopf durch den aufgesetzten Beschleunigungsaufnehmer aufgezeichnet.



Bild 1: Beispiel einer Integritätsmessung, aus (2)

Die Integritätsprüfungen werden heutzutage als ein Bestandteil der Qualitätskontrolle verwendet. Dabei sollten dem Ausführenden der Integritätsprüfungen alle relevanten Unterlagen, wie z.B. Bohrprotokolle und Baugrundgutachten zur Verfügung gestellt werden, um seine Messergebnisse besser interpretieren zu können.

Des weiteren sollte nicht nur ein sogenannter 'Problempfahl' getestet werden, sondern mehrere Pfähle, um ein 'Normsignal' für die Baustelle zu erhalten. Dabei können dann vielleicht Einflüsse aus Schichtgrenzen oder z.B. alten Kaikonstruktionen erkannt werden (Bild 2).







Bild 2b: Einfluß Kaikonstruktion / Ausbauchung

In der letzten Zeit wurde häufiger die Frage an das Institut herangetragen, ob die Länge einer Spundbohle mit Hilfe der Integritätsprüfung festzustellen ist. Hierbei ist festzustellen, daß das Verhältnis Querschnittsfläche zur Mantelfläche bei einer Spundbohle viel ungünstiger ist als bei einem Pfahl und somit ein größerer Teil der Energie der Welle durch den Boden gedämpft wird. Bei einem vom IGB•TUBS durchgeführtem Projekt an einer Kaikonstruktion konnte die Länge der Spundbohle bestimmt werden (Bild 3).



Bild 3 : Integritätsmessung an einer Spundbohle

2.2 Tragfähigkeitsmessungen (High-Strain-Methode)

Bei der Tragfähigkeitsmessung werden am Pfahlkopf Dehnungen und Beschleunigungen während des Rammschlages gemessen. Die damit ermittelten Kurven werden nach den CASE-Verfahren ausgewertet. Als Ergebnis erhält man die Grenztragfähigkeit in Abhängigkeit des Dämpfungsfaktors. Werden weitere Aussagen über das Tragverhalten (z.B. Last-Setzungs-Linie) des Pfahls benötigt, ist eine Auswertung nach dem CAPWAP-Verfahren nötig. Hierbei handelt es sich um ein Iterationsprogramm, bei dem die Kraftkurve als Randwert vorgegeben wird. Durch Variation der Bodenparameter wird eine Annäherung einer errechneten an die vorgegebene gemessene Kurve erreicht. Dadurch ist auch eine Aufteilung der Grenztragfähigkeit in Mantelreibung und Spitzendruck möglich (Bild 4).

Auch beim CASE-Verfahren kann aus dem Kurvenverlauf auf die Integrität des Pfahles und die Pfahllänge geschlossen werden.



Bild 4: Beispiel einer CASE- und CAPWAP-Auswertung

2.2.1 Absetzebene von Pfählen

Im allgemeinen ist nur die Tragfähigkeit für die Endtiefe der Pfähle von Interesse. Ist aus der Baugrunderkundung nicht klar zu erkennen, in welcher Tiefe die Pfähle abgesetzt werden können, so kann rammbegleitend über die Tiefe gemessen werden, so daß als Ergebnis z. B. ein Verlauf des Spitzendrucks und der Grenzlast über die Tiefe dargestellt wird (Bild 5). Bei Stahlbetonfertigpfählen und Stahlprofilen wird der vorgefertigte Pfahl in den Boden gerammt, bei Ortbetonrammpfählen kann nur am Vortreibrohr gemessen werden. Daraus kann allerdings nicht die Grenztragfähigkeit berechnet oder bestimmt werden.



Bild 5: Beispiel einer rammbegleitenden Messung

2.2.2 Wirkungsgrad des Hammers

Aus den gemessenen Werten ist es möglich, die in den Pfahl eingetragene Energie zu berechnen, und diese mit der Nennleistung des Hammers zu vergleichen. Daraus kann der Wirkungsgrad η des Hammers ermittelt werden. $\eta = \frac{\text{eingetragene Energie in den Pfahl}}{\text{Nennleistung des Hammers}}$

Falls der Wirkungsgrad eines Hammers sehr gering ist, kann das sehr schnell festgestellt und geändert werden, so daß der Energieübertrag in den Pfahl optimiert werden kann.

2.2.3 Rammfutterstudie

Einen großen Einfluß auf den Energieübergang vom Hammer in den Pfahl hat das verwendete Rammfutter. Bei einem in-situ Versuch sollte der Unterschied der Tragfähigkeit zweier Stahlrohre, die mit zwei verschiedenen Rammfuttern gerammt wurden, festgestellt werden. Die Kurven (Schläge/Eindringung) sind in Bild 6 dargestellt. Um die Endtiefe zu erreichen, benötigte der Pfahl der mit dem Rammfutter aus Bongossi-Holz mehr Schläge als der Pfahl, der mit dem Rammfutter aus synthetischem Vergleichsmaterial gerammt wurde.



Bild 6 : Vergleich verschiedener Rammfutter

2.2.4 Baugrunderkundung mittels Pfahldynamik

Die Baugrunderkundung mittels der instrumentierten Rammsonde soll einen Aufschluß über der Mantelreibungsverteilung über die Tiefe geben. Die instrumentierte Rammsonde besteht aus dem Gestänge der schweren Rammsonde (DPH), an das, nach Erreichen der Endtiefe, die Meßausrüstung der Pfahldynamik angeschlossen wird. Die so ermittelten Kraft- und Geschwindigkeitskurven werden mit Hilfe des CAPWAP-Programms analysiert. Als Ergebnis wird die Mantelreibungsverteilung über die Tiefe dargestellt. Bei dem vom IGB•TUBS durchgeführten in-situ Versuch wurden die Ergebnisse mit denen einer Spitzendrucksondierung verglichen. Eine ausführliche Beschreibung der Versuche und Darstellung der Ergebnisse ist in [4] veröffentlicht. Ein Beispiel ist in Bild 7 aufgeführt.



Bild 7 : Vergleich der Ergebnisse einer CAPWAP-Auswertung mit denen einer Drucksondierung

2.2.5 Rammbärstudie

Ein weiteres Einsatzgebiet ist die Messung von Dehnungen und Beschleunigungen am Rammbär. Dabei werden die Belastungen gemessen, die ein Rammschlag an einem Rammbär verursacht. Durch diese Messungen besteht die Möglichkeit, die Konstruktion eines Rammbären zu optimieren. Dies ist vor allem für die Hersteller solcher Rammbären interessant.

3 Zusammenfassung

In diesem Beitrag sind die Einsatzgebiete der Pfahldynamik aufgezeigt. Es handelt sich dabei um Projekte die das IGB•TUBS in den letzten Jahren bearbeitet hat.

Über Integritätsmessungen läuft z.Z. noch ein Forschungsvorhaben der Deutschen Forschungsgesellschaft über die Anwendungsgrenzen des Verfahrens. Ziel soll sein, nicht nur Aussagen über Höhenlage der Fehlstelle, sondern auch über die Größe der Fehlstelle zu geben. Auch soll der Einfluß des Grundwassers und der Schichtwechsel untersucht werden.

Die Tragfähigkeitsmessungen geben nicht nur Aussagen zur Tragfähigkeit von Pfählen. Sie können auch zur Optimierung des Rammsystems und zur Dimensionierung der Pfähle eingesetzt werden.

4 Literaturverzeichnis

- Franke, E., Seitz, J.M.: Empfehlungen des Arbeitskreises 5 der DGEG f
 ür dynamische Pfahlpr
 üfungen, Geotechnik 9 (1986)
- [2] Hartung, M.: Integritätstest an Modell- und Bauwerkspfählen, Fachseminar 'Dynamische Pfahltests', Braunschweig Januar 1991
- [3] Meier, K.: Qualitätskontrolle nach der Pfahlherstellung, Pfahl-Symposium, Braunschweig März 1993
- [4] Wienholz, B.: Baugrunderkundung für Pfahlgründungen, Pfahl-Symposium, Braunschweig März 1993



AUSWERTEMETHODEN

Dietmar Hosser und Berndt Gensel

1. EINFÜHRUNG

Gegenstand der Seminarveranstaltung ist die Gewinnung von Informationen über die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken im Bereich der Geotechnik durch in situ-Messungen. Angesichts der zum Teil erheblichen Kosten derartiger Messungen ist es wichtig, die für einen möglichen Verlust der Funktionsfähigkeit des Bauwerks maßgeblichen Grenzzustände und Einflußgrößen zu kennen. Bei diesen lohnt sich unter Umständen, die in der Geotechnik erfahrungsgemäß recht großen Parameterunsicherheiten durch gezielte Messungen am Bauwerk zu reduzieren.

Dieser Beitrag befaßt sich im ersten Teil mit der Auswertung und Interpretation von in situ-Messungen, die nur indirekt Auskunft über einen maßgebenden unsicheren Parameter geben. In solchen Fällen sind zur Plausibilierung und Absicherung zusätzliche, möglichst diversitäre Meßdaten heranzuziehen und/oder Vorinformationen über mechanische Zusammenhänge zwischen einzelnen Parametern zu nutzen. Im zweiten Teil wird ein risikoorientierter Ansatz zur Identifizierung relativer Schwachstellen im Sicherheitskonzept für ein Bauwerk und der dafür maßgebenden unsicheren Einflußgrößen vorgestellt. Vorzugsweise die Unsicherheiten dieser Einflußgrößen, die sich im allgemeinen aus zufälligen Streuungen, statistischen Unsicherheiten und Modellunsicherheiten zusammensetzen, sollten durch direkte Messungen am Bauwerk oder indirekte Ableitung aus anderen Meßergebnissen reduziert werden, um zu eindeutigen Sicherheitsbewertungen und ggf. zu Entscheidungen über notwendige Korrekturen in der Auslegung oder beim Betrieb zu kommen.

Beide Problemkreise werden am Beispiel der meßtechnischen Überwachung bei der Erweiterung des O'Swaldkais in Hamburg durch das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig diskutiert.

2. REFERENZBAUWERK

Im Zuge des Ausbaus des Hamburger Hafens für den modernen Seegüterumschlag wird der O'Swaldkai erweitert. Die neue Kaimauer soll eine Vertiefung der Hafensohle auf -13,00 m ermöglichen (BÖTTGER et al., 1992). Sie wurde als 1,20 m dicke Stahlbetonschlitzwand geplant und ausgeführt, die bis in die Tiefe NN - 21,00 m reicht. Die Schlitzwand wird mittels Rohrverpreßpfählen rückverankert (Abb. 1).



Abb. 1: Querschnitt O'Swaldkai-West (nach BÖTTGER et al.)

Wesentlich für die Bemessung der Stahlbeton-Schlitzwand für Biegung und Normalkraft ist die Verteilung des Erddruckes, die während der Herstellung und im Endzustand unterschiedlich ist (RODATZ, 1992). Der Erddruck ist in diesem Fall – über die stets vorhandenen zufälligen Streuungen hinaus – unsicher, da er unter anderem von der Einspülung der Hinterfüllung, dem überlagerten horizontalen Spannungszustand infolge der Ortbetonrammpfähle und der Verformung der ggf. in den gerissenen Zustand übergehenden Stahlbeton-Schlitzwand beeinflußt wird. Aus diesem Grund wurde ein umfangreiches Meßprogramm konzipiert (RODATZ, 1992), mit dem anhand von unterschiedlichen Meßdaten indirekt und direkt auf die tatsächliche Erddruckverteilung geschlossen werden kann. Im folgenden kann vorerst nur auf die Inklinometermessungen zur (indirekten) Ermittlung der Wanddurchbiegungen Bezug genommen werden, da die Auswertung der (direkten) Erddruckmessungen mittels Erddruckkissen noch nicht abgeschlossen ist. Aus den Inklinometermessungen kann man auf die Krümmung der Schlitzwand schließen und daraus die Durchbiegung durch Integration berechnen. Hierbei kann nach bisherigen Erfahrungen die Horizontalverschiebung des Fußpunktes der Wand mit guter Näherung zu Null gesetzt werden. In die notwendige "Glättung" der aus den Meßwerten abgeleiteten Biegelinie fließt zweckmäßigerweise bereits die Information über den wahrscheinlichen mechanischen Zusammenhang zwischen den realen Systemrandbedingungen und Belastungen der Wand und der Durchbiegung ein. Nach den üblichen Modellvorstellungen ist sowohl der aktive als auch der passive Erddruck bei einer solchen Wand zunächst dreieckförmig verteilt (Abb. 2 links); er kann sich im Endzustand je nach dem Verhältnis von Bodensteifigkeit und Biegesteifigkeit der Wand noch umlagern (Abb. 2 rechts).



Abb. 2: Verteilung des Erddruckes bei der Schlitzwand vor und nach der Umlagerung (schematisch nach GUDEHUS, 1994)

Eine wesentliche Information aus Abb. 2 besteht darin, daß die für die Durchbiegung verantwortliche Horizontalbelastung der Wand im wesentlichen linear verteilt ist, die Querkraft demnach 2. Ordnung, das Biegemoment 3. Ordnung und die Durchbiegung 5. Ordnung sein dürfte. Nimmt man am Wandfuß eine weitere Umlagerung des passiven Erddruckes mit einem näherungsweise parabelförmigen Verlauf an, so könnte die Durchbiegung dort maximal 6. Ordnung sein. Hierauf wird in Abschnitt 3 Bezug genommen. Zur Gewährleistung der Standsicherheit der Wand sind mindestens folgende Grenzzustände der Tragfähigkeit zu betrachten (vgl. Abb. 2):

1) statisch erforderliche Auflagerkraft H am Wandfuß aufgrund des Momentengleichgewichtes höchstens gleich der Resultierenden des passiven Erddruckes $E_{\rm ph,R}$

$$H(e_{ah}, h_2, h_1, h_A, t) \leq E_{ph,R}(e_{ph}, t)$$

2) statisch erforderliche Ankerkraft A aufgrund des aktiven Erddruckes höchstens gleich der Horizontalkomponente der von den Rohrverpreßpfählen aufnehmbaren Zugkraft Z_R

A
$$(e_{ah}, h_2, h_1, h_A, t) \leq Z_R \cdot \cos \alpha$$

3) maximales Feldmoment M_F aufgrund des aktiven Erddruckes höchstens gleich dem Querschnittstragmoment M_R der Stahlbetonwand im höchstbeanspruchten Querschnitt

 M_F (e_{ah}, h₂, h₁, h_A, t) $\leq M_R$ (A_s, β_s , β_R , z)

Daneben kann als Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Bedeutung sein:

 aufgrund der Wanddurchbiegungen auftretende Horizontalverschiebung w_K des Joches höchstens gleich einem Grenzwert max w

 w_K (e_{ah}, h₂, h₁, h_A, t) \leq max w.

3. INTERPRETATION VON MESSDATEN

3.1 Grundsätzliche Überlegungen

In Hoch-, Tief- und Ingenieurbauwerken können die für die Auslegung maßgebenden Einflußgrößen nur selten direkt gemessen werden. Sowohl die Beanspruchungen (z. B. Schnittkräfte) als auch die Beanspruchbarkeiten (z. B. Querschnittstragfähigkeiten) müssen daher indirekt aus anderen meßbaren Größen wie Lasten, Festigkeiten, Abmessungen mit Hilfe von Ingenieurmodellen ermittelt werden. Mehr oder weniger große zufällige Streuungen – je nach Art der Einflußgröße – und statistische Unsicherheiten – aufgrund begrenzter Information aus Stichproben über die Grundgesamtheit – pflanzen sich dabei durch das mechanische Modell fort und werden noch durch dessen Modellunsicherheiten überlagert. - 163 -

In der Geotechnik sind die Voraussetzungen für eine präzise Vorausberechnung des realen Bauwerksverhaltens besonders ungünstig, da die zufälligen Streuungen der Bodenkennwerte generell groß und die Ingenieurmodelle zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens unter Berachtung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung in der Regel sehr stark vereinfacht und mit großen Modellunsicherheiten behaftet sind. Darüber hinaus ist die Gewinnung von Bodenkennwerten aus (ungestörten) Proben und in situ-Messungen schwierig und aufwendig, so daß die Stichproben meist klein und die statistischen Unsicherheiten erheblich sind.

Unter diesen Randbedingungen ist es wichtig, daß bei der Auswertung von direkten und indirekten Messungen maßgebender Bodenkennwerte alle verfügbaren Vorinformationen und Nebenbedingungen genutzt werden. Weiterhin müssen die statistischen Unsicherheiten und Meßunsicherheiten abgeschätzt und bei der Angabe von Fraktilwerten oder Bandbreiten der Einflußgrößen berücksichtigt werden. Schließlich können die Unsicherheiten der mechanischen Modelle zur Ermittlung abgeleiteter Größen bzw. zur Bemessung von Bauwerksteilen anhand von Meßwerten für "Indikatorgrößen" wie Durchbiegungen, Setzungen u. ä. quantifiziert und bei der Sicherheitsbetrachtung für das Gesamtbauwerk entsprechend einbezogen werden (vgl. Abschnitt 4).

3.2 Auswertungen für das Referenzbauwerk

In Abschnitt 2 wurde für das Referenzbauwerk auf den mechanischen Zusammenhang zwischen der zu erwartenden Erddruckverteilung und der Durchbiegung der Stahlbeton-Schlitzwand hingewiesen. Dieser legt die Beschreibung der Durchbiegung längs der Schlitzwand durch ein Polynom 5. (oberhalb der Hafensohle) bzw. maximal 6. Grades (unterhalb der Hafensohle nach Erddruckumlagerung) nahe. Die Koeffizienten des Polynoms lassen sich aus den Inklinometer-Meßwerten durch eine nichtlineare Regression bestimmen. Hierbei fließt als Nebenbedingungen ein, daß das Biegemoment am Fuß der Wand Null sein muß.

Die quadratischen Abweichungen der Einzelwerte vom Regressionsansatz sind bekanntlich ein Maß für die Güte der Kurvenanpassung. Hieraus kann das sog. Bestimmtheitsmaß berechnet werden, das bei einer perfekten Anpassung 100 % betragen würde. Die auf diese Art ermittelten Durchbiegungen der Schlitzwand sind in Abb. 3 dargestellt; die Kopfverschiebung w_K im Grenzzustand 4) beträgt maximal ca. 13 mm. Das Bestimmtheitsmaß liegt bei 99 % und bestätigt den Wert einer mechanisch sinnvollen Kurvenanpassung.



Abb. 3: Aus Inklinometermessungen durch nichtlinieare Regression ermittelte Durchbiegung der Schlitzwand (Polynom max. 6. Grades)

Abb. 4 zeigt die durch zweifache Differentiation der Biegelinie gewonnene Biegemomentenverteilung längs der Schlitzwand

$$M = (EI)_b \cdot w''.$$

Hierbei wurde auf der sicheren Seite liegend mit der Querschnittsbiegesteifigkeit (EI)_b im Zustand I der als im wesentlichen ungerissen angenommenen Stahlbetonwand gerechnet. Im gerissenen Zustand II können die Momente, je nach Vertikalkraft in der Schlitzwand, deutlich geringer sein. Für die Bemessung der Schlitzwand maßgebend ist nach Abschnitt 2 im Grenzzustand 3) das maximale Feldmoment M_F , das mit dem aufnehmbaren Moment M_R des Stahlbetonquerschnitts zu vergleichen ist.



Abb. 4: Aus der Durchbiegung durch zweifache Differentiation berechnete Biegemomentenverteilung der Schlitzwand



Abb. 5: Aus der Durchbiegung durch dreifache Differentiation berechnete Querkraftverteilung der Schlitzwand

Durch nochmaliges Differenzieren der Momentenverteilung ergibt sich die Querkraftverteilung in Abb. 5. Hier interessiert zum einen die Auflagerkraft H am Wandfuß im Grenzzustand 1) sowie die maximale Ankerkraft A am Wandkopf für den Grenzzustand 2).

<u>A. RISIKOORIENTIERTE BETRACHTUNGEN</u> <u>A.1 Methodischer Ansatz</u>

Die Wahrscheinlichkeit für das Überschreiten eines definierten Grenzzustandes kann mit Hilfe der sog. Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung berechnet werden. Darauf aufbauend kann eine Zuverlässigkeitsanalyse eines Gesamttragwerkes erfolgen, wenn die gegenseitige Verknüpfung der Grenzzustände zu einem "Gesamtsystem" bekannt und z. B. durch ein Ereignisablaufdiagramm oder durch einen Fehlerbaum dargestellt ist (RACKWITZ, 1982). Anhand der Beiträge der einzelnen Grenzzustände und Einflußgrößen zur Systemversagenswahrscheinlichkeit lassen sich die maßgebenden Versagensarten und Einflüsse und damit die relativen Schwachstellen des Bauwerks identifizieren. Diese Vorgehensweise wurde von (HOSSER et al., 1988) mit Erfolg für die Sicherheitsanalyse von Staudämmen eingesetzt und ist auch auf andere Bauwerke im Bereich der Geotechnik anwendbar.

In aller Regel läßt sich für einen Grenzzustand eine Zustandsfunktion Z durch ein mechanisches Modell in Abhängigkeit von n Einflußgrößen X_i ("Basisvariablen") definieren, deren Unsicherheiten durch ein stochastisches Modell ausgedrückt sind:

$$Z = g(X_1, X_2, ..., X_n) = g(X)$$

Der aktuelle Zustand z ergibt sich dann durch Einsetzen der zufälligen Werte x_i (Realisationen) für die Basisvariablen X_i zu

$$z = g(x_1, x_2, \ldots, x_n) = g(\underline{x}).$$

Definitionsgemäß soll gelten:

Ζ	>	0	Grenzzustand	nicht erreicht, kein Versagen,
Z	=	0	Grenzzustand	erreicht, gerade Versagen,
Z	<	0	Grenzzustand	überschritten, Versagen.

9

Zum stochastischen Modell gehören z. B. Annahmen über Mittelwerte und Standardabweichungen bzw. über Verteilungsfunktionen, über stochastische Abhängigkeiten verschiedener Variablen untereinander oder über das Verhalten in Zeit und Raum – den stochastischen Prozeß – dem eine Variable folgt. Diese Parameter lassen sich im allgemeinen nur aus Beobachtungsdaten, Meßdaten und Erfahrungswerten ermitteln.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit p_f bei gegebener Grenzzustandsgleichung Z = $g(\underline{X}) = 0$ und n beliebig verteilten Basisvariablen X_i erfordert strenggenommen eine n-dimensionale Integration der Wahrscheinlichkeitsmasse über den durch die Grenzzustandsgleichung abgetrennten "unsicheren Bereich" z ≤ 0 . Hierfür stehen nur in wenigen Sonderfällen (z. B. einer linearen Funktion von unabhängigen, zeitinvarianten und normalverteilten Basisvariablen X oder eines Produktes von unabhängigen, zeitinvarianten und logarithmisch-normalverteilten Basisvariablen) analytische Lösungen zur Verfügung. Ansonsten können numerische Berechnungsmethoden, z. B. die sog. Monte-Carlo-Methode, angewendet werden, die jedoch bei einer großen Anzahl von Basisvariablen sehr aufwendig werden oder scheitern.

In den letzten 20 Jahren wurden analytische Näherungsverfahren entwickelt, die unter dem Sammelbegriff "Zuverlässigkeitsmethoden 1. Ordnung" einzuordnen sind und wegen ihrer rechentechnischen Vorteile sowie der umfassenderen Information über wesentliche Einflüsse und Abhängigkeiten bevorzugt für Fragen der Bauwerkszuverlässigkeit eingesetzt werden. Im Grunde genommen handelt es sich um eine Verallgemeinerung des klassischen Gauß'schen Fehlerfortpflanzungsgesetzes, indem die Zustandsfunktion Z, die eine beliebige Funktion unterschiedlich verteilter und ggf. voneinander abhängiger Basisvariablen sein kann, näherungsweise in eine Linearkombination normalverteilter, voneinander unabhängiger Einflußgrößen transformiert wird. Die Taylorentwicklung der Zustandsfunktion und die Transformation der Verteilungen erfolgen am sog. Bemessungspunkt mit den Koordinaten x_i^* , an dem ein Versagen am wahrscheinlichsten ist:

$$z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial g}{\partial x_i} \cdot (x_i - x_i^*)$$

Dann gilt für den Mittelwert m_Z und die Standardabweichung σ_Z der Zustandsfunktion nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz:

$$m_{Z} = g(x_{1}^{*}, x_{2}^{*}, \dots, x_{n}^{*}) + \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial g}{\partial x_{i}} \cdot (m_{x_{i}} - x_{i}^{*})$$
$$\sigma_{Z} = \left\{ \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial g}{\partial x_{i}} \cdot \sigma_{x_{i}} \right)^{2} \right\}^{1/2}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f kann als Wahrscheinlichkeit für Werte $z \le 0$ über den sog. Sicherheitsindex β aus der Standardnormalverteilung mit der Verteilungsfunktion Φ bestimmt werden:

$$\beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z}$$

$$p_f = \Phi (-\beta).$$

Aus den Einzelbeiträgen der Einflußgrößen zur Gesamtstreuung im betreffenden Grenzzustand kann dann auf den maßgebenden Einfluß geschlossen werden. Die auf die resultierende Standardabweichung σ_Z bezogenen Streuungsbeiträge können als sog. Wichtungsfaktoren α_i angegeben werden:

$$\alpha_{i} = \frac{\partial g / \partial x_{i} \cdot \sigma_{xi}}{\sigma_{Z}}$$

mit

Wichtungsfaktoren $|\alpha_i|$ nahe 1,0 sind ein Indiz für dominierende Parameter-unsicherheiten.

 $\sum_{i=1}^{n} \alpha_i^2 = 1,0$.

Die in unterschiedlicher Weise miteinander verknüpften Versagensarten eines Bauwerks können als "Komponenten" eines Gesamtsystems aufgefaßt werden. Man unterscheidet in der Zuverlässigkeitstheorie zwei Grundtypen von Systemen, das Serien- und das Parallelsystem. Unter einem Seriensystem versteht man ein System, das ausfällt, wenn auch nur <u>eine</u> seiner Komponenten versagt. Als Beispiel hierzu diene eine Kette, die nur dann intakt ist, wenn <u>alle</u> ihre Glieder intakt sind. Ein Parallelsystem dagegen fällt erst aus, wenn <u>alle</u> Komponenten ausgefallen sind, z. B. alle inneren Redundanzen des Bauwerkes und mögliche Sicherheitsmaßnahmen von außen. Im allgemeinen bestehen Systeme aus einer komplexen Anordnung von serien- und parallelgeschalteten Komponenten. Die Darstellung solcher realer Systeme kann anschaulich in Form von Ereignisabläufen oder Fehlerbäumen erfolgen. Im Hinblick auf die rechnerische Analyse kann das Systemversagen auch mengentheoretisch formuliert werden. Für ein Seriensystem erhält man beispielsweise $F = \cup F_i$, für das Parallelsystem $F = \cap F_i$, wobei \cup die Vereinigung und \cap den Durchschnitt der Einzelversagensereignisse F_i darstellt. Entsprechend gilt für in Serie geschaltete Parallelsysteme $F = \cap \cup F_{ij}$ bzw. für eine Parallelschaltung mehrerer Seriensysteme $F = \cap \cup F_{ij}$. Alle realen Systeme lassen sich durch eine der beiden letztgenannten Versagensdarstellungen beschreiben.

Eine exakte Berechnung der Wahrscheinlichkeit des Systemversagens ist zur Zeit nur für die Grenzfälle völlig unabhängiger oder völlig abhängiger Komponentenereignisse möglich. Die betreffenden Ergebnisse können als "klassische" Schranken zur Eingrenzung von Näherungslösungen für Systeme mit unterschiedlich starker gegenseitiger Abhängigkeit der Komponenten herangezogen werden. Bei größeren Seriensystemen mit Korrelationskoeffizienten $\rho_{ij} \leq 0,80$ kann die Zuverlässigkeit genügend genau mit der Beziehung für die obere Schranke für das unkorrelierte System abgeschätzt werden:

 $p_{f} \leq 1 - \prod_{i=1}^{m} (1 - p_{f,i})$

In Anlehnung an die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für Grenzzustände kann die Systemversagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (RACKWITZ, 1982) auch direkt ermittelt werden. Die Berechnung der verschiedenen Versagenspfade wird dabei zurückgeführt auf die Integration von n-dimensionalen Normalverteilungen für linearisierte Komponenten-Grenzzustände. Sie erfolgt zweckmäßig programmgesteuert; hierfür wurde z. B. das Programmsystem SYSREL entwickelt.

4.2 Anwendung auf das Referenzbauwerk

Nunmehr sollen die vorstehenden risikoorientierten Ansätze auf das Referenzbauwerk angewendet werden, für das bereits in Abschnitt 2 einige für die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit maßgebende Grenzzustände (vereinfacht) angegeben wurden. Bei diesen Grenzzuständen spielen neben der Geometrie der Schlitzwand die Verteilungen des aktiven und passiven Erddruckes sowie die während der Herstellung und ggf. auch bei der Nutzung veränderliche Höhenlage der Abbaggerung bzw. Hafensohle über dem Wandfuß eine wesentliche Rolle. Über diese gemeinsamen unsicheren Einflußgrößen sind die Grenzzustände demnach von einander abhängig; statistisch ausgedrückt handelt es sich um eine positive Korrelation.

Zunächst müssen die Grenzzustände mit den maßgebenden Einflußgrößen konkreter beschrieben und für die Einflußgrößen geeignete statistische Kennwerte ermittelt werden. Für den Grenzzustand 1) kann die Grenzzustandsgleichung beispielsweise im Endzustand nach Erddruckumlagerung (Abb. 2 rechts) vereinfacht wie folgt formuliert werden:

H =
$$e_{ah} \cdot \frac{(h_2 + h_1) \cdot (1/2 (h_2 + h_1) - h_A)}{(h_2 + h_1 - h_A - t/3)}$$

$$E_{ph,R} = 1/2 e_{ph} \cdot t$$

$$Z = 1/2 e_{ph} \cdot t - e_{ah} \cdot \frac{(h_2 + h_1) \cdot (1/2 (h_2 + h_1) - h_A)}{(h_2 + h_1 - h_A - t/3)}$$

Als Einflußgrößen mit nennenswerten Unsicherheiten sind vor allem e_{ah}, e_{nh} und t zu nennen, während die Wandabmessungen in guter Näherung als deterministische Größen unterstellt werden können. Wegen der geringen Detailinformationen werden zunächst Verteilungsparameter in Anlehnung an Angaben aus der Bauwerksbemessung und Erfahrungswerte aus früheren Untersuchungen für vergleichbare Grenzzustände geschätzt. Die Nennwerte des aktiven und passiven Erddruckes werden (GUDEHUS, 1994) entnommen und als Mittelwerte von Normalverteilungen interpretiert. Für die zufälligen Streuungen, statistischen Unsicherheiten und Modellunsicherheiten bei der Ermittlung der Erddruckverteilung werden insgesamt 30 % angesetzt. Die Höhenlage t der Hafensohle und damit das untere Wandauflager kann sich aufgrund von Auskolkungen beim häufigen Anlegen größerer Schiffe verändern. Bei der Bemessung der Wand wurde daher mit einer Bemessungstiefe von 15 m anstelle der nominellen Abbaggertiefe von 13 m gerechnet. Geht man davon aus, daß dies etwa einer 5 %-Fraktile entspricht, sind damit Streuungen bis zu 20 % abgedeckt. Diese werden auch im folgenden zugrunde gelegt, bei Annahme einer Normalverteilung.

Bei den beiden anderen Grenzzuständen der Tragfähigkeit treten auf der Beanspruchungsseite wiederum e_{ah} und t mit den vorgenannten Streuungen als maßgebende Einflußgrößen auf. Die Beanspruchbarkeit beim Grenzzustand 2) wird durch die aufnehmbare Zugkraft Z_R der Rohrverpreßpfähle bestimmt. Diese wird der statischen Berechnung der Wand entnommen und als Mittelwert aufgefaßt; die Streuung wird wie bei e_{ah} mit 30 % angesetzt. Für das Querschnittstragmoment M_R der Schlitzwand ist primär die Zugkraft der Biegezugbewehrung mit ca. 10 % Streuung maßgebend. Der Nennwert im Bruchzustand wird aus der Statik der Wand ermittelt und als 5 %-Fraktile interpretiert.

Die Sicherheitsindizes β , die Versagenswahrscheinlichkeiten p_f und die Wichtungsfaktoren α_i für die beteiligten Einflußgrößen der drei Grenzzustände wurden nach Abschnitt berechnet; sie sind in Tab. 1 zusammengestellt. Das größte Versagensrisiko liegt demnach beim Grenzzustand 3 (Biegemomente im Feld), die dafür hauptsächlich verantwortliche Einflußgröße ist der aktive Erddruck. Die Versagenswahrscheinlichkeit des in Serie geschalteten Gesamtsystems der drei Grezzustände wurde durch numerische Integration mit SYSREL ermittelt. Die in Abschnitt 4.1 angegebene Näherungsformel liefert praktisch den gleichen Wert: $p_f = 1,32$ E-1. Aufgrund des dominierenden Einflusses des Grenzzustandes 3 bleiben die betreffenden Wichtungsfaktoren in der Größenordnung erhalten. Die beispielhafte Anwendung der risikoorientierten Schwachstellenanalyse hat also in diesem Fall "nur" die Experteneinschätzung (RODATZ, 1992) und das daraus abgeleitete Meßkonzept bestätigt. Wenn die Messungen zu gesicherteren Informationen über die Einflußgrößen führen, kann eine neuerliche Berechnung jedoch durchaus andere Gewichtungen der Einflüsse ergeben.

Grenz-	β	pf			α _i			
zustand			^e ah	eph	t	Ζ _R	M _R	_
1	1,83	3,3 E-2	-0,346	0,615	0,709	-	-	
2	4,00	3,2 E-5	-0,754	-	0,133	0,643	-	
3	1,27	1,0 E-1	-0,904	-	0,019	-	0,428	
System	1,14	1,26 E-1	-0,882	0,184	0,229	0	0,368	

Tab. 1: Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten für die Grenzzustände der Tragfähigkeit beim Referenzbauwerk

5. ZUSAMMENFASSUNG

Im ersten Teil dieses Beitrages werden Hinweise zur Auswertung von in situ-Messungen in der Geotechnik gegeben, die nur indirekt auf bemessungsrelevante Größen schließen lassen. Am Beispiel der Inklinometermessungen beim Bau einer Schlitzwand für den O'Swaldkai in Hamburg wird gezeigt, wie durch Zusatzinformationen über mechanische Zusammenhänge und Nebenbedingungen die Aussagesicherheit abgeleiteter Bemessungsgrößen wie Feldmomente und Querkräfte erhöht werden kann. Der zweite Teil befaßt sich mit einer risikoorientierten Methode zur Ermittlung von relativen Schwachstellen im Sicherheitskonzept eines Bauwerkes und der dafür maßgebenden unsicheren Einflußgrößen. Die möglichen Versagensarten eines Bauwerkes werden dazu durch Grenzzustandsfunktionen beschrieben, für die unsicheren Einflußgrößen werden Verteilungskennwerte statistisch aus Stichprobeninformationen oder nach Erfahrungswerten geschätzt. Die Beispielanwendung bestätigt die große Bedeutung des aktiven und passiven Erddruckes, aber auch der Höhenlage der Hafensohle. Diese Größen müssen durch Meßwerte abgesichert werden.

LITERATURHINWEISE

BÖTTGER, H., DÜCKER, H.P., HOPPE, H.-J., PRÖPPING, K, SCHEELE, J., WILDE, F.-K. (1992): Umstrukturierung O'Swaldkai. HANSA - Schiffahrt - Schiffbau -Hafen, 129. Jahrgang - 1992 Nr. 8

GUDEHUS, G. (1994): Erddruckermittlung. Beton-Kalender 1994 Teil II, 449 -486

HOSSER, D., KÖNIG, G., SPREY, W. (1988): Zuverlässigkeitsanalyse von Dämmen. In: Sicherheitsuntersuchungen auf probabilistischer Grundlage für Staudämme. Abschlußbericht - Grundlagenband. Deutsche Gesellschaft für Erdund Grundbau im Auftrag des BMFT, Juni 1988

RACKWITZ, R. (1982): Zuverlässigkeit von technischen Systemen unter besonderer Berücksichtigung von Tragwerken. Habilitationsschrift TU München RODATZ, W. (1992): Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen. HANSA - Schiffahrt - Schiffbau - Hafen, 129. Jahrgang - 1992 Nr. 7




Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB·TUBS

Dipl.-Ing. Jörg Gattermann

1 EINLEITUNG

2 MECHANISCHE GRUNDLAGEN

2.1 Verformungen

- 2.1.1 Inklinometer
- 2.1.2 Extensiometer (Gleitmikrometer)
- 2.1.3 Magnetsetzungslot
- 2.2 Erddruckaufnehmer
- 2.3 Porenwasserdruckgeber
- 2.4 Dehnungsmeßstreifen

3 DATENERFASSUNG

- 3.1 Allgemeines
- 3.2 Data-Logger
- 3.3 Meßwertübertragung

4 PROJEKTE DES IGB·TUBS

- 4.1 Deponie Bornum
- 4.2 O'Swaldkai, Hamburg
- 4.3 10. Liegeplatz Burchardkai, Hamburg
- 4.4 Baugrube in Lübeck

5 ANFORDERUNGEN FÜR ZUKÜNFTIGE MESSUNGEN

6 LITERATURVERZEICHNIS

Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme - dargestellt an Projekten des IGB·TUBS

Dipl.-Ing. Jörg Gattermann

1 Einleitung

In der Geotechnik sollen durch Überwachungsmessungen die auf zahlreiche Ursachen zurückgehenden Bewegungen und/oder Verformungen von Bauwerken und ihrer Umgebung erfaßt werden, um damit Personenschäden oder Schäden am Bauwerk vorzubeugen oder die theoretischen Annahmen über das Bauwerks- und Baugrundverhalten an der Realität zu überprüfen. Damit soll auch zur Verbesserung und Weiterentwicklung der Theorie sowie der Berechnungs- und Bemessungsverfahren beigetragen werden.

In diesem Beitrag sollen nach einer kurzen Erläuterung der Grundlagen der wichtigsten Meßsysteme einige Projekte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB·TUBS) anhand der eingesetzten Meßgeräte und -technik vorgestellt, sowie auf ihre spezifischen Problemstellungen eingegangen werden. Alle vorgestellten Meßgeräte sind im Besitz des IGB·TUBS.

2 Mechanische Grundlagen

Bei den meisten hier vorgestellten Projekten geht es in erster Linie um die Frage der Verformungen (Durchbiegung, Verschiebung und Setzung) des betrachteten Bauwerks. Dazu kommen die Fragen der Spannungen: Erd- und Wasserdruckverteilung auf das Bauwerk sowie Normal- und Schubspannungen im Querschnitt.

2.1 Verformungen

2.1.1 Horizontal- und Vertikalinklinometer

Die Meßeinrichtung für Inklinometermessungen besteht im wesentlichen aus der Neigungssonde, dem Verbindungskabel mit Meßtiefenmarkierungen und dem Anzeigegerät mit integriertem Datenspeicher (Bild 1). Neben Horizontal- und Vertikalinklinometern gibt es auch Inklinometerketten. Beim Einsatz eines Computers vor Ort kann eine sofortige Auswertung der Messungen vorgenommen und somit eine schnelle Reaktion auf eventuelle Baumaßnahmen bewirkt werden.



Bei der Durchführung der Messung wird i. d. R. mit der Sonde schrittweise ein fest installiertes Führungsrohr (PVC, Aluminium, GFK, Ø 35-75 mm) mit vier Laufnuten abgefahren. In jedem Meßschritt mißt die Sonde den Neigungswinkel zwischen der Vertikalen/Horizontalen und der Sondenlage in zwei Meßebenen.

Abb. 1: Inklinometer [1]

Durch Summation der Meßwerte - wobei entweder der Kopfpunkt oder der Fußpunkt der Meßstrecke als unverschieblich angenommen oder mittels präziser Lagevermessung ermittelt wird - wird der Verlauf der Meßstrecke über die Tiefe dargestellt. Außer dem aktuellen Bohrlochverlauf können aus dem entsprechenden Vergleich der Messungen an verschiedenen Meßterminen die zeitlich auftretenden Deformationen der Meßstrecke ermittelt werden. Bei günstigen Randbedingungen können erfahrungsgemäß Meßgenauigkeiten bis zu etwa 1 mm auf 10 m Meßstreckenlänge erreicht werden [2]. Inklinometermessungen sind in der Theorie und Praxis ausgereift und können ohne großen Aufwand auch von einer Person durchgeführt werden.

Einsatzgebiete sind:

- Standsicherheitsüberwachung von rutschgefährdeten Hängen, Bauwerken, Stau- und Straßendämmen
- Verformungsmessungen an Baugrubenwänden, neben Tunnelröhren, in Bohrpfählen
- Bohrlochmessungen
- · Vertikalitätsnachweis von Schlitzwänden

2.1.2 Gleitmikrometer

Aus dem Stangenextensometer, welches seit langem eingesetzt wird und zur Messung der Relativbewegung zwischen einem Kopf- und einem Ankerpunkt dient, wurde an der ETH Zürich ein hoch präziser Dehnungsmesser entwickelt:





Abb. 2: Meßprinzip des Gleitmikrometers [3]

das Gleitmikrometer.

Mit diesem Gerät kann die axiale Verschiebungskomponente entlang einer Geraden im Fels, Beton oder Boden bestimmt werden (Abb. 2). Die Sonde wird am Bedienungsgestänge im Schutzrohr schrittweise zu den jeweils einen Meter voneinander entfernten Meßmarken geführt. Nach jedem Meter durchfahren die beiden an den Enden der Sonde plazierten, mit Aussparungen versehenen kugelförmigen Meßköpfe die ebenfalls mit Aussparungen versehenen Meßmarken (Gleitposition). Durch Drehung um 45° und Ziehen am Gestänge wird die Sonde mit den bei-

den Meßköpfen in jeweils zwei benachbarten Marken verspannt (Meßposition). Ein induktiver Wegaufnehmer in der Sonde ermittelt die Meßwerte und überträgt diese an das Digital-Ablesegerät [3]. Die erhaltenen Meßergebnisse sind sehr genau, jedoch muß ein erhöhter Aufwand beim Einsatz des Gleitmikrometers in Kauf genommen werden:

- mind. zwei Personen
- davon muß eine kräftigerer Natur sein um das Gestängen mit der nötigen Kraft ziehen zu können
- jede Meßmarke wird während der Meßkampagne dreimal angefahren

Einsatzgebiete des Gleitmikrometers sind:

- Pfähle und Schlitzwände: Dehnungs- bzw. Stauchungsmessung. Aus der Beobachtung der Deformation in den Randfasern kann der Dehnungs- und der Krümmungsverlauf und über Integration die Biegelinie ermittelt werden.
- Tunnelbau: Ermittlung der Auflockerungszone, Untersuchung des Quellverhaltens
- Staumauern: Erfassung des Einflusses der Belastung sowie die Überwachung des Zusammenwirkens von Mauerwiderlager und Felsuntergrund.

2.1.3 Metallplatten-Setzungsmeßgerät

Mit dem Metallplatten-Setzungsmeßgerät können Setzungen des Bodens in Neigungsmeßrohren ermittelt werden. Um das Führungsrohr herum sind in bestimmten Abständen Meßmarken angebracht. Hierfür kommen elektrisch leitende Materialien zum Einsatz, welche in Form einer Platte mit zentrischer Bohrung oder einer kurzgeschlossenen Spule, bestehend aus einer oder mehreren Windungen, über das Kunststoffführungsrohr gelegt werden. Sie wandern mit der Setzung des Bodens und erzeugen beim Durchfahren mit dem Meßgerät einen Zeigerausschlag am Meßgerät. Die Meßmarke ist erreicht, sobald der Zeigeranschlag des Anzeigeninstrumentes ein Maximum anzeigt oder bei der akkustischen Anzeige der höchste Ton erreicht ist. Der Meßwert wird direkt am Meßkabel in Meter und Zentimeter abgelesen. Durch einen Führungsaufsatz mit Nonius lassen sich Änderungen im Millimeterbereich genau erfassen [1].

2.2 Erddruckaufnehmer



Abb. 3: Erddruckgeber [1]

Erddruckaufnehmer, die die Totalspannungen im Boden messen, bestehen aus zwei in geringem Abstand gehaltenen Metallplatten, zwischen denen eine Flüssigkeit eingefüllt ist (Abb. 3). Der einwirkende Belastungsdruck wird über die Flüssigkeit auf die Membrane des Überdruckventiles übertragen und im elektrischen Aufnehmer in eine Meßspannung umgewandelt. Diese kann angezeigt und/oder automatisch erfaßt werden.

Die verschiedenen Funktionsweisen von Erddruckgebern werden von SCHNELL [4] in diesem Heft näher erklärt.

2.3 Porenwasserdruckgeber

Im Grundbau werden seit langer Zeit Porenwasserdruckgeber eingesetzt. In Sand oder Steinschüttungen werden die Geber mit Sintermetallfiltern, in dichten, ungesättigten Böden mit Keramikfiltern eingesetzt. Sie werden entweder eingebaut oder, sofern dieses nicht möglich ist, in den ungestörten Boden eingepreßt. Hierfür gibt es Geber, die mit einer Einpreßspitze und einem Anschlußgewinde ausgestattet sind (Abb. 4). Über ein Gestänge werden sie mit einer schweren Drucksonde in die erforderliche Tiefe eingepreßt.



Abb. 4: Porenwasserdruckaufnehmer zum Einpressen [1]

Es sind auch kombinierte Erd- und Porenwasserdruckaufnehmer erhältlich (Abb. 5).





Abb. 5: Kombinierte Erd- und Porenwasserdruckgeber [1]

2.4 Dehnungsmeßstreifen

Dehnungsmeßstreifen (DMS) dienen zur Erfassung von Dehnungsänderungenen und damit zur Berechnung von Kräften. Spannungen im Stahl (z.B. Anker von verankerten Baugrubenwänden, Bewehrungen in Stahlbetonpfählen etc.) können am besten aufgrund der guten Bestimmbarkeit des E-Moduls mit DMS bestimmt werden. DMS finden aber auch bei anderen Materialien ihren Einsatz, so zum Beispiel aktuell bei Dehnungsmessungen von Geotextilien im Deponiebau.

Der Aufbau und die Funktionsweise der DMS, speziell der Wheatstoneschen Brükkenschaltung, kann in diesem Heft dem Beitrag von SCHNELL [4] entnommen werden.

3 Datenerfassung

3.1 Allgemeines

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

Es wird unterschieden zwischen manueller und automatischer Datenerfassung. Bei der manuellen Erfassung werden die Meßsonden manuell eingeführt und die Meßwerte auf einem Anzeigegerät abgelesen und aufgeschrieben. Die Meßwerte können auch automatisch angezeigt, aber nur in bestimmten Zeitintervallen aufgeschrieben werden. Vorteilhaft ist dieses Verfahren bei sehr kurzen Meßeinsätzen, bei denen sich allerdings die Meßwerte nicht schnell ändern dürfen, da eine exakte Ablesung mit Notierung mindestens 10 Sekunden dauert. Auch bei sehr langen Meßeinsätzen (Monate → Jahre) mit sich langsam ändernden Meßwerten kann eine manuelle Erfassung kostengünstiger sein.

Bei allen anderen Meßaufgaben bietet die kontinuierliche Meßdatenerfassung Vorteile:

- Ablesefehler sind ausgeschlossen
- · bei sehr schnellen Meßwertänderungen unumgänglich
- · kontinuierliche Aufzeichnung der Daten während der ges. Meßkampagne
- Möglichkeit der On-Line Darstellung der Meßdatenverläufe und daraus resultierender Entscheidungsmöglichkeiten vor Ort

3.2 Data-Logger

Die Aufzeichnung der Meßwerte geschieht mittels sogenannter Data-Logger. Data-Logger haben die Aufgabe, die anfallenden Meßsignale in einem eingebautem Speichermedium (EPROM) oder auf Diskette/Festplatte zu speichern.

Data-Logger sind Feldgeräte mit kleinerer Speicherkapazität, die regelmäßig ausgelesen werden müssen, bis hin zum direkt angeschlossenen Computer, der die Daten auf seiner Festplatte (oder einem anderen Speichermedium) speichert, und schon während des Einlesens eine Verrechnung der Daten ermöglicht. Im Zuge der rasanten Weiterentwicklung der Computerprozessoren werden von der Industrie immer leistungsfähigere Feldgeräte angeboten, die heute auch über zahlreiche Verrechnungsfunktionen, Schwellenwertgrenzen, Statistik und vieles mehr verfügen und eine ausreichende Speicherkapazität haben.

Im Gegensatz zu den Festplatten im Computer ist die Speicherkapazität bei Feldgeräten allerdings weiterhin begrenzt. Ist die Kapazität des Speichermediums bei den Feldgeräten erschöpft, kommt es u. U. zu einer Überschreibung der bis dahin erfassten Werte. Demzufolge muß eine regelmäßige Auslesung oder ein Austausch des Speichermediums erfolgen. Für eine kontinuierliche Erfassung ist daher eine vorherige Bestimmung der maximalen Anzahl der Meßwerte in einem bestimmten Zeitraum erforderlich. Dieses ist auch ein Auswahlkriterium für einen Data-Logger oder einen Computer.

Bei Analog-Digital-Wandlern (AD-Wandler) ist auf eine ausreichende Auflösung zu achten, um die Meßsignale bei der Umwandlung von analogen in digitale Meßwerte nicht zu verfälschen. Die einzelnen Kanäle sollten auch gegeneinander abgeschirmt sein, um damit eine gegenseitige Beeinflussung ausschließen zu können. Auch die Anzahl der Kanäle ist von großer Bedeutung. Es hat sich gezeigt, daß bisher die Ersatzkanäle immer voll genutzt wurden. Daher ist zu empfehlen, die Anzahl der Kanäle der Data-Logger oder AD-Wandler großzügig zu bemessen.

Äußerst wichtig ist es aber auch, daß durch geeignete Software oder Hardwarekonfigurationen, die Anzahl der Meßwerte verringert werden kann, da nur die sich in einem bestimmten Intervall ändernden Meßwerte zur Auswertung gebraucht werden. Wird dieses nicht berücksichtigt, kann es später bei der Auswertung aufgrund der hohen Anzahl der Meßwerte zu Problemen kommen. Für die Auswertung gibt es momentan nur wenige Tabellenkalkulationsprogramme, deren Zellenanzahl nur von der Größe der Festplatte begrenzt ist (z.B. GRAPHER FOR WINDOWS 1.23). Alle anderen gängigen Programme unterliegen einer Beschränkung (ca. 8000 bis 32000) in der Anzahl der in einer Spalte einzulesenden Meßwerte. Es bleibt dann nur noch die Möglichkeit, eigene Auswertesoftware zu erstellen, wobei aber eine grafische Darstellung der Meßwerte den größten Zeitaufwand des Programmierers bedarf.

3.3 Meßwertübertragung

Auf die sichere Übertragung der Meßsignale von den verschiedenen Aufnehmern zu den Erfassungsgeräten muß größte Aufmerksamkeit gelegt werden. Zwei wichtige Punkte sind dabei zu beachten:

- mechanischer Schutz der Kabel
- · gute Abschirmung der Kabel auf der gesamten Länge

Beim Einbau von Meßgeräten während des Baustellenbetriebs kommt es immer wieder zu Zerstörungen der Meßkabel bzw. der Meßgeräte selbst. Es sind daher alle Kabel sowie die Meßgeräte selber ausreichend gegen mechanische Beanspruchung zu schützen.

Auf eine ausreichende Abschirmung der Meßkabel muß großen Wert gelegt werden, da bei der Übertragung der sehr schwachen analogen Meßsignale Störungen (z.B. Erdschleifen, nahe Starkstromkabel etc.) in hohem Ausmaße möglich sind und somit die Meßwerte verfälschen können. Bei einer digitalen Übertragung der Meßwerte kann die Störung von außerhalb fast gänzlich unterbunden werden.

4 Projekte des IGB·TUBS

Im folgenden sollen einige Projekte des IGB TUBS, die ausgeführt wurden oder ausgeführt werden kurz vorgestellt und einige interessante Problemstellungen und ihre Lösungen angegeben werden.

4.1 Deponie Bornum

Dieses Projekt wurde ausgewählt, um aufzuzeigen, wie auch unter ungünstigen Randbedingungen Inklinometermessungen durchgeführt werden können.

Der Landkreis Wolfenbüttel betreibt seit 1984 die Zentraldeponie Bornum. Bei der in Hanglage angelegten Deponie wurden Verformungen an den Schachtbauwerken festgestellt. Die Schachtbauwerke wurden im Sommer 1991 und im Winter 1992 vermessen. Ziel war es, sowohl örtliche Verformungen der Schachtwandungen als auch die Neigungen der Gesamtbauwerke festzustellen. Da aufgrund der Schachteinbauten keine optischen oder akustischen Meßverfahren anwendbar erschienen, kam eine Kombination aus Inklinometermessung und Handmessung zum Einsatz. Die Befahrung der Schachtwandung mit einem Meßsonden-Schlitten war aufgrund der auftretenden Lotabweichungen und der Absätze in den Teleskopschächten nicht sinnvoll.



Abb. 6: Prinzip der Deponieschachtvermessung [2]

Für die Schachtvermessung wurde jeweils mit einem Autokran die Betonkappe der Schächte abgehoben und nacheinander an verschiedenen Stellen über den Schachtumfang verteilt ein Vierkantprofil mit Schnellkupplungen als Führungsrohr für die Inklinometersonde eingestellt und fixiert. Die Installationen wurden in Schutzausrüstung von einem Personenkorb aus ausgeführt, der an einem Autokran befestigt war. Nach den Abstandsmessungen wurde die Lage der fixierten Führungsrohre mit einer Inklinometermessung einschließlich Umschlagsmessung bestimmt. (Abb. 6).

- 186 -

Es zeigte sich, daß die Beanspruchung des Personals und der Geräte aufgrund der Gasemissionen und der schwierigen Erreichbarkeit der Meßstellen erheblich war. In Anbetracht der damit verbundenen Kosten und der dadurch eingeschränkten Anzahl der Meßstrecken und der Genauigkeit der Messungen konnten die erzielten Ergebnisse nicht befriedigen.

OLTMANNS und WYRWA [2] empfehlen deshalb, daß bei regelmäßigen Verformungsmessungen bei Deponieschächten mindestens drei über den Schachtumfang im Grundriß verteilte Inklinometerführungsrohre fest zu installieren sind. Die Meßstellen sollten jeweils durch verschließbare Aussparungen in der Betonkappe zugänglich sein. Damit könnte die gesamte Inklinometermessung von einer Arbeitskraft in kurzer Zeit bewerkstelligt werden. Außer zuverlässigeren Meßergebnissen könnten dann auch aufgrund der größeren Meßstellenanzahl aus den Verformungen die mechanischen Beanspruchungen der Schächte aus der Abfalleinlagerung ermittelt werden. Die Installationskosten stationärer Inklinometerrohre amortisieren sich aufgrund des wesent!ich geringeren Meßaufwandes bereits nach wenigen Meßkampagnen.

4.2 O'Swaldkai, Hamburg

Im Hamburger Hafen werden am O'Swaldkai seit 1992 im Auftrag von der Behörde für Strom- und Hafenbau Hamburg vom IGB·TUBS an einem in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauerbauwerk umfangreiche Messungen durchgeführt. Nähere Angaben über das Bauwerk und die Aufgabe der Meßkampagne sind von MAYBAUM [5] in diesem Heft erläutert.

In diesem Beitrag soll die Meßwerterfassung näher erläutert werden. Bei der gesamten Meßkampagne wurden:

18	Dehnungsmeßstreifen auf Bewehrungsstählen	(DMS)
2	Betonverformungsaufnehmer	(BVF)
8	Betonspannungsaufnehmer	(BSP)
5	kleine Erddruckkissen	(EDKB)
8	große Erddruckkissen	(EDKL)
3	Temperaturaufnehmer	(TMP)
4	Porenwasserdruckaufnehmer	(PWD)

eingebaut und kontinuierlich seit Baubeginn alle 30 Minuten abgefragt und erfaßt. Um Störungen bei der Übertragung der Meßsignale so gering wie möglich zu halten, wurde in der Kaiplatte ein 60-Kanal AD-Wandler mit einer Auflösung von 14 Bit in einer wasserdichten Box eingebaut. Dieser AD-Wandler war flexibel im Hinblick auf die unterschiedlichen Meßsignale ausgelegt. Mit dieser Anordnung wurde die Länge der Kabel von den einzelnen Aufnehmern zum AD-Wandler auf ein Minimum reduziert. Der AD-Wandler war mit einem Meßkabel mit dem in einem Abstand von ca. 100 m in einem Meßcontainer plazierten Rechner verbunden (Abb. 7).



Abb. 7: Meßwerterfassung am O'Swaldkai in Hamburg

Aufgrund dieser Anordnung konnten die Meßsignale störungsfrei aufgezeichnet werden. Probleme traten nur auf, wenn die Netzspannung des Computers durch Fremdeinwirkung unterbrochen wurde. Allerdings war die Software so eingestellt, daß nach einem Netzausfall der Computer automatisch wieder den Status der Meßwertspeicherung herstellte. So verfielen nur die Meßwerte während der Unterbrechung.

Die große Menge an erfassten Daten wurde bei jeder manuellen Messung (Inklinometer, Gleitmikrometer, Metallplatten-Setzungsmeßgerät) von der Festplatte auf Diskette übertragen und dann im Institut ausgewertet und dargestellt. Es bestand jedoch zu jeder Zeit genügend Kapazität auf der Festplatte, sodaß auch mehrere Wochen gemessen werden konnte, ohne die Daten auslesen zu müssen.

Die Funktionstüchtigkeit des Metallplatten-Setzungsmeßgerätes war im Gegensatz zu den Inklinometer- und Gleitmikrometersonden nicht befriedigend. Es war nicht immer möglich, das Maximum der Anzeige exakt ablesen zu können. Es konnte bisher nicht geklärt werden, ob der Fehler am Meßgerät oder an den eingebauten Meßmarken liegt.

Als großer Vorteil hat sich am O'Swaldkai die Verlegung von mehren Ersatzkabeln erwiesen. Mittlerweile sind alle Ersatzkabel mit zusätzlichen Meßaufnehmern (z.B. Wasserstandsmesser im Hafenbecken zur eigenen Ermittlung der Tideschwankungen) ausgestattet.

4.3 10. Liegeplatz Burchardkai, Hamburg

Wiederum im Hamburger Hafen sollen vom IGB-TUBS seit Herbst 1993 im Auftrag von der Behörde für Strom- und Hafenbau Hamburg am Neubau des 10. Liegeplatzes am Container Terminal Burchardkai an einem in Schlitzwandbauweise und einer kombinierten Rohrspundwand hergestellten Kaimauerbauwerk umfangreiche Messungen durchgeführt werden. Die Bauausführung des gesamten Bauwerks wird von der Arge 10. Liegeplatz (Hochtief, Fr. Holst und Brückner) ausgeführt.



Abb. 8: Lageplan 10. Liegeplatz [6]

In Abb. 8 und 9 ist die Lage im Hafen sowie eine Draufsicht der geplanten Baumaßnahme zu ersehen. Ziel der Baumaßnahme ist es, den vorhandenen 8. Liegeplatz um 300 m zu verlängern und eine Liegewanne (Sohle NN -16,50 m) zu erstellen. Die Kaiflächenbreite ist mit 60 m festgelegt. Die Kranspur vom 8. Liegeplatz mit 18 m Breite wird weitergeführt [6].





Zur Erstellung der ca. 300 m langen neuen Kaikonstruktion wird am Böschungskopf der vorhandenen Landzunge ein 1,20 m breiter Schlitz ausgehoben. Die Stützflüssigkeit wird mit Zement angereichert und verfestigt sich zu einem Mörtel. In die noch weiche Suspension werden Einzelbohlen PSp 1000 mit Schlössern und Zwischenbohlen PZi 610 eingestellt. Die kombinierte Wand erhält einen Stahlbetonkopfbalken, an dem horizontal verlegte Rundstahlanker gelenkig angeschlossen werden. Die Verankerung wird bis zu der Wand am Parkhafen geführt.

Wie aus dem Querschnitt (Abb. 10) zu ersehen ist, wird der Überbau für die Aufnahme einer 18 m breiten Kranspur ausgebildet, wobei die Wand zur Sicherung des Geländesprunges in der Achse der wasserseitigen Kranspur angeordnet wird. Diese Schiene verläuft in 4,50 m Abstand von der Vorderkante der Kaimauer. Durch die zurückliegende Wand wird neben der optimalen Vertikalkraftabtragung eine Kolkkammer geschaffen. Zur Stabilisierung des Kaikopfes werden je Block 6 Reibepfähle eingebaut. Die beiden mittleren Pfähle dienen zusätzlich als Tragrohre für eine Fenderschürze. Die Kaiplatte erhält eine Überschüttung von 2,50 m und wird im Abstand von jeweils 6,0 m durch Reihen von Teilverdrängungsbohrpfählen \emptyset 60 gestützt. - 190 -



Querschnitt Regelblock und Wand am Parkhafen

Abb. 10: Querschnitt des Regelblocks und Wand am Parkhafen[6]

Das IGB·TUBS wurde beauftragt, folgende Meßaufnehmer in der gesamten Kaianlage einzubauen:

- · Dehnungsmeßstreifen auf den Ankern zur Messung der Ankerkräfte
- Inklinometerrohre in der Kaimauer zur Messung der Verformungen
- Porenwasserdruckaufnehmer zur Messung des Porenwasserdruckes hinter der Wand

In der Übersicht (Abb. 11) kann man ersehen, daß die einzelnen Aufnehmer sehr weit auseinander liegen, wodurch eine Digitalisierung bei den Aufnehmern aus Kostengründen ausgeschlossen wird. Es muß also auf eine durchgehende Abschirmung der Kabel geachtet werden.

Um nicht zu große Kabellängen in Kauf nehmen zu müssen, wurden zwei Sammelstationen für die Data-Logger angeordnet. Bei dieser Baustelle kommen modernste Data-Logger zum Einsatz, die über eine hohe Speicherkapazität (austauschbare Memory-Cards) sowie über eine vielfältige eingebaute Programmiermöglichkeit verfügen.)

- 191 -

Zum heutigen Zeitpunkt kann über zwei Problemstellungen beim Einbau der Meßaufnehmer berichtet werden. Zum einen hatte der doch etwas rauhe Baustellenalltag Beschädigungen an den Inklinometerrohren zur Folge. Dadurch mußten die Kopfenden der Rohre schon mehrmals erneuert werden. Durch diese Maßnahmen wurden die bis dahin schon mehrmals durchgeführten Nullmessungen verändert. Hier zeigt sich ganz deutlich, wie wichtig ein ausreichender Schutz der Meßgeräte und Kabel während der Baumaßnahme ist.

Ein anderes Problem ergab sich aus der kalten Witterung im vergangenen Winter. Die Applikation der DMS auf den eiskalten Ankerstählen konnte zuerst nur unzureichend durchgeführt werden. Abhilfe schaffte hier die Anschaffung eines Wetterschutzes in Form eines mannshohen Zeltes. Mit Gasbrennern wurde der Ankerstahl vor der Applikation auf eine Temperatur von ca. 25-30° C aufgeheizt. Während der Zeit des Abbindens (ca. 6 Std.) des Klebers der DMS wurde im Zelt eine Raumtemperatur von mind. 20° C aufrechterhalten. Nur durch diese Maßnahme war es im Winter möglich, die DMS gesichert zu applizieren.

IGB·TUBS Übersicht der Meßaufnehmer 10. Liegeplatz, Burchardkai, Hamburg



Abb. 11: Übersicht der Meßaufnehmer

Für ein großes neues Gebäude muß in der Lübecker Innenstadt eine tiefe Baugrube neben einer setzungsgefährdeten vorhandenen Bebauung ausgehoben und mit einer steifen Baugrubenwand gesichert werden. Das IGB TUBS ist mit der Überwachung der Verformungen der Baugrubenwand beauftragt worden. An dieser Stelle soll nicht das Projekt selbst vorgestellt werden, sondern nur ein Detail der Meßkampagne.

Neben manuellen Meßeinsätzen (Inklinometer, Geodätische Vermessungen, etc.) sollen vom IGB-TUBS Dehnungsmeßstreifen appliziert und die Dehnungen der Baugrubenaussteifung kontinuierlich in einem Rechner erfaßt und abgespeichert werden. Die Entwicklung und die daraus abzulesenden Trends der einzelnen Meßdaten müssen kontinuierlich beobachtet werden, um bei Anzeichen einer zu großen Verformung Gegenmaßnahmen ergreifen zu können.

Um Personalkosten vor Ort zu sparen, wird vom IGB-TUBS erstmals eine On-Line-Telefonverbindung zur Baustelle eingesetzt. Dieses ist über die neuen ISDN-Leitungen der Telekom möglich geworden. Durch die hohe Übertragungsrate kann ein Rechner quasi "fernbedient" werden. So können jederzeit die Meßwerte vom Meßcomputer überspielt und sofort ausgewertet werden. Dieses kann unter einem Multitasking-Betriebssystem (Windows, OS/2, UNIX, etc.) sogar geschehen, ohne daß die Messung unterbrochen wird. Aus den Daten können Trends analysiert, und bei Bedarf die Baustellenleitung sofort informiert werden. Darüberhinaus wird der Meßcomputer zusätzlich mit Schwellenwertgrenzen programmiert, sodaß bei unvorhersehbaren plötzlichen Verformungen und Überschreiten dieser Schwellenwertgrenzen durch ein Warnsignal die Baustellenleitung vor Ort sofort informiert wird.

5 Anforderungen für zukünftige Messungen

Die vielfältigsten Meßaufgaben können heutzutage in der Geotechnik fachgerechtausgeführt werden. Die oben angesprochenen Problemstellungen zeigen jedoch auch, daß der Planung und Ausführung der einzelnen Meßkampagne große Beachtung geschenkt werden muß. Zusammenfassend gilt dies für folgende Punkte:

- frühzeitige Abstimmung mit der Baufirma über Anordnung und Einbau der Meßaufnehmer
- ausreichende Anzahl der Aufnehmer, redundante Erfassung
- ausreichender Schutz der Aufnehmer, Kabel und Data-Logger
- ausreichende Abschirmung der Kabel
- Anordnung von zusätzlichen Kabel als Ersatz oder für spätere zusätzliche Aufnehmer
- genaue geodätische Vermessung der Inklinometer- und Gleitmikrometer kopfpunke

6 Literaturverzeichnis

[1]	FA. GLÖTZL :	Firmenprospekt Inklinometer
[2]	OLTMANNS, W. : WYRWA, P.	Inklinometermessungen bei Deponien in Mitteilung des IGB·TUBS, Heft 37, "Stand- sicherheiten im Deponiebau" - Fachseminar 3031.03.92 in Braunschweig
[3]	FA. SOLEXPERTS AG :	Firmenprospekt Gleitmikrometer
[4]	SCHNELL, W. :	Spannungsmessungen in Mitteilung des IGB·TUBS, Heft 44, "Messen in der Geotechnik" - Fachseminar 2627.05.94 in Braunschweig
[5]	MAYBAUM, G. :	Messungen am O'Swaldkai in Hamburg in Mitteilung des IGB·TUBS, Heft 44, "Messen in der Geotechnik" - Fachseminar 2627.05.94 in Braunschweig
[6]	ARGE BURCHARD- : KAI, 10. LIEGEPLATZ	Prospekt 1 - Baubeginn





ZUR ANWENDUNG UND ZUR MESSUNSICHERHEIT VON INKLINOMETERN IM GRUNDBAU

Dipl.-Ing. Düser, Prof. Dr.-Ing. Blümel Universität Hannover

1 EINLEITUNG

Zur Beobachtung vorwiegend horizontaler Deformationen von geotechnischen und sonstigen Bauwerken werden vom Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) seit vielen Jahren mobile Inklinometer unterschiedlicher Bauart erfolgreich eingesetzt. In Bild 1 sind typische Einsatzgebiete von Inklinometern durch Skizzen erläutert.



Bild 1: Beispiele für den Einsatz von mobilen Inklinometern zur Beobachtung von Bauwerksverformungen und Verschiebungen (die Lage der Meßkanäle ist durch dick ausgezogene Linien markiert).

1.1 Meßprinzip

Mit einem mobilen Inklinometer werden Polygonzüge im Raum für ausgewählte Objektzustände (Position des Objekts zum Zeitpunkt t) bestimmt. Wie in Bild 1 dargestellt, werden in das zu beobachtende Objekt an Stellen, die für das Verschiebungs-/Verformungsverhalten kennzeichnend sind, besondere Hohlprofile als Meßkanäle möglichst lotrecht eingebaut. Anschließend werden mit dem Inklinometer die Neigungswinkel des Meßkanals gegenüber der Lotrechten in zwei senkrecht zueinander stehenden Meßebenen A und B tiefenabhängig (zumeist in Tiefenabständen von 0.5 oder 1.0 Meter) erfaßt. Die Vermessung beginnt in der Regel am Kanalfußpunkt. Aus Neigungswinkeln und Tiefenabständen wird die räumliche Lage des Meßkanals näherungsweise als Polygonzug ermittelt. Zur Verringerung von Meßabweichungen wird der Kanal zweimal mit jeweils um 180° um die Längsachse gedrehtem Gerät befahren. Die zweite Messung (nach Drehung des Geräts) wird auch als "Umschlagmessung" bezeichnet. Man erhält für eine Tiefenstufe i insgesamt also vier Meßwerte. Für die Meßebene A die Werte A1i und A2i und für die Meßebene B die Werte B1; und B21. Der Meßkanal wird möglichst so installiert, daß eine Meßzu erwartenden Hauptverschiebungsrichtung ebene mit der (Richtung w) übereinstimmt. Ist dies nicht möglich, müssen die Verschiebungsrichtungen w und v mit den in Bild 2 angegebenen Beziehungen berechnet werden.



 $w_{i} = \cos\beta(A_{1i}-A_{2i})/2 + \sin\beta(B_{1i}-B_{2i})/2$ $V_{i} = \cos\beta(B_{1i}-B_{2i})/2 + \sin\beta(A_{1i}-A_{2i})/2$

Bild 2: Zusammenhang zwischen den Meßwerten A_{1i} , A_{2i} , B_{1i} und B_{2i} des Inklinometers sowie den Verschiebungen w_i und v_i (i = Meßtiefenstufe).

Die Ergebnisse der ersten Vermessung eines Kanals sollen die Ausgangslage des zu beobachtenden Objekts (zum Zeitpunkt t_0) erfassen (Nullmessung). Wiederholt man die Messung zu einem späteren Zeitpunkt t (z.B. nach Veränderung des zu beobachtenden Objekts infolge äußerer Einwirkung), so können durch Datenvergleich zwischen Null- und Wiederholungsmessung die horizontalen Verschiebungen der Polygonpunkte abhängig von der Kanaltiefe ermittelt werden. Weitere Angaben zum Meßprinzip, zur Meßtechnik und zur Anwendung von Inklinometermessungen liefern z.B. BLÜMEL et al. (1982 und 1991) und BÖSINGER et al. (1983).

2 ANWENDUNG

Die Anwendung mobiler Inklinometer wird im folgenden anhand von zwei ausgewählten Meßprojekten beschrieben. Für die Vermessungen wurde ein Inklinometer mit zwei um 90° versetzt angeordneten Meßwertaufnehmern verwendet. Als Beispiele dienen:

- die Beobachtung der Verdrehung und Verformung einer Schlitzwand f
 ür eine Tiefgarage abh
 ängig von der Aushubtiefe (Beispiel 1),
- und die Verdrehung und Verformung der Kammerwand einer Schiffsschleuse abhängig vom Füllzustand (Beispiel 2).

2.1 Beispiel 1

Für ein schachtartiges Tiefgaragenbauwerk wurde die Wand aus Schlitzwandlamellen hergestellt. Trotz des großen Durchmessers des Schlitzwandschachts von rd. 60 m wurde auf Aussteifungen bzw. Verankerungen der Wand verzichtet. Da über das Verhalten eines aus Lamellen mit vertikalen Fugen zusammengesetzten kreiszylinderförmigen Tragwerks mit derartigen Abmessungen bei Belastungen aus Verkehr, Erd- und Wasserdruck und bei Einbindung des Wandfußes in den Boden bisher kaum Erkenntnisse vorliegen, wurden u.a. die Wandverformungen während des Bodenaushubs gemessen, s. BLÜMEL (1994). Über die Kreiszylinderschale verteilt wurden in sechs ausgewählten Querschnitten im Zuge der Schlitzwandherstellung Inklinometerkanäle zusammen mit der Bewehrung eingebaut. Vor Aushubbeginn wurde die Gängigkeit der Kanäle überprüft und anschließend deren räumliche Lage anhand von Nullmessungen bestimmt. Folgemessungen wurden für kennzeichnende Teilaushubzustände und für den Endaushubzustand durchgeführt. Für die Auswertung wurde der Fußpunkt des jeweiligen Meßkanals als Festpunkt angenommen. Für einen ausgewählten Meßkanal sind in Bild 3 Ergebnisse für die Verschiebungsrichtung w (hier gleich Meßebene A) abhängig Mit vom Aushub dargestellt. zunehmender Aushubtiefe ist zusätzlich eine geringe Verschiebung der Wand im Bereich des Erdauflagers zu erwarten. Insgesamt ergaben sich nur sehr geringe Wandverformungen im Bereich von einigen Millimetern.



Bild 3: Verformungen der Schlitzwand einer schachtförmigen Baugrube abhängig vom Aushub (der Fußpunkt des Meßkanals wurde für die Darstellung als Festpunkt angenommen).

2.2 Beispiel 2

Für eine Schiffsschleuse wurden die Verformungen der Schleusenkammerlängswände abhängig vom Füllzustand der Schleusenkammer (Unter- zu Oberwasserstand) und abhängig von der Zeit beobachtet. Hierzu wurden in die Kammerwände Meßkanäle in zuvor annähernd lotrecht hergestellte Kernbohrungen eingesetzt. Anschließend wurde der Hohlraum zwischen Bohrlochwandung und Meßkanal verfüllt. In Bild 4 sind für einen repräsentativen Meßquerschnitt und einen Meßzeitraum von ca. drei Monaten die Verformungen in den Verschiebungsrichtungen w (hier gleich Meßebene A) und v (hier gleich Meßebene B) dargestellt.



Bild 4: Verformungen der Schleusenkammerwand in den Richtungen w und v infolge Füllung vom Unter- zum Oberwasserstand.

3 MESSUNSICHERHEIT

3.1 Ursachen von Meßabweichungen

Führt man bei sonst gleichen Randbedingungen in einem Meßkanal mit einem mobilen Inklinometer nacheinander mehrere Messungen durch, so werden die Ergebnisse voneinander abweichen. Die Ursachen dieser Meßabweichungen sind zufälliger und systematischer Art. Systematische Abweichungen (z.B. Nullpunktfehler, Dejustierung der Neigungsaufnehmer etc.), die sich auf die Meßsonde beschränken, werden durch die sogenannte Umschlagmessung (s. Abschn. 1.1) weitgehend eliminiert. Zufällige und weitere systematische Abweichungen haben im wesentlichen folgende Ursachen:

• Art und Ausbildung der Meßkanäle

Je nach Anforderungen an die Qualität der Messung und die zu erwartenden Bauwerksdeformationen werden unterschiedliche Profilarten verwandt. Meßabweichungen sind hauptsächlich auf die Ausbildung der Führungsnuten, auf die Qualität des Einbaus, auf die Sauberkeit sowie auf Korrosionserscheinungen im Kanalinneren zurückzuführen. Korrosionserscheinungen können in Metallkanälen nach längeren Beobachtungszeiträumen auftreten.

• Wartung der Sonde

Bei Meßaktivitäten über längere Zeiträume sind im Bereich der mechanisch beweglichen Teile (Zentriereinrichtungen, Radlager, Steckverbindungen etc.) Verschleißerscheinungen zu erwarten.

• Qualifikation des Meßpersonal

Nicht präzise oder sogar unsachgemäße Handhabung und Positionierung der Geräte in Zusammenhang mit der Durchführung der Messungen kann bis zur völligen Unbrauchbarkeit der Meßergebnisse führen.

• Sonstige Einflüsse

Unvollkommene Anpassung der Sonde und des Meßkabels an die Temperatur im Kanalinneren sowie Feuchtigkeit in den Kabelverbindungen, etc. Exemplarisch für die oben genannten Ursachen von Meßabweichungen werden im folgenden Art und Alter von Meßkanalprofilen näher betrachtet.

3.2 Meßabweichungen in Zusammenhang mit der Profilart des Inklinometerkanals

Im Zuge der Aktivitäten des IGBE werden unterschiedliche Kanalprofile vermessen, unter anderem die im Bild 5 gezeigten Profile.

Profil I Rohrprofil mit Nuten



Profil II neu/alt Vierkant-Hohlprofil



Material: Glasfaserverstärkter Kunststoff Außendurchmesser: ca. 70 mm Wandstärke: ca. 3 mm Betrachte Meßebene: A und B Neues Profil, Meßzeitraum 2 Monate Material: Aluminium Außendurchmesser: ca. 50 mm Wandstärke: ca. 3 mm Betrachtete Meßebene: A Neues Profil: Meßzeitraum 1 Monat Altes Profil: bei Beginn der Messungen bereits 7 Jahre eingebaut, Meßzeitraum 5 Jahre

Bild 5: Angaben zu den untersuchten Kanalprofilen.

Die Meßabweichungen wurden mit statistischen Methoden analysiert. Es wird angenommen, daß nur zufällige Abweichungen auftreten und daß diese normalverteilt sind. Für die Berechnungen wird die t-Verteilung zugrunde gelegt.

Die Untersuchungsbedingungen sind wie folgt definiert:

- die Vergleichsmessungen wurden von demselben Personal mit gleichartigen Meßgeräten ausgeführt,
- es wurden vom Hersteller regelmäßig gewartete und kalibrierte Meßgeräte eingesetzt,
- es wurden Messungen in gleichartig ausgebildeten Meßkanälen miteinander verglichen,
- die Meßschrittweite betrug 0.5 m,
- die Messungen wurden in Objekten durchgeführt, die über den Vergleichszeitraum keine Neigungsänderungen aufwiesen.

In Bild 6 ist für das Profil I und Meßebene A die Summe zufälliger Abweichungen abhängig von der Anzahl der Meßschritte (Tiefenstufen) aufgetragen.



Bild 6: Summe zufälliger Abweichungen abhängig von der Anzahl der Meßschritte für Profil I und für Meßebene A.

Es wird deutlich, daß die summierten Einzelabweichungen um einen Mittelwert streuen. Diese "Streuung" ist auf Meßunsicherheiten der einzelnen Meßschritte zurückzuführen. Ist die Meßunsicherheit für den Einzelmeßschritt bekannt (z.B. ermittelt aus Versuchen mit festgelegten Randbedingungen) kann die Zunahme der Meßunsicherheit insgesamt bei Annahme des Fehlerfortpflanzungsgesetzes nach *Gauss* abhängig von der Anzahl der Einzelmeßschritte berechnet werden. Man kann somit Vertrauensbereiche definieren, in welchen der Erwartungswert mit einer Wahrscheinlichkeit p abhängig von der Anzahl der Einzelmeßschritte liegt. In Bild 7 ist für die in Bild 5 angegebenen Profile die obere Grenze der Unsicherheit von Inklinometermessungen für ein Vertrauensniveau von 99% abhängig von der Anzahl der Meßschritte dargestellt, die aus umfangreichen Datenauswertungen ermittelt wurde.



Bild 7: Obere Grenze der Unsicherheit von Inklinometermessungen für ein Vertrauensniveau von 99% abhängig von der Anzahl der Meßschritte für verschiedene Kanalprofile.

In Bild 8 sind die zufälligen Abweichungen der Einzelwerte von Inklinometermessungen für Kanalprofil I in den Meßebenen A und B in Histogrammform dargestellt. Zu erkennen ist, daß insgesamt sehr kleine Abweichungen zwischen den Einzelwerten vorhanden sind. Die Streuungen der Einzelwerte für die Kanalprofile I und II sind den Häufigkeitssummenpolygonen in Bild 9 zu entnehmen.



Bild 8: Zufällige Abweichungen der Einzelwerte von Inklinometermessungen für Profil I und die Meßebenen A und B (Klassenbreite b = 0.02 mm).



Klassenmitte in mm

Bild 9: Häufigkeitssummenpolygone für die zufällige Abweichung von Einzelwerten für verschiedene Kanalprofile.

Die Ergebnisse zeigen, daß die gewählte Profilart des Meßkanals einen großen Einfluß auf die zu erwartende Meßunsicherheit haben kann. Demzufolge sollten bei der Wahl des Profils derartige Erkenntnisse in Hinblick auf den Zweck der Messungen, den angestrebten Beobachtungszeitraum, die zulässige Meßunsicherheit und die zu erwartenden maximalen Verformungen berücksichtigt werden.

4 BEISPIEL ZUR AUSWERTUNG VON MESSUNGEN MIT EINFACHEN STATISTISCHEN METHODEN

Bild 10 zeigt grafische Darstellungen von zwei Inklinometermeßergebnissen (Messung 1 und 6 gemäß Bild 3). In Bild 10a wurden die Abweichungen von der Nullmessung abhängig von der Meßtiefe und in Bild 10b als Häufigkeitssummenpolygon aufgetragen, sowie die Vertrauensbereiche zufälliger Abweichungen für eine Wahrscheinlichkeit von 99% (s. auch Bild 7) angegeben. Aus der Lage der aufgetragenen Linien der Messungen 1 und 6 relativ zu den Schätzbereichen ist zu entnehmen, daß in beiden Fällen mit der angegebenen Wahrscheinlichkeit eine Meßkanalverformung stattgefunden hat. Derartige Auswertungen sind vor allem dann unabdingbar erforderlich, wenn unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus dynamischen oder kinematischen Deforsonstigen Überlegungen mationsmodellierungen oder aus nur kleine Veränderungen des Objekts zwischen zwei Meßepochen zu erwarten sind.



Bild 10a: Abweichungen von der Nullmessung und Vertrauensbereiche für einen ca. 20 m langen Meßkanal.



Bild 10b: Häufigkeitssummenpolygone für das Beispiel gemäß Bild 10a.

5 FOLGERUNGEN

mit mobilen Inklinometern sind inzwischen Messungen eine bewährte und erprobte Methode zur Erfassung von vorwiegend horizontal orientierten Objektdeformationen im Grundbau. Derartige Messungen erfordern vor allem bei als gering zu erwartenden Deformationen ein hohes Maß an Präzision. Um das Meßergebnis korrekt deuten zu können, sind Kenntnisse über die Meßunsicherheit unabdingbar.

Auf Grund unserer bisherigen Erfahrungen mit derartigen Messungen wird vor allem folgendes empfohlen:

- Wahl des Meßkanalprofils unter Berücksichtigung des Zwecks der Messungen, des angestrebten Beobachtungszeitraums, der zulässigen Meßunsicherheit sowie der zu erwartenden maximalen Verformungen.
- Durchführung der Messungen mit besonderer Präzision, insbesondere Durchführung von zwei oder drei unabhängigen Vermessungen des Meßkanals in der Ausgangslage (Nullmessung) zwecks Mittelbildung.
- Anwendung statistischer Methoden bei der Auswertung von Wiederholungsmessungen zwecks Festlegung von Schätzbereichen für zufällige Meßabweichungen.
- Untersuchung von Einzelursachen, welche die Meßunsicherheit beeinflussen.
- Einschaltung erfahrener Fachinstitutionen zumindest zu Beginn des Meßprogramms.
<u>Literatur</u>

Blümel, W.	Inklinometermeßverfahren für horizontale
Buchmann, KJ.	Bodenverschiebungen, TIS, Heft 12/1982
Blümel, W. Düser, O. Celis, E.	Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungsüberwachung, TIS, Heft 7/91
Blümel, W.	Zur Verformung eines Schlitzwandschachts mit großem Durchmesser, unveröffentlicht, 1994
Bösinger, E. Huber, G. Schwarz, W.	Fehleranalyse bei Neigungssondierungen, Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau, November 1983, München
-	Qualitätssicherung und angewandte Statistik - Begriffe, DIN-Taschenbuch 223, Beuth-Verlag,



SCHWINGUNGSMESSUNGEN IN DER GEOTECHNIK

W.J.F. Ruecker

1. EINLEITUNG

Nach wie vor sind Schwingungsmessungen für den Bauingenieur ein schwierig zu verstehendes Teilgebiet des Bauingenieurwesens. Gerade im Bereich der Geotechnik gewinnen jedoch Schwingungsmessungen aufgrund verbesserter Meß- und vereinfachter Auswertetechniken zunehmende Bedeutung als Alternative oder Ergänzung zu den klassischen Verfahren der Bodenuntersuchung. Neben Schwingungsmessungen zur Untergrunderkundung werden in neuester Zeit auch dynamische Verfahren zur Qualitätssicherung und zerstörungsfreien Prüfung von Bauwerken im Untergrund eingesetzt. Als Beispiel hierfür sei die Integritätsund Tragfähigkeitsprüfung von Pfählen genannt. Weitergehende Anwendungen stellen z.B. Impedanzmessungen von Fundamentplatten zur Erkundung von Hohllagen sowie das schwingungstechnische Ausmessen von Gründungssystemen dar. Schließlich sei das weite Feld der Messung und der Prognose von Erschütterungen aus ober- und unterirdischem Verkehr, aus Baubetrieb, aus dem Betrieb von Anlagen, aus Sprengbetrieb usw. genannt. Hierbei stellt der Untergrund einerseits das Ausbreitungsmedium dar. Zum anderen ist der Untergrund aber auch Baugrund, der das Wechselwirkungselement zum Gebäude darstellt. Im folgenden werden beispielhaft einige Anwendungen von Schwingungsmessungen in der Geotechnik aufgeführt. Die Anwender sollen dadurch in die Lage versetzt werden, den Einsatzbereich der einzelnen Verfahren zu bestimmen und sie vom Aufwand und Ergebnis beurteilen zu können.

2 MECHANISCHE GRUNDLAGEN

Zum besseren Verständnis der im nachfolgenden beschriebenen Verfahren werden zunächst einige wesentliche Grundlagen der Erschütterungsausbreitung im homogenen Halbraum zusammengestellt. In einem unbegrenzten Kontinuum entstehen bei einer Störung zwei Wellenarten, die Kompressionswellen (P-Wellen) und Scherwellen (S-Wellen), die sich kugelförmig mit jeweils zugehöriger Ausbreitungsgeschwindigkeit v_p und v_s fortpflanzen.

$$v_{p} = \sqrt{\frac{2G(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)}}, \qquad v_{s} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

In diesen beiden Gleichungen ist G der dynamische Schubmodul, ρ die Dichte und ν die Querdehnzahl des Kontinuums. In einem Medium mit Berandungen - der Untergrund mit seiner freien Oberfläche (kurz Halbraum) - tritt als Folge dieser Randbedingung eine weitere Welle, die Rayleigh- oder Oberflächenwelle, auf. Diese Welle besitzt eine begrenzte Eindringtiefe, ihre Ausbreitung erfolgt bei punktförmiger Anregung an der Halbraumoberfläche längs einer Zylinderoberfläche und ihre Ausbreitungsgeschwindigkeit v_R ist etwas geringer als die der Scherwelle. Ist der Untergrund geschichtet, dann werden die auf Schichtgrenzen auftreffenden Raumwellen an diesen teilweise reflektiert und refraktiert. Es entstehen dann wiederum P- und S-Wellen. Zusätzlich können in ausgeprägten Schichtsystemen noch weitere Wellentypen wie z.B. die sogenannte Love-Welle auftreten. Die Stärke der durch den Untergrund weitergeleiteten Erschütterungen nimmt mit zunehmender Entfernung von der Erschütterungsquelle ab. Diese Abnahme wird im wesentlichen durch die geometrische Amplitudenabnahme und durch die Materialdämpfung des Bodens bestimmt:

A ~ $r^{-n} \exp(-D r 2\pi f/v_i)$, $r \neq 0$.



Bild 1: Wellenarten und zugehörige Abnahmeexponenten

Hierin ist A die Erschütterungsamplitude in der Entfernung r, D die Materialdämpfung, f die Anregungsfrequenz und v_i die Ausbreitungsgeschwindigkeit der jeweiligen Welle. Die geometrische Amplitudenabnahme entsprechend r⁻ⁿ wird durch die Verminderung der Energiedichte mit wachsender Entfernung von der Erschütterungsquelle hervorgerufen. Der Exponent n hängt entsprechend Bild 1 ab von:

- dem Typ der Schwingungen:harmonisch/stationär(HS), impulsförmig(I)

- der Form der Wellenquelle:Punktquelle(PQ), Linienquelle(LQ)
- dem Wellentyp:Raumwelle(R),Oberflächenwelle(O).

3 SEISMISCHE VERFAHREN ZUM BAUGRUNDAUFSCHLUß

3.1 Ziel und Zweck

Bei der Bestimmung des Bodenaufbaus, der auch durch eine genügend große Anzahl von Bohrungen zu ermitteln ist, stellen die seismischen Verfahren eine Ergänzung dar, indem durch sie die Kenntnis über den Bodenaufbau zwischen den Meßpunkten bereitgestellt wird. Der Einsatz der seismischen Verfahren kann dabei zu einer Verringerung der Bohrungen führen. Neben der Bestimmung des Baugrundaufbaus ist die Ermittlung seiner elastischen dynamischen Materialkennwerte oftmals ein weiteres Ziel einer derartigen Prüfung. Die elastischen Materialkonstanten dynamischer Schubmodul G, dynamischer Elastizitätsmodul E und Querdehnungszahl ν lassen sich bei Abschätzung oder Kenntnis der Materialdichte direkt aus den gemessen Ausbreitungsgeschwindigkeiten ermitteln zu:

$$G = v_s^2 \rho, \qquad E = v_s^2 \rho 2 (1 + \nu) = v_p^2 \rho \frac{1 - \nu - \nu^2}{1 - \nu}, \qquad \nu = \frac{v_p^2 - 2 v_s^2}{2 (v_p^2 - v_s^2)}$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Kompressionswelle liegt zwischen 200 bis 2000 m/s, die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle zwischen 10 bis 1000 m/s je nach Art des Bodens. Eine Zusammenstellung von Erfahrungswerten für beide Wellenarten ist in (KLEIN, 1990) oder (EIBL,1988) zu finden. Diese für kleines Dehnungsniveau ermittelten Werte dienen zum einen direkt als Eingangsparameter in eine dynamische Berechnung. Sie können jedoch auch als "Einhängewerte" für statische Materialkennwerte benutzt werden, da der funktionale Verlauf von Steifigkeit und Dämpfung für größere (statische) Dehnungen bekannt ist (DGEG,1992). Als wesentlicher Vorteil der seismischen Verfahren ist festzuhalten, daß es sich um in-situ Untersuchungen handelt, d.h. die Kennwerte werden am ungestörten Boden ermittelt. Die sonst sehr unsichere Übertragung von Laborergebnissen auf die tatsächlichen Verhältnisse vor Ort besteht nicht. Die seismische Untergrunderkundung kann prinzipiell mit folgenden Verfahren erfolgen:

- Refraktionstechnik mit Anregung und Messung an der Oberfläche

- Bohrlochtechniken mit Anregung und Messung im Bohrloch und an der Oberfläche

- Rayleighwellen-Dispersionsmessung mit Anregung und Messung *an der Oberfläche* Die Auswahl der im aktuellen Fall anzuwendenden Methode wird von der Fragestellung und vom Grad der gewünschten Ergebnisgenauigkeit bestimmt. Weitere Kriterien sind die zur Verfügung stehende technische Ausrüstung, die vorhandene Personalkapazität und dessen Wissensstand und oftmals ausschlaggebend, die zur Verfügung stehende Untersuchungszeit und die finanziellen Mittel. In diesem Beitrag soll nur auf die Refraktionstechnik sowie auf die Rayleighwellen-Dispersionsmessung näher eingegangen werden. Zur Beschreibung der Bohrlochtechniken sei auf (HAUPT, 1986) verwiesen.

3.2 Refraktionsseismik

Seismische Refraktionsmessungen dienen sowohl der großflächigen Erfassung der dynamischen Bodeneigenschaften im Zuge von Vorstudien als auch zur Ermittlung der P-Wellengeschwindigkeit oberflächennaher Schichten und dem Auffinden von Schichtwechseln (RI-CHART et.al., 1970). Das System, dessen Materialeigenschaften und Schichtgrenzen mit Hilfe der Refraktionsseismik ausgemessen werden soll, ist das in Bild 2 dargestellte Zwei-Schichten-System.



Bild 2: Laufwege eines Impulses im geschichteten Untergrund

Die Schichtgrenzen sind um den Winkel φ geneigt. An Punkt A wird auf der Bodenoberfläche mittels eines Hammerschlages auf eine Unterlagplatte oder mittels eines Fallgewichtes ein mechanischer Impuls erzeugt, der am Punkt B mit einem Schwingungsaufnehmer aufgenommen wird. Zur Triggerung des Signals ist der Hammer oftmals mit einem elektrischen Signalgeber ausgerüstet. Die Laufzeit des Hammerschlagimpulses zwischen Aufschlagpunkt A und Beobachtungspunkt B ergibt sich aus der Differenz zwischen den Signaleinsätzen und dem Triggerimpuls. Der erste Signaleinsatz entspricht einem Kompressionswellen-Impuls, da dieser immer schneller als ein Scherwellen-Impuls ist. Bei geeigneter Anregung kann auch der nachfolgende Scherwelleneinsatz identifiziert werden (Bild 3), wobei jedoch häufig auch der Einsatz der Oberflächenwelle anstelle des Scherwelleneinsatzes herangezogen wird.



Bild 3: Laufzeitmessung P- und S-Wellenimpulse

Die Tiefe H von um den Winkel φ geneigte Schichtgrenzen läßt sich aus einer Messung und Gegenmessung mit Hilfe von z.B. in (HAUPT, 1986) angegebenen Beziehungen errechnen. Beispielsweise erhält man bei einem oberflächenparallelen Verlauf der Schichtgrenze die Schichttiefe H zu:

$$H_a = H_b = H = \frac{r}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

In diesem Fall kommt man ohne Gegenmessung aus. Das Verfahren läßt sich auch bei mehr als zwei Schichten anwenden, wobei die Wellengeschwindigkeiten jeweils mit der Tiefe zunehmen müssen. Wenn nur der zuerst eintreffende, d.h. der P-Wellen-Impuls, erfaßt wird, stellt ein Grundwasserhorizont bei diesem Verfahren die Grenze einer Schicht dar. Bei größeren Meßentfernungen können Fehlinterpretationen auftreten, weil bei Zunahme des Schubmoduls mit der Tiefe der schnellste Wellenweg gekrümmt ist.

3.3 Rayleighwellen-Dispersionsmessungen

Bei diesem Verfahren wird die begrenzte Eindringtiefe von Oberflächenwellen zur Bestimmung der tiefen- und frequenzabhängigen dynamischen Eigenschaften des Untergrundes genutzt. Bei der Messung wird mit einem harmonisch arbeitenden Schwingungserreger ein stationäres Wellenfeld der Frequenz f erzeugt. Entlang eines Radius werden dann Amplitude und Phase der Oberflächenschwingung mittels Schwingungsaufnehmer erfaßt (Bild 4). Die Wellenlänge λ_{R} erhält man aus der Beziehung

$$\lambda_R = \frac{2\pi\Delta I}{\Delta \phi}$$

wobei $\Delta \varphi$ die Phasendifferenz und Δr die Abstandsdifferenz der beiden Meßpunkte ist. Die Wellengeschwindigkeit ergibt sich dann zu $v_R = \lambda_R f$.



Bild 4: Rayleighwellen-Dispersionsmessung; Prinzipskizze nach HAUPT

Ist der Boden hinsichtlich seiner dynamischen Eigenschaften homogen, dann ist die Geschwindigkeit v_R der Oberflächenwelle konstant. Variiert dagegen die Bodensteifigkeit mit der Tiefe, ergibt sich eine Abhängigkeit der Geschwindigkeit der Oberflächenwelle von der Erregungsfrequenz, d.h. der Untergrund ist dispersiv (Bild 5a). Aus der gemessenen Dispersionskurve, $v_R = v_R$ (f) läßt sich die Variation der Steifigkeit mit der Tiefe ermitteln. Nach empirischen Regeln (RICHART et.al., 1970) wird die gemessene Geschwindigkeit den Eigenschaften in einer äquivalenten Tiefe von $z_{eq} = \lambda/2$ bis $\lambda/3$ zugeordnet (Bild 5b). Diese einfachen Beziehungen gelten jedoch nicht für stark geschichtete Böden. In diesen Fällen kann eine Zuordnung der frequenzabhängigen Wellengeschwindigkeiten zu tiefenabhängigen Wellengeschwindigkeiten nur über komplizierte Inversionsbeziehungen erfolgen.



Bild 5a:Dispersionsprofil Bild 5b: Aus 5a) ermitteltes Tiefenprofil Seit einiger Zeit werden Versuche unternommen, dieses Verfahren auf die Impulstechnik zu erweitern. Die harmonische Anregung mittels eines Schwingers wird dann durch eine impulsförmige Anregung mittels Hammerschlag ersetzt. Aus den Signalen zweier oder mehrerer Schwingungsaufnehmer (bevorzugt Geophone) werden zunächst mittels einer Fast-Fourier Analyse die Fourierspektren errechnet. Hieraus werden dann für gezielt ausgewählte Frequenzen die Differenzphasen ermittelt und daraus wiederum wie oben die Wellenlängen und Wellengeschwindigkeiten errechnet. Dieses Verfahren arbeitet zwar schneller als die Ausmessung mittels harmonischer Wellenfelder. Es kann aber zu Ungenauigkeiten bei der Analyse von Frequenzen führen, die durch Rauschen gestört sind. Dies führt i.a. zu Problemen bei der Bestimmung von Bodeneigenschaften in Tiefen größer als 10 m, da es schwierig ist, niederfrequente Wellen mit hohem Signal-Störverhältnis zu erzeugen.



Bild 6: Dämpfung aus Rayleighwellen-Dispersionsmessung Zur Ermittlung der Materialdämpfung des Untergrundes mit Hilfe der Rayleighwellen-Dispersionsmessung geht man zunächst von dem Ausbreitungsgesetz

$$A \sim \frac{1}{\sqrt{r}} e^{-Dr/\lambda}$$

für eine harmonisch emittierende Punktquelle (elektrodynamischer Schwinger) aus. Die Materialdämpfung D wird dann ermittelt, indem man die Amplituden über die normierte Entfernung r/ λ aufträgt und sich hieraus "per Hand" oder über eine lineare Ausgleichsrechnung unter Berücksichtigung der sogenannten geometrischen Abnahme $1/\sqrt{r}$ die Materialdämpfung D errechnet (Bild 6).

4 SCHWINGUNGSMESSUNGEN ZUR QUALITÄTSSICHERUNG

Viele eingeführte Verfahren in der zerstörungsfreien Prüfung (ZFP) wie z.B. die Ultraschallprüfung, Radartechniken u.ä. basieren auf der Auswertung von Reflexionssignalen von akustischen oder elektromagnetischen Impulsen. Das gleiche Prinzip kann man sich auch im Bereich der niederfrequenten mechanischen Schwingungen zunutze machen. Im folgenden sollen 2 Beispiele für Schwingungsmessungen im Rahmen der ZFP vorgestellt werden. Es handelt sich hierbei um das zunehmend zur Anwendung kommende Verfahren der Pfahlintegritätsprüfung und um sogenannte Impedanzmessungen, die bisher noch weniger gebräuchlich sind, aber trotzdem ein weites Anwendungsspektrum besitzen.

4.1 Pfahlintegritätsprüfung

Das Ziel der Integritätsprüfung besteht darin, Kenntnis über die geometrische Form des Pfahls zu erlangen. Im einzelnen werden Informationen gewünscht über Pfahllänge, Querschnittsänderungen, Risse, Hohlräume im Pfahlwerkstoff. Das Verfahren beruht auf der Theorie der eindimensionalen Wellenausbreitung. Bei der praktischen Durchführung der Prüfung wird mittels eines Handhammers (vorzugsweise Gummi) auf den Pfahlkopf ein leichter Schlag von kurzer Dauer aufgebracht, der im Pfahl eine Druckwelle erzeugt. Die Druckwelle durchläuft den Pfahl, wird am Pfahlfuß reflektiert und wandert je nach Pfahlfußbettung als Zug- oder Druckwelle wieder zurück. Sowohl die primäre Druckwelle als auch z.B. die reflektierte Zugwelle werden mit einem Schwinggeschwindigkeitsaufnehmer, der kraftschlüssig auf den Pfahlkopf aufgebracht wird, registriert. Die Zeitdifferenz T zwischen den Impulseinsätzen entspricht der Laufzeit der hinab- und hinaufwandernden Welle. Bei Kenntnis der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c = $\sqrt{E/\rho}$ ergibt sich die Pfahllänge zu L = c T/2. E bezeichnet den E-Modul und ρ die Dichte des jeweiligen Materials. Die Wellengeschwindigkeit wird im allgemeinen durch einen Kalibrierversuch vor Ort festgestellt. In allen Fällen, wo dies nicht möglich ist, setzt man als guten Mittelwert einen Wert von c = 4000 bis 4100 m/s an. In den Fällen, in denen die Pfähle unterschiedliches Alter besitzen, wird dies durch prozentuale Zu- oder Abschläge berücksichtigt. Unregelmäßigkeiten, wie z.B. Einschnürungen, Verdickungen, Bruchfugen usw. verursachen weitere Reflexionen. Je nach Art der Störung treten dabei Zug- oder Druckwellenreflexionen auf. Man erhält eine Zugwellenreflexion bei Pfahlfuß, Querschnittsverkleinerung, Abnahme der Mantelreibung, Riß, Hohlraum, schlechtem Pfahlbeton. Eine Druckwellenreflexion ergibt sich bei Pfahlfuß auf harter Unterlage (Fels), Querschnittsvergrößerung, Zunahme der Mantelreibung. Infolge der Kleinheit des Impulses und infolge der durch Materialdämpfung verlorengehenden Energie ist der Einsatzbereich dieses Verfahrens auf Pfähle mit einer maximalen Länge von $L_{max} = 30 - 40$ m beschränkt (Bild 7).



Bild 7: Pfahlintegritätsprüfung, Meßsignal ohne und mit exponentieller Verstärkung

4.2 Impedanzmessungen

Bei mechanischen Systemen ist die sogenannte Punktimpedanz I=v/P definiert als das Verhältnis der an einem Systempunkt gemessenen Schwinggeschwindigkeit v dividiert durch die am selben Ort aufgebrachte Kraft P. Bei Fundament- oder Bodenplatten wird die Impedanz im unteren Frequenzbereich (etwa 0 bis 100 Hz) durch die Steifigkeit und Dämpfung des Untergrundes und im höheren Frequenzbereich fast ausschließlich durch die Steifigkeits- und Trägheitseigenschaften der Platte selbst bestimmt. Dieses Verhalten kann man nun ausnutzen um beispielsweise durch Messung der Impedanzen im unteren Frequenz-

bereich mögliche Hohllagen einer Platte zu bestimmen. Impedanzen im höheren Frequenzbereich erlauben Rückschlüsse auf die Platte selbst, wie z.B. Plattendicke etc. Beim folgendem Beispiel handelt es sich um die Bodenplatte einer Lagerhalle, die an einigen Stellen Risse und Brüche aufwies. Zur Ortung von möglichen Hohllagen durch Impedanzmessungen wurde zunächst ein Meßpunktraster im Abstand von 2m x 2m über die gesamte Hallenfläche gelegt. Danach wurden mittels eines Impulshammers Schläge auf die Bodenplatte aufgebracht und unmittelbar daneben die Schwinggeschwindigkeiten mit einem Geophon gemessen. Bild 8 zeigt die Fourieramplitudenspektren längs eines Profiles mit einer Gesamtlänge von 70 m.



Bild 8: Spektrale 3D-Darstellung der Punktimpedanzen Bild 9: Lage der Hohlräume Auf den ersten Blick ersichtlich sind an einigen Meßpunkten starke resonanzähnliche Amplitudenverstärkungen im Frequenzbereich unter etwa 100 Hz. Im höheren Frequenzbereich dagegen sind die spektralen Werte an allen Meßpunkten sehr ähnlich. Die resonanzartigen Verstärkungen im unteren Frequenzbereich entstehen durch Hohllagen, da Teile der Platte bei einer Hohllage das Resonanzverhalten einer elastisch gestützten Platte aufweisen. In Bild 9 sind die Stellen geschwärzt dargestellt, bei denen die spektralen Leistungen im Frequenzbereich bis 100 Hz ein gewisses Maß überschreiten. Hieraus lassen sich klar mögliche Hohllagen erkennen, die durch Kontrollöffnungen bestätigt wurden.

5 ERSCHÜTTERUNGSMESSUNGEN

Das Gebiet der Erschütterungsmessungen stellt das klassische Gebiet der Schwingungsmessungen in der Geotechnik dar. Im folgenden sollen wiederum anhand von 2 Beispielen die wesentlichsten Effekte bei der Erschütterungsausbreitung beschrieben werden. Hierbei geht es im wesentlichen um die elastische Wellenausbreitung und die Art der Abnahme mit der Entfernung. Diese Kenntnisse sind beispielsweise bei der Prognose von Erschütterungen in einem Planfeststellungverfahren neuer Anlagen notwendig. Von oftmals noch größerer praktischer Bedeutung ist dann jedoch nicht die direkte Schwingungseinwirkung, sondern die durch die Schwingungen erzeugten Sekundäreffekte wie Setzungen von Bauwerken. Zur Untersuchung dieser Problematik sei auf (RUECKER, 1991) verwiesen.

5.1 Erschütterungen durch Straßenverkehr

In dem ersten dargestellten Beispiel war zu klären, ob die Standsicherheit einer Böschung durch von Autobahnverkehr ausgehenden Erschütterungen beeinträchtigt ist. Hierzu wurden Schwingungsmessungen auf einer Meßachse senkrecht zur Autobahn durchgeführt. Weiterhin wurden zur Charakterisierung des Untergrundes seismische Versuche mit Hilfe der Hammerschlagseismik durchgeführt. Die sich aus Straßenverkehr und aus der Hammerschlagseismik ergebenden Abnahmegesetze sind in den Bildern 10 und 11 dargestellt.



Bild 10: Amplituden-Abnahmegesetze Straßenverkehr

Eine Gerade in diesen Diagrammen entspricht einem Amplituden-Abstands-Gesetz von A \sim rⁿ. Der Abnahmeexponent n liegt für die hier gemessenen Verkehrserschütterungen bei n = 0,5 0,75, wobei der kleinere Wert eher für den Nahbereich gilt. Für die Impulsanregung hat man zum Vergleich n = 1,5, eine deutlich stärkere Abnahme als bei der eher linienartigen und andauernden Verkehrsanregung. Dies steht in ausgezeichneter Übereinstimmung mit den oben beschriebenen theoretischen Gesetzmäßigkeiten. In Bild 12 sind beispielhaft Terzspektren aufgetragen. Die logarithmische Auftragung und die Zusammenfassung der Amplituden einzelner Frequenzbereiche ermöglicht den direkten Vergleich der Spektren verschieden weit entfernter Meßpunkte. Man erkennt sehr gut die Amplitudenabnahme mit der Entfernung in den einzelnen Frequenzbereichen. Das Maximum liegt bei etwa 12 Hz, bei den Impulsversuchen ist der Frequenzbereich um 32 Hz dominierend. Die im Vergleich zum Verkehr stärkere Abnahme im Bereich um 32 Hz liegt an der anderen Quellengeometrie (Punkt- statt Linienanregung) der Impulsanregung.



Bild 11: Amplituden-Abnahmegesetze Hammerschlagseismik



Bild 12: Terzspektren von Straßenverkehr und Impulsanregung

5.2 Rammerschütterungen

Das Besondere und Charakteristische des Ausbreitungsverhaltens von Rammerschütterungen soll im folgenden an den in Bild 13 dargestellten vertikalen Schwingungen einer Schlagramme beschrieben werden. Man kann dabei erkennen, daß die einzelnen Wellenberge am Ende des Wellenzuges entstehen und mit zunehmender Entfernung von der Quelle innerhalb der Wellengruppe nach vorn wandern, bis sie schließlich vor der Wellengruppe wieder verschwinden. Das ist das gleiche Phänomen, das auch bei Wasserwellen in einem Teich zu beobachten ist und das auf die Dispersion der Wellen zurückzuführen ist. Eine Dispersion, das heißt eine von der Frequenz der Wellenlänge abhängige Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen, ist bei Böden vor allem dann zu erwarten, wenn die Steifigkeit mit der Tiefe zunimmt. In diesem Fall reicht die Rayleighwelle je nach Frequenz bzw. Wellenlänge unterschiedlich tief in die steiferen Bodenschichten. Dementsprechend sind die tieffrequenten Rayleighwellen von den tieferen und steiferen Schichten mit beeinflußt und breiten sich somit schneller als die hochfrequenten Rayleighwellen aus. Im Zeitverlaufsdiagramm des Bildes 13 ist die Rayleighwelle als die langsamere von zwei Wellengruppen zu erkennen. Man ermittelt aus den Nulldurchgängen eine Geschwindigkeit, die auch als Phasengeschwindigkeit bezeichnet wird, von 110 bis 117 m/s. Verfolgt man den Beginn bzw. das Maximum dieser Wellengruppe, so kommt man auf eine Gruppengeschwindigkeit von $v_g = 80$ m/s.

Die schnellere der beiden Wellengruppen in Bild 13 hat eine Phasengeschwindigkeit von 180-200 m/s und kann der Wellengeschwindigkeit der Kompressionswelle des Untergrundes zugeordnet werden. Als dritte Wellenart ist in den vertikalen Impulsantworten jeweils ein kleiner hochfrequenter erster Einsatz zu beobachten, der sich mit über 1730 m/s ausbreitet und der Kompressionswellengeschwindigkeit des Grundwassers zuzuordnen ist. Schließlich sind in Bild 14 die Amplituden-Abstandsgesetze einer Schlagramme dargestellt. Bild 14a zeigt die Abnahme der zeitlichen Maximalwerte und in Bild 14b ist das Abnahmeverhal-



Bild 13: Impulsantworten einer Schlagramme

ten der einzelnen harmonischen Anteile des impulsförmigen Rammschlages dargestellt. Während man für das Abnahmeverhalten der zeitlichen Maximalwerte einen Exponenten von n=2 erhält, läßt sich das Abnahmeverhalten der harmonischen Komponenten in Übereinstimmung mit der Theorie sehr gut durch n=0,5 und eine relativ große Materialdämpfung von D = 6,3% beschreiben. Die Begründung für den relativ großen Abnahmeexponenten von n = 2 ergibt sich einerseits aus der Dispersion ($\Delta n=0.5$) und zum anderen aus der relativ großen Materialdämpfung.



Abschließend sollen noch einige Ergebnisse aus Modellversuchen mit verschiedenen Rammgeräten mitgeteilt werden, die größtenteils ihre Bestätigung durch 1:1 Versuche fanden (RUECKER, et.al, 1993): Futtermaterialen beeinflußen den Größtwert und die Impulsdauer der Pfahlkraft nur unwesentlich. Deshalb ist auch weitestgehend kein Einfluß auf die Abnahmegesetze festzustellen. Die Eindringtiefe des Pfahles in den Untergrund besitzt ebenfalls keinen bzw. nur sehr geringen Einfluß auf Amplitudengröße und Abnahmeverhalten der Umgebungserschütterungen. Das zeitliche Abnahmeverhalten von Rammerschütterungen kann für alle Untergrundmaterialen und alle Rammparameter durch ein reines Potenzgesetz beschrieben werden, wobei der Exponent mindestens einen Wert von n=1 besitzt. Er wird mit zunehmender Materialdämpfung größer. Der Abnahmeexponent der zeitlichen Maximas bei harmonischer Anregung (Vibrationsrammen) ist um etwa $\Delta n = 0.5$ kleiner als bei impulsförmiger Anregung. Bei bindigem Untergrund weisen die verschiedenen Schwingungskomponenten (vertikal und die beiden horizontalen Richtungen) unterschiedliche Abnahmeexponenten auf. Die größten Werte treten bei der longitudinalen Komponente. gefolgt von der vertikalen und transversalen Komponente auf. Das frequenzabhängige Abnahmeverhalten kann sehr gut durch ein gemischtes Potenz- und Exponentialgesetz beschrieben werden. Der Exponent der Potenz ist n=0,5, entsprechend einer Oberflächenwelle mit punktförmiger Lastgeometrie. Der Exponentialterm beschreibt den Einfluß der Materialdämpfung. Für ein aus einem Frequenzgemisch bestehenden Signal ergeben sich Materialdämpfungswerte, die bis zu $\Delta D = 2$ % höher liegen als bei monofrequenter Anregung. Die horizontalen Schwingungskomponenten im umgebenden Boden werden stark vom lateralen elastischen Schwingungsverhalten des Pfahles bestimmt. Die Amplituden der Schwingungen in Pfahlnähe werden stark von der Querschnittsfläche des Rammgutes bestimmt. In erster Näherung ergibt eine Abhängigkeit der Schwinggeschwindigkeitsamplituden vom Quadrat der Querschnittsfläche. Bei vibrierender Rammung ergibt sich eine klare Zunahme der Schwinggeschwindigkeitsamplituden an der Bodenoberfläche von der Frequenz. Die Zunahme gilt bis die Resonanzfrequenz des Systems "Ramme-Pfahl-Boden" erreicht ist, danach nehmen die Amplituden an der Bodenoberfläche wieder ab.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Schwingungsmessungen gewinnen aufgrund verbesserter Meß- und vereinfachter Auswertetechniken sowie infolge verschärfter gesetzlicher Anforderungen zunehmend an Bedeutung. An einigen Beispielen wurde gezeigt, in welcher Weise Schwingungsmessungen zur Untergrunderkundung beitragen können. Neben diesen sogenannten seismischen Verfahren zur Untergrunderkundung kommen auch immer mehr dynamische Verfahren zur Qualitätssicherung und zerstörungsfreien Prüfung von Bauwerken im Untergrund zum Einsatz. Als Beispiel hierfür wurden die Integritätsprüfung von Pfählen sowie Impedanzmessungen zur zur Erkundung von Hohllagen von Fundamentplatten beschrieben. Weitergehende hier nicht aufgeführte Anwendungen sind das Ausmessen des Schwingungsverhaltens von Fundamenten und ganzer Gründungskonstruktionen. Anhand des Ausbreitungsverhaltens von Straßenverkehrserschütterungen und Rammerschütterungen wurde auf grundlegende Effekte bei der Erschütterungsausbreitung eingegangen.

Literatur

Ruecker, W.: Schwingungsausbreitung im Untergrund, Bautechnik 66,1989

DGEG: Empfehlungen des Arbeitskreises 9, "Baugrunddynamik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V, Juli 1992

Klein, G.: Bodendynamik und Erdbeben, Grundbautaschenbuch 1990

- Richart, F.E., J.R. Hall, R. D. Woods: Vibrations of Soils and Foundations, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1970
- Haupt, W.: Bodendynamik, Vieweg Verlag 1986
- Ruecker, W.: Elastische und plastisch Effekte beim Einrütteln und Rammen von Pfählen und Spundwänden Dokumentation D079 der DACH-Tagung 1991, Vibrationen: Ursachen, Messung, Analyse und Massnahmen
- Ruecker, W.J.F., Savidis, S., Faust, B., Said, S:

Dynamische Kraftwechselwirkung zwischen Pfahl und Boden und Asubreitungsverhalten der Bodenschwingungen beim Rammen Abschlußbericht zum DFG-Vorhaben Ru326/3-2,1994





KONTROLLE UND ÜBERWACHUNG VON DAMMSCHÜTTUNGEN MIT GEOPHYSIKALISCHEN BAUGRUNDSONDIERUNGEN

Dr. U. Stötzner, Leipzig

1. AUFGABE

Für die Beurteilung der Standsicherheit von Dämmen sind Kenntnisse über die stoffliche Zusammensetzung und verschiedene Materialparameter von Interesse. Eine Vielzahl von derartigen Bauwerken ist so alt, daß über ihr Material nichts bekannt ist. Deshalb wird nach der Möglichkeit einer flächendeckenden, sicheren, reproduzierbaren, weitgehend zerstörungsfreien und wirtschaftlichen Prüfung in situ gesucht. Im einzelnen sind dabei folgende Aufgaben zu lösen:

- Suche von Schwachstellen im Damm, z.B. nicht bindiges Material
- gezielte Untersuchung dieser Schwachstellen
- Erkundung des Umfeldes (Vor- und Hinterland)
- Untersuchung von Um- und Unterläufigkeiten
- Überwachung von Veränderungen des Zustandes und der Materialparameter unter äußeren Einflüssen.

2. LÖSUNGSWEG

Zur Lösung der genannten Aufgaben wird ein Komplex geophysikalischer und bodenmechanischer Verfahren herangezogen, die in folgender Weise angewandt werden:

Phase I: Übersichtsmessungen

- flächendeckende Erkundung der Dammstrukturen und des Umfeldes von der Oberfläche aus, z.B. durch Widerstandsmessung

Phase II: Baugrundsondierungen

 gezielte Untersuchung von Schwachstellen oder anderer besonders interessierender Bereiche mit Hilfe einer Gamma-Gamma-Dichte- und einer Neutron-Neutron-Feuchte-Messung Phase III: bodenmechanische Untersuchungen

- Rammkernsondierung, Probenahme, Laborversuche zur Stützung und Interpretation der geophysikalischen Ergebnisse an ausgewählten Stellen

Im vorliegenden Beitrag soll insbesondere auf die Phase II - die geophysikalische Baugrundsondierung - eingegangen werden.

3. MEßMETHODIK

Die geophysikalische Baugrundsondierung ist eine Kombination zweier kerngeophysikalischer Verfahren (Gamma-Gamma- und Neutron-Neutron-Messung) und einer geoelektrischen Widerstandsmessung (Bild 1).

Gamma-Gamma-Sonden bestehen im wesentlichen aus einer Strahlungsquelle (¹³⁷Cs oder ⁶⁰Co), einem Detektor (Zählrohr oder Szintillometer) und einem Strahlungsmeßgerät. Die in flachen Bohrungen, auf der Erdoberfläche oder allg. zwischen Quelle und Detektor aufgenommene Strahlungsintensität hängt von diesem Abstand, von der Dichte und der Energie der ausgesendeten Strahlung ab.

Zur Bestimmung des funktionellen Zusammenhanges zwischen der Geoemetrie der Meßanordnung und der Dichte des umgebenden Mediums ist es erforderlich, die Meßeinrichtung zu kalibrieren. Dazu wird die Impulsrate I an mindestens zwei Eichmodellen mit bekannter Dichte ermittelt (z.B. in mit Wasser bzw. Sand gefüllten Behältern).

Da die Strahlungsquellen in Abhängigkeit von ihrer Halbwertszeit unterschiedlich schnell zerfallen, müssen die Meßanordnungen in regelmäßigen Abständen neu kalibriert werden.

Unter der Annahme, daß der apparative Fehler ± 1 % nicht überschreitet, kann bei der Dichtebestimmung eine Genauigkeit von 30 bis 50 kg/m³ erreicht werden; dem entspricht eine Genauigkeit der Porositätsbestimmung von 2 bis 3 %.

Die kerngeophysikalischen Grundlagen zur Bestimmung von Feuchtegehalt und Wasserstoffkonzentration ist die im Vergleich zu anderen Elementen starke Bremswirkung von Wasserstoff für schnelle Neutronen (n-n-Messungen). Die zur Erzeugung freier Neutronen benutzten Neutronenquellen bestehen in den meisten Fällen aus einem Gemisch von ²²⁶Radium und Beryllium.

Zur Bestimmung von Dichte, Wassergehalt und Porosität in natürlicher Lagerung werden vor allem Gamma-Gamma- und Neutron-Neutron-Tiefensondierungen durchgeführt, da mit ihrer Hilfe ein dem Bohrergebnis vergleichbares Schichtenprofil der gemessenen Werte geliefert wird. Ergänzend erfolgt die Messung des spezifischen elektrischen Widerstands mit einer adäquaten Sonde, wobei die Elektroden an der Spitze des Sondiergestänges angeordnet sind.

Meßdurchführung:

- maschinelles Eintreiben einer Elektrik-Me
 ßsonde in das Erdreich (der Durchmesser des Sondiergest
 änges betr
 ägt nur 28 mm)
- leichte und mobile Ramm- und Meßtechnik
- geringe Meßfreiheit am Sondierungspunkt erforderlich
- Messung des elektrischen Bodenwiderstandes beim Eintreiben der Sonde
- Sondiertiefe ist variabel, maximal bis ca. 15 m
- Meßpunktabstand vertikal ist ebenfalls variabel, i.d.R. 0,3 m
- Impulsratenmessung im Sondiergestänge mit der Gamma-Gamma-Dichtesonde und der Neutron-Neutron-Feuchtesonde
- Ziehen des Sondiergestänges

Geräte:

- maschinelle Ramm- und Zieheinrichtung
- Elektrik-Meßsonde Typ EES bzw. VES
- radiometrische Gamma-Gamma-Dichtesonde S 24.2
- radiometrische Neutron-Neutron-Feuchtesonde S 23.1
- Digitalimpulszählgerät DZ-4
- Kalibriereinrichtung für radiometrische Dichtesonde
- erdstoffspezifische Kalibriereinrichtung für radiometrische Neutron-Neutron-Feuchtesonde

Tagesleistung:

- 4-6 geophysikalische Baugrundsondierungen (Dichte, Wassergehalt, Widerstand) à 10 m
- die Tagesleistung ist abhängig von den jeweiligen Gelände-, Boden- und Meßbedingungen

Ergebnis:

- Erhalt einer detaillierten lithologischen Abfolge bei gleichzeitiger Bestimmung bodenphysikalischer Kennwerte durch in situ Messung
- hohe Schichtauflösung durch hohe Meßpunktdichte, i.d.R. \pm 0,2 m

Das Ergebnis einer Baugrundsondierung wird als Tabelle der gemessenen und berechneten bodenphysikalischen Kennwerte in Abhängigkeit von der Teufe angegeben (Tabelle 1).

Bild 2 zeigt den Vergleich von aus geophysikalischen Messungen und Laboruntersuchungen ermittelten Kennwerten am gleichen Sondierungspunkt.

Tiefe (m)	t Korn- dichte (1/m3)	Roh- dichte (1/m3)	Trocken- dichte (t/m3)	Wasser- anteil (t/m3)	Wasser- gehalt (-)	Poro- sität (-)	Poren- zahl (-)	Sätti- gung (-)	
0.50	2.66	1.595	1.438 1.570	0.157 0.100	0.109 0.064	0.459 0.410	0.850	0.342 0.245	
1.10	2.66	1.834	1.607	0.228	0.142	0.376	0.656	0.576	
1.40	2.66	1.720	1.552	0.168	0.108	0.416	0.714	0.403	
1.70	2.66	1.704	1.622	0.082	0.051	0.390	0.640	0.211	
2.00	2.66	1.693	1.608	0.086	0.053	0.396	0.654	0.217	
2.30	2.66	1.957	1.587	0.370	0.233	0.403	0.676	0.917	
2.60	2.66	1.966	1.565	7 0.401	0.256	0.412	0.700	0.974	
2.90	2.66	1.953	1.512	? 0.441	0.292	0.432	0.759	1.022	
3.20	2.66	1.949	1.493	? 0.457	0.306	0.439	0.782	1.040	
3.50	2.66	1.947	1.494	? 0.453	0.303	0.438	0.780	1.034	
3.80 4.10 4.40	=	1.603 1.577 1.308		1		ere E	-		
4.70 5.00 5.30	2.66 2.66	1.396 2.014 2.024	1.590 1.609	? 0.424 ? 0.415	0.266 0.258	0.402 0.395	0.673 0.653	1.054 1.051	
5.60	. 2.66	2.047	1.638	? 0.409	0.250	0.384	0.624	1.065	
5.90	2.66	2.058	1.671	0.387	0.232	0.372	0.591	1.041	
6.20	2.66	2.027	1.643	0.385	0.234	0.382	0.619	1.006	
6.50	2.66	2.098	1.702	0.396	0.232	0.360	0.563	1.099	
6.80	2.66	2.034	1.649	0.385	0.233	0.380	0.613	1.013	
7.10	2.66	2.061	1.671	0.389	0.233	0.372	0.591	1.049	
7.40	2.66	? 2.210	1.957	0.254	0.130	0.264	0.357	0.759	
7.70	2.66	? 2.226	1.975	0.250	0.127	0.257	0.347	0.972	
8.00	2.66	2.194	1.938	0.256	0.132	0.272	0.373	0.944	
8.30	2.66	? 2.218	1.960	0.258	0.132	0.233	0.357	0.731	
8.60	2.66	? 2.222	1.968	0.254	0.127	0.260	0.352	0.778	
8.90	2.66	? 2.207	1.963	0.244	0.124	0.262	0.355	0.732	
9.20 9.50	2.66	? 2.299 ? 2.253	2.051 2.001	0.248	0.121 0.126	0.227	0.297 0.329	1.083 1.017	
Sonden-Nr. : d04202,f13802 verwendete KoeffDatei : 04221302 alibrier-Behälter : 5									

Tabelle 1:

Bodenphysikalische Kennwerte aus geophysikalischer Baugrundsondierung

4. ANWENDUNGEN

4.1 Hochwasserschutzdeiche

Zunächst erfolgt eine geoelektrische Widerstandskartierung mit mehreren Wirkungstiefen von der Deichkrone aus (Bild 3). Sie erlaubt eine Gliederung von Deichstrecken in Abschnitte eines vergleichbaren lithologischen Deichaufbaus. Danach werden in besonders interessierenden Bereichen die geophysikalischen Baugrundsondierungen auf Querschnitten angeordnet. In Verbindung damit erfolgen Rammsondierungen zur geologischen Schichtansprache und zum bodenmechanischen Kennwertvergleich an ausgewählten Dammquerschnitt Stellen. Das Ergebnis ist ein nach lithologischen und bodenphysikalischen Merkmalen (Bild 4). Schließlich erfolgt eine geoelektrische Kartierung des Deichvor- und Hinterlandes, die Rückschlüsse auf die Lagerungsverhältnisse von Auelehm und -ton, die Lokalisierung von Erosionsrinnen sowie gefährdete Abschnitte infolge erhöhter Qualmwassergefahr gestattet (Bild 5).

4.2 Eisenbahn- und Straßendämme

Bei geschütteten Dämmen für Verkehrswege, die durch Täler mit nicht tragfähigen, organogenen Ablagerungen verlaufen, ist die Kenntnis des Reibungsschlusses von Damm und mineralischem Boden von Bedeutung. Durch flächenhafte Kartierung der interessierenden Streckenabschnitte neben dem Damm werden Gebiete noch vorhandener organogener Ablagerungen gefunden. Gezielt angesetzte geophysikalische Baugrundsondierungen (Bild 6) ermöglichen danach eine genaue Erkundung der Mächtigkeit der Einlagerung (Bild 7).

Bei Neuschüttung von Dämmen kann die Veränderung der Lagerungsverhältnisse mit der Zeit durch wiederholte Messungen an ein und derselben Stelle beobachtet werden. Bild 8 zeigt die Wanderung des in einen See geschütteten Dammes und die Verdrängung des Organogens.

4.3 Talsperren

Das Verfahren ist gleichermaßen für die Untersuchung der Durchlässigkeit von Erddämmen einsetzbar. Nach Lokalisierung der Wasserein- und austrittsstellen am Damm mittels Filtrationspotentialmessung (Bild 9a) zeigen die auf der Luftseite des Dammes ausgeführten geophysikalischen Baugrundsondierungen die Grenze und den Horizont der Wasserbewegung durch erhöhte Dichte und Wassergehalt an (Bild 8b).

5. ZUSAMMENFASSUNG

Für die Untersuchung der Materialzusammensetzung, die Bestimmung von Erdstoffkennwerten und die Lokalisierung von Wasserwegsamkeiten an Dämmen sowie deren Gründungsverhältnisse werden geophysikalische Flächen- und Tiefenerkundungen ausgeführt. Insbesondere die geophysikalische Baugrundsondierung - eine Kombination aus Gamma-Gamma-Dichte-, Neutron-Neutron-Feuchte- und geoelektrischer Widerstandssondierung - ist als sicheres und wirtschaftliches Prüfverfahren erprobt und geeignet.

Die Erkundungen werden auf der Grundlage der in der DIN 4020 "Geotechnische Erkundungen für bautechnische Zwecke" genannten direkten und indirekten Aufschlußverfahren durchgeführt.

Mit dieser Verfahrenskombination wurden an Hochwasserschutzdeichen der Elbe (1970-1990), der Oder (1975-1985), der Havel (1975-1985) und der Saale (1991-1994) sowie an zahlreichen Erddämmen für Talsperren Standsicherheitsuntersuchungen ausgeführt. Das Verfahren gestattet eine Erkennung von Schwachstellen sowie eine Beobachtung von Veränderungen im Damm.





Ergebnis einer geoelektrischen Rammsondierung











Bild 2: Vergleich der aus Laborergebnissen und geophysikalischen Messungen ermittelten Kennwerte

 \bigcirc



Bild 3: Lithologische Gliederung einer Deichstrecke nach Ergebnissen einer geoelektrischen Widerstandskartierung







Bild 5:

Lithologischer Schnitt im Vorlandbereich eines Deiches (Ergebnis von geoelektrischer Widerstandskartierung und geophysikalischen Baugrundsondierungen)



Dichtemessung $(\gamma - \gamma - Sonde)$

Feuchtemessung (n-n-Sonde)



Bild 6:

Aufschlußvergleich

- Dichtemessung zur Abgrenzung einer Torfschicht

- Feuchtemessung zur Kennwertbestimmung



Bild 7: Nachweis einer Torfschicht unter einem Bahndamm mit geophysikalischen Baugrundsondierungen



 Bild 8: γ-γ-Tiefensondierung zur Kontrolle der Verdrängung des Organogens durch eine Schüttung
 a) Situation und Anordnung der Sondierungen
 b) Sondierungskurven wiederholter Messungen an einem Punkt

1 Wasser, 2 Organogen, 3 Sand



Geoelektrische und kemgeophysikalische Messungen zur Unterläufigkeitskontrolle eines Erddammes a) Filtrationspotentialkartierung im Stauraum und im luftseitigen Vorland des Dammes b) ausgewählte kemgeophysikalische Tiefensondierungen auf dem Damm Bild 9:


HOCHHAUSGRÜNDUNGEN – MESSUNGEN UND QUALITÄTSSICHERUNG

Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach · Dipl.-Ing. O. Reul · Dipl.-Ing. H. Quick

1. Einleitung

Hochhausgründungen und die zugehörigen tiefen Baugruben sind Ingenieurkonstruktionen, die wie komplizierte Maschinen qualitätsgesichert hergestellt und meßtechnisch überwacht werden müssen. Art und Umfang der Messungen sind abhängig vom geotechnischen Design und von den Auswirkungen der Baumaßnahme auf das Umfeld. Der gegenständliche Themenkomplex Messungen und Qualitätssicherungen an Hochhausgründungen wird am Beispiel der Frankfurter Hochhäuser behandelt (Bild 1); dort sind aufgrund des setzungsaktiven Frankfurter Tons besonders hohe Anforderungen an die Messungen und an die Qualitätssicherung zu stellen.





Alle in Bild 1 dargestellten und auch die derzeit projektierten bzw. im Bau befindlichen, bis 300 m hohen Hochhäuser werden bzw. wurden meßtechnisch überwacht [2], [6]. Es ist zu unterscheiden zwischen den Messungen an der Baugrube, am Hochhaus und außerhalb des Baufeldes (Bild 2). Die Messungen sind ein integraler und unverzichtbarer Bestandteil des Sicherheitskonzepts.



Bild 2: Meßtechnische Überwachung von Hochhausgründungen

2. Messungen an Baugruben

Bei den tiefen Hochhausbaugruben ist ähnlich wie im Tunnelbau die eindeutige Vorhersage der Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk (hier: Baugrubenverbau) allein aufgrund der Baugrunduntersuchungen und der rechnerischen Nachweise nicht immer mit ausreichender Zuverlässigkeit möglich; der Verbau muß daher durch konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode, deren Prinzipien im EC7 festgehalten sind, ständig meßtechnisch überwacht werden. Die Beobachtungsmethode besteht aus einer Kombination der üblichen statischen Untersuchungen mit der laufenden meßtechnischen Kontrolle. Die ständige Auswertung und geotechnische Beurteilung der anfallenden Meßdaten sowie der regelmäßige Vergleich zwischen den Ergebnissen des theoretischen Standsicherheitsnachweises und den Meßdaten ist unabhängig vom Baubetrieb vorzunehmen. Im Grenz \bigcirc

fall muß eine flexible Anpassung der Baugrubensicherung an die Ergebnisse der Meßdaten möglich sein. Dies bedeutet, daß die Anwendung der Beobachtungsmethode erhebliche terminliche, vertragliche und kostenmäßige Auswirkungen haben kann und eine entsprechende vertragliche Flexibilität voraussetzt. Das aus den beiden Bausteinen "Theorie" und "Praxis" aufgebaute Sicherheitskonzept für tiefe Baugruben und die Wechselwirkung zwischen der Bearbeitung der theoretischen Ingenieuraufgabe "Erstellen des Standsicherheitsnachweises" und der meßtechnischen Überwachung gemäß der Beobachtungsmethode sind in Bild 3 dargestellt.

Das Herstellen einer tiefen Baugrube ohne eine an die Bauaufgabe angepaßte meßtechnische Überwachung verstößt gegen die anerkannten Regeln der Technik.



Bild 3: Sicherheitskonzept Tiefe Baugruben

Der Stellenwert der meßtechnischen Überwachung von tiefen Baugruben sei am Beispiel der 14 m tiefen und 80 m x 60 m großen Baugrube für das American-Express-Hochhaus in Frankfurt am Main dargestellt, die im Schutze der in Bild 4a abgebildeten wasserdichten 5fach verankerten Bohrpfahlwand ausgeschachtet worden ist. Die in nahezu reinem, kalkfreien Ton niedergebrachte Baugrube wurde durch folgende Meßsysteme überwacht:

- Geodätische Verschiebungsmessungen am Verbauwandkopf
- Geotechnische Verschiebungsmessungen im Verbau (Inklinometermessungen)
- Ankerkraftmessungen
- Wasserstandsmessungen vor und hinter dem Verbau

Die Messungen zeigten nach Erreichen einer Aushubtiefe von 10 m einen überproportionalen und nicht eindeutig abklingenden Zuwachs der Verschiebungen und eine starke Durchbiegung der Verbauwand (Bild 4b). Der flächige Aushub wurde daraufhin gestoppt und der weitere Aushubtakt und der Takt der Herstellung der Fundamentplatte so abgeändert, daß durch Teilaushübe und durch abschnittsweise Herstellung der Fundamentplatte in Verbindung mit einer raschen kraftschlüssigen Verfüllung des Arbeitsraums eine frühzeitige Mobilisierung der Wandfußstützung durch die Fundamentplatte ermöglicht wurde. Auf der Grundlage der Messungen konnte die Baugrube schadensfrei fertiggestellt werden.

Das Problem besteht natürlich darin, daß für die Interpretation der Verformungsmessungen in der Regel keine eindeutige Identifikations- oder Prüfkurve als Vergleichsmaßstab



- 251 -

zu den aktuellen Meßdaten vorliegt [7]. Eine brauchbare Verformungsberechnung ist nur in den seltensten Fällen verfügbar und ist bekanntlich nur mit erheblichem rechentechnischen Aufwand bei von der Güte der Stoffmodellierung abhängiger Aussagekraft zu erstellen. Es ist daher nach wie vor meist Ermessenssache ob, und wenn ja, wie auf die Ergebnisse der Verschiebungsmessungen reagiert wird. Dies ist, nicht zuletzt im Hinblick auf die kostenmäßigen Auswirkungen derartiger (Ermessens-)Entscheidungen unbefriedigend. Um hier durch wirklichkeitsnahe Berechnungen weiterzukommen, sind Fortschritte in der Stoffgesetzforschung und deren Umsetzung in geeignete Berechnungsmethoden erforderlich. Dies unter besonderer Berücksichtigung der Tatsache, daß der Werkstoff Boden als Mehrphasenmedium zu beschreiben ist, d.h. unter anderem, daß die durch den Konsolidierungsprozeß verursachten zeitabhängigen Vorgänge, also die Relativverschiebungen zwischen Korngerüst und freiem wie gebundenem Wasser im Stoffmodell im Sinne einer mikroskopischen Betrachtung berücksichtigt werden müssen.

3. Messungen an der Gründung

Von Anfang an war die Gründung der Hochhäuser im Frankfurter Ton mit der Beherrschung der Setzungen und Verkantungen als zentrale geotechnische Fragestellung verknüpft. Die Hochhäuser der ersten Hochhausgeneration, die sämtlich als Flachgründung ausgeführt worden sind, haben Setzungen in Dezimeter-Größenordnung erfahren. Problem dabei ist zum einen die sich aus der Durchbiegung der Fundamentplatte ergebende Beanspruchung des Fundamentes, des Kellerkastens und der aufgehenden Konstruktion, aber auch die Beherrschung der Setzungssprünge an Bauteilfugen und Konstruktionsübergängen.

Dies sei am Beispiel der knapp 160 m hohen Hochhausdoppeltürme der Deutschen Bank erläutert, die auf einer gemeinsamen 80 m x 60 m großen und 4 m dicken Fundamentplatte in 12,8 m Tiefe unter der Geländeoberfläche flach gegründet sind (Bild 5). Trotz der angestrebten Zentrierung konnte aufgrund der Platzverhältnisse und der unterschiedlichen Zusammendrückbarkeit des Frankfurter Tons eine Verkantung der Fundamentplatte nicht vollständig verhindert werden; die Hochhaustürme haben die bis 20 cm große Setzung schadensfrei ertragen. Zur Ermittlung der in Bild 5 dargestellten Linien gleicher Setzungen sind im Kellerkasten 50 Meßbolzen installiert worden. Anhand dieser Messungen konnten die Fassadenkonstruktion und das Ausgleichspressensystem an den Flachtrakten optimiert eingesetzt werden. Die Ausgleichspressen haben sich allerdings als nicht voll brauchbar erwiesen, da die nach dem Einbau der Innenverkleidung auftretenden Zeitsetzungen hiermit nicht mehr ausgeglichen werden konnten. Die daraus entstandenen Setzungsunterschiede wurden durch flexible Systeme im Innenausbau beherrscht.



Bild 5: Hochhausdoppeltürme Deutsche Bank Frankfurt am Main

Im Grundsatz gibt es zwei Wege, den Hochhaussetzungen zu begegnen:

- Zum einen durch Reaktion auf die eintretenden Setzungen und Verkantungen, d.h. durch konstruktive Ma
 ßnahmen in der aufgehenden Bauwerkskonstruktion.
- Zum anderen durch die Minimierung der Setzungen durch entsprechendes Gründungsdesign.

Die Tendenz geht derzeit eindeutig zum zweiten Weg, also die Ursache für die notwendigen baulichen Maßnahmen soweit wie möglich auszuschalten. Ausgehend von den gerätetechnischen Fortentwicklungen zur kostengünstigen Herstellung großkalibriger Pfähle ist dies mit dem neu entwickelten Gründungskonzept der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) [5], aber natürlich auch mit einer konventionellen Pfahlgründung möglich. Die Zielsetzung geht also dahin, neben der Gewährleistung der Standsicherheit die Gebrauchstauglichkeit des Hochhauses und die Gebrauchstauglichkeit der beeinflußten Nachbarbausubstanz ohne Korrektur- oder Ergänzungsmaßnahmen sicherzustellen. Die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) wie auch Hochhaus-Pfahlgründungen werden selbstverständlich wie die flach gegründeten Hochhäuser meßtechnisch überwacht und zwar durch folgende Meßsysteme [3], [8]:

- geodätische Messungen der Bauwerkssetzungen
- geotechnische Messungen:
 - · Sohldruckmessungen
 - · Pfahlkraftmessungen
 - · Wasserdruckmessungen

Als Beispiel für die Ergebnisse derartiger Messungen sei auf die in Bild 6 dargestellten, unter der Fundamentplatte vorgenommenen Sohlwasserdruckmessungen verwiesen; sie wurden an dem in Abschnitt 2 dieses Berichtes vorgestellten American-Express-Hochhaus durchgeführt. In Bild 6 ist deutlich zu erkennen, daß sich nach dem Abschalten der Wasserhaltung schon nach kurzer Zeit ein Wasserdruck mit einer Druckhöhe von 10 m Wassersäule eingestellt hat. Obwohl das Gebäude vollständig im nur gering durchlässigen



Bild 6:

American-Express-Hochhaus Frankfurt am Main a) Ansicht

 b) Sohlwasserdruck an Unterkante Fundament (10 m tief unter dem Grundwasserspiegel) Ton steht, wirkt hier der volle hydrostatische Wasserdruck. Die immer wieder in der Entwurfsphase, auch bei diesem Hochhaus geführte Diskussion, ob im Frankfurter Ton überhaupt Wasserdruck auf das Bauwerk einwirkt, dürfte mit diesen Messungen ein für allemal beantwortet sein. Eine Fehleinschätzung des Wasserdruckes hätte die Standsicherheit des Hochhauses gefährdet und zur Zerstörung der Kellersohle und der Kellerwände geführt.

Bei dem American-Express-Hochhaus, das aufgrund seiner Lastexzentrizität auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) abgesetzt ist, wurden wie bei den übrigen, auf einer KPP gegründeten Hochhäusern die Pfahlkräfte mittels Integralmeßelementen (IME) geprüft. Die Integralmeßelemente sind 2 m lang und bringen aufgrund der langen Meßstrecke und der werkstattmäßigen Vorbereitung und Kalibrierung (Bild 7) zuverlässige und zutreffende Meßergebnisse. Bei den Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und bei den Pfahlgründungen werden rd. 15–25 % der Pfähle mit Meßeinrichtungen bestückt.



Bild 7: Kalibriereinrichtung für IME an der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Hochschule Darmstadt

4. Qualitätssicherung

Die geotechnischen Elemente der Qualitätssicherung sind – ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben – in Bild 8 zusammengestellt.

Bislang gibt es keine einheitlichen Regelungen für die meßtechnische Überwachung und für die Qualitätssicherung bei Gründungen im allgemeinen und bei Hochhausgründungen im speziellen. Dies ist im Hinblick auf die notwendige Flexibilität im Grundsatz begrüßenswert, führt allerdings bei gleichen geometrischen und geotechnischen Randbedingungen zu zum Teil unterschiedlichen Maßnahmen. Dies ist unbefriedigend, nicht zuletzt im Hinblick auf die bauvertraglichen und auf die haftungsrechtlichen Auswirkungen. Einen Blick auf verwandte Disziplinen mag hier interessante Hinweise geben. So ist es im Stahlbetonbau Standard, in Abhängigkeit von den verarbeiteten Betonmengen und den produzierten Bauteilen im Rahmen der Güteüberwachung Festigkeitsprüfungen des Betons vorzunehmen. Auch im Stahlbau werden trotz werkstattmäßiger und zum Teil automatisierter Produktion beispielsweise die Schweißnähte entsprechend standardisierter technischer Richtlinien durch Röntgen überprüft, was notwendig und richtig ist. In der Geotechnik fehlen solche standardisierten Kontrollen, obwohl die Produktionsbedingungen gerade hier wesentlich ungünstiger sind.



Bild 8: Geotechnische Elemente der Qualitätssicherung von Hochhausgründungen

In diesem Zusammenhang ist insbesondere die Güteüberwachung bei Gründungspfählen von besonderem Interesse. Beispielhaft seien hier deshalb zwei Elemente der geotechnischen Qualitätssicherung bei der Bohrpfahlherstellung genannt:

Dies ist zum einen die geotechnische, von der Bauausführung unabhängige Überwachung der Pfahlbohrarbeiten. Bei verrohrten Pfählen zählen hierzu die Kontrolle der Lage der Bohrlochsohle bezüglich der Unterkante der Verrohrung und die Kontrolle des Innenwasserstandes in der Verrohrung. Die Ergebnisse der Kontrollen mit den zahlreichen Baustellenaufschreibungen werden zweckmäßigerweise graphisch in einem Pfahlbohrdiagramm gemäß Bild 9 festgehalten. Die qualitätsgesicherte Pfahlherstellung, insbesondere die Einhaltung der Forderung des Bohrens mit Wasserüberdruck ist damit sofort visuell überprüfbar. Der häufig aus Kostengründen angestrebte Verzicht auf das Bohren mit Wasserüberdruck ist nicht zulässig und führt infolge hydraulischen Grundbruchs zur Zerstörung der Bohrlochsohle und des den Pfahl umgebenden Bodens (Bild 10) mit nicht kalkulierbaren Auswirkungen auf das Trag- und Setzungsverhalten und zu Schäden am Hochhaus.



Bild 9: Pfahlbohrdiagramm

Bei hoch belasteten Pfählen ist es außerdem notwendig, sich in jedem Fall ein Bild über die Integrität des Pfahlbetons zu verschaffen. Bei großkalibrigen Pfählen steht hierzu derzeit als praxisreifes Verfahren die Ultraschallmessung zur Verfügung. Damit können die Kontinuität und die Homogenität des Pfahlbetons verifiziert und eventuell existierende Anomalien (Risse, Entmischungserscheinungen, Kiesnester, Einschlüsse etc.) lokalisiert werden [1], [4]. Die Ultraschallprüfung ist eine zerstörungsfreie Prüfung. Sie beruht auf der Messung der Geschwindigkeit von Ultraschall im Beton. Die Schallgeschwindigkeit



Bild 10: Pfahlbohrung im Grundwasser

.

ist proportional zur Wurzel des Elastizitätsmoduls des Betons zur Zeit der Prüfung (Größenordnung 4.000 m/s) und konstant in einem homogenen Beton. Inhomogenitäten und Anomalien im Beton sind durch eine Verringerung der Schallgeschwindigkeit gekennzeichnet. Abwicklungstechnisch problematisch ist wegen gegenläufiger Anforderungen der Prüfzeitpunkt:

 Zum einen soll bei fortlaufender Pfahlherstellung die Pfahlintegrität so früh wie möglich geprüft werden, um bei Problemen (insbesondere in der Anlaufphase einer Baustelle) noch Korrekturen für nachfolgende Pfähle vornehmen zu können.

 Zum anderen mu
ß der Beton schon
über eine gewisse Frist abgebunden haben, um eine f
ür die Qualit
ät des Betons repr
äsentative Messung vornehmen zu k
önnen.

Diese Zeitspanne liegt größenordnungsmäßig je nach Betonrezeptur bei etwa 4–7 Tagen und muß baustellenbezogen jeweils neu recherchiert werden. Messungen vor Ablauf der sich aus dem Betonabbindeprozeß ergebenden Frist bringen unregelmäßige und damit nicht interpretierbare Meßdaten; ggfs. sind parallel zu den Ultraschallmessungen begleitende Kernbohrungen erforderlich.

4. Schlußbemerkung

Durch die konsequente Anwendung der Beobachtungsmethode bei Hochhausgründungen ist es gelungen, sukzessive Verbesserungen am Bemessungsverfahren, aber auch neue Wege im Gründungsdesign, beispielsweise durch die Entwicklung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP), zu erzielen. Aufbauend auf den meßtechnisch abgesicherten Erfahrungen geht die Tendenz derzeit dahin, den Setzungen durch entsprechende Auslegung des Gründungskörpers in ihrer Ursache entgegenzuwirken, um damit Art und Umfang eventueller Korrekturmaßnahmen und Nachstellvorrichtungen an der aufgehenden Konstruktion und an der Technischen Ausrüstung zu reduzieren. Damit ergeben sich erhöhte Anforderungen an die meßtechnische Überwachung der Hochhausgründungen und an die Qualität der Bauausführung.

Literatur:

- Arz, P., Seitz, J.M.: Besonderheiten der Pfahlgründung für die Schrägkabelbrücke "Pont de Normandie" bei Le Havre. Vorträge der Baugrundtagung 1992 in Dresden. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 89-110
- [2] Breth, H., Back, K.: Über Setzungen von Bauwerken auf Ton. Proceedings 2nd ICSMFE, Wiesbaden 1963, Vol. 1, pp. 101–106
- [3] Franke, E.: Measurements beneath Piled Rafts. Proc. ENPC-Conference on deep foundation, Paris (1991)
- Hürzeler, H., Wullimann, R.: Pfahlprüfung mit Ultraschall. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 19 (1990)
- [5] Katzenbach, R.: Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser. Bautechnik 70 (1993), Heft 3, 161–170
- [6] Racky, F.K., Fröhner, H., Milbrecht, G., Bergner, H.: Messeturm Frankfurt/Main Bauausführung. Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991), H.6, S. 129–134
- Schlosser, F.: Geotechnical Engineering Constructions. State of the Art-Report, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco 1985, Vol. 5
- [8] Sommer, H., Katzenbach, R., DeBenedittis, Ch.: Last-Verformungsverhalten des Messeturms Frankfurt am Main. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen 1990, S. 371–380





LANGJÄHRIGES MEßPROGRAMM ZUR GEOTECHNISCHEN ÜBERWACHUNG EINES IM KREIDETON HERGESTELLTEN KOHLEHAFENS

J. Kayser

1 Einleitung

In den Jahren 1977 und 1978 wurde am Mittellandkanal zwischen Braunschweig und Hannover ein Kohlehafen errichtet. Der Hafenbetrieb besorgt den Kohleumschlag zwischen dem Schiffsverkehr und dem ca. 2 km westlich gelegenen Kohlekraftwerk Mehrum. Der Materialfluß verläuft zum größten Teil vom Schiff auf die Halde und von dort über Transportbänder zum Kraftwerk. Bild 1 zeigt eine Luftaufnahme des Kohlehafens. Erkennbar sind die Haupthalde am Kanal und die landseitige Reservehalde. Die Beschickung des Hafens erfolgt über zwei Portalkräne (im Bild rechts), die eine Spannweite von 90 m besitzen.



Bild 1: Ansicht des Hafens aus der Vogelperspektive

Die wesentlichen Tragelemente des Hafens sind in Bild 2 dargestellt. Die Hafenwand besteht aus einer im westlichen Teil einfach und im östlichen Teil zweifach verankerten Stahlspundwand. Die Anker sind Einstabanker nach dem System "fundamenta III d" der Philipp Holzmann AG. Sie sind 15,5 m (obere Lage) bzw. 25 m (untere Lage) lang.



Bild 2: Wesentliche Tragelemente des Hafens

Die obere Lage ist die ursprüngliche Verankerung. Die untere Ankerlage wurde 1983/84 eingebaut, nachdem einige Anker der oberen Lage bis fast an die Stahlstreckgrenze hin belastet waren. Insgesamt stützen ca. 500 Anker die Spundwand.

Die wasserseitige Kranschiene ist auf einem mit Ortbetonrammpfählen gegründeten Kranbahnbalken installiert.

Der Baugrund besteht i. w. aus überkonsolidierten Tonen der Unterkreide (Apt und Alp). Bereits in der Projektierungsphase wurden die für die erdstatischen

Berechnungen anzusetzenden Bodenkennwerte intensiv diskutiert, da man sich der Standsicherheitsproblematik aus Rutschungsereignissen an Böschungen entlang des Mittellandkanals bewußt war.

2 Problemstellung

Bereits in der Bauphase 1977 waren an der Spundwand und dem wasserseitigen Kranbahnbalken deutliche Verschiebungen zum Kanal hin feststellbar, die trotz zusätzlich eingebrachter Anker anhielten.

Hier war schon in der Bauphase die Notwendigkeit einer Bauwerksüberwachung erkennbar, sollte der Hafen wie geplant in Betrieb genommen werden.

Die Bauwerksüberwachung war an den kritischen Punkten des Hafens

- Standsicherheit der Spundwand (Verankerung)
- Standsicherheit der Portalkräne (Außermittigkeit der Pendelstütze)

auszurichten.

In den letzten 2 Jahren ergab sich zusätzlich die Fragestellung nach der

 Standsicherheit des Pfahlrostes (Verschiebungsdifferenzen zwischen Balken und Pfahlfüßen).

Nachdem zunächst eine reine Überwachung des Bauwerks vorgesehen war, gewann die Frage nach der Ursache für die anhaltenden Verschiebungen zunehmende Bedeutung, so daß das Meßprogramm im Laufe der Zeit zusätzlich Daten für die Ursachenforschung zu liefern hatte.

3 Meßprogramm

3.1 Überblick

Das Meßprogramm für die Bauwerksüberwachung gliedert sich in

- Messung von Ankerkräften
- Geodätische Messungen
- Inklinometermessungen

Bild 3 auf der folgenden Seite gibt einen Überblick über das gesamte Meßprogramm, wie es zur Zeit durchgeführt wird.

Das dargestellte Meßprogramm erfaßt die für die Beurteilung der Standsicherheit der Spundwand maßgeblichen Kraft- und Verschiebungswerte sowie Daten für die Verformungskontrolle des wasserseitigen Kranbahnbalkens.

Im Laufe der Zeit wurde das Meßprogramm derart aufgeweitet, daß neben der Bauwerkskontrolle eine genauere Ursachenforschung für die Bodenbewegungen möglich war.

Die einzelnen Meßsysteme werden in den folgenden Kapiteln detaillierter vorgestellt.





- 265 -

3.2 Ankerkraftmessungen

Ungefähr ½ Jahr nach Fertigstellung des Hafens wurden von 40 Ankern die Ankerkräfte mittels Abhebeversuchen nach Feddersen [Feddersen, 1974] ermittelt.

Der Versuchsaufbau und die Auswertung eines Abhebeversuchs sind in Bild 4 dargestellt.



Bild 4: Versuchsaufbau und Auswertung eines Abhebeversuches nach Feddersen

Das Prinzip des Abhebeversuchs beruht auf dem unterschiedlichen Last-Verschiebungsverhalten des Ankerkopfes bei Belastungen unterhalb und oberhalb der tatsächlich vorhandenen Ankerkraft. Bei Belastung unterhalb der Ankerkraft dehnt sich nur der relativ kurze Ankerüberstand luftseits der Ankerfixierung, d. h. die Last-Verformungs-Kurve ist eine relativ flache Gerade (Gerade 1). Oberhalb der Ankerkraft verformt sich der gesamte freie Stahl des Ankers, was sich im Last-Verformungs-Diagramm an einer deutlich steileren Gerade zeigt (Gerade 2). Der Schnittpunkt beider Geraden kennzeichnet die tatsächlich vorhandene Ankerkraft. Die Genauigkeit von Abhebeversuchen beträgt unter optimalen Voraussetzungen ca. 1 kN. Die 1978 durchgeführten Abhebeversuche zeigten einen Ausnutzungsgrad der Stahlstreckgrenze bei den Ankern von bis zu 89 % bei einem zulässigen Ausnutzungsgrad von 57%. Aufgrund der Meßergebnisse wurde als Sofortmaßnahme der wasserseitige Haldenfuß um ca. 16 m landwärts verlegt, was bereits eine deutliche, jedoch nicht ausreichende Entlastung der Anker bewirkte.

Für eine praktikable und permanente Überwachung des Hafens wurden daraufhin 10 über die Länge des Hafens verteilte Anker mit Kraftmeßringen ausgerüstet. Im Zuge der Nachverankerung 1985/84 wurden weitere 6 Anker der unteren Ankerlage mit Kraftmeßringen bestückt.

Zur Anwendung kamen DMS-Kraftmeßringe, bei denen auf einem in seinem elastischen Verhalten bekannten Stahlkörper Folien-DMS aufgeklebt sind. Bei Belastung des Stahlkörpers ändert sich der Widerstand der DMS infolge der Stauchung linear-proportional zur Last. Über die Stromspannungsdifferenz ist die Widerstandsänderung und somit die Last bestimmbar. Die Meßgenauigkeit wird vom Hersteller mit 1 % des Meßbereiches (hier 1% von 1.000 kN) angegeben.

Alle Kraftmeßringe sind an eine Zentrale angeschlossen, über die die Meßwerte jederzeit mit Hilfe eines Digitalen Dehnungsmessers abgegriffen werden können. Zusätzlich besteht die Möglichkeit des Datenzugriffs über eine in Ankernähe (2-6 m vom Anker entfernt) angebrachte Schnittstelle, wobei jedoch Differenzen zu den Werten in der Zentrale von bis zu 2,5 % des Meßbereiches bzw. bis zu 6,5 % des Absolutwertes feststellbar sind.

Die Ankerkräfte werden ca. alle 8 Wochen aufgenommen, so daß deren Entwicklung über der Zeit nachgezeichnet werden kann.

Für zwei Anker ist der Verlauf der Ankerkraft in Bild 5 dargestellt. Während Anker Nr. 125 a nur geringe Schwankungen der Ankerkräfte zeigt, sind bei Anker 158 größere Differenzen zwischen den einzelnen Messungen feststellbar.



Bild 5: Entwicklung der Ankerkraft zweier Anker über der Zeit

Inwieweit Differenzen zwischen den einzelnen Messungen auf tatsächliche Kraftänderungen im Anker zurückzuführen sind, ist häufig schwer feststellbar, da z. T. nicht eindeutig zwischen korrekten Messungen und Fehlmessungen infolge eines Defektes in der Meßkette unterschieden werden kann. Defekte in der Meßkette sind nur dann erkennbar, wenn sie deutlich "falsche" Signale gibt. So erwies sich die Meßdose bei Anker 158 a erst ca. 2 Jahre nach den ersten größeren Kraftsprüngen 1990 als eindeutig defekt. Innerhalb dieser 2 Jahre war daher von einem Kraftsprung im Anker von ca. 100 kN infolge Ankerkopfverschiebung auszugehen. Eine Kontrolle der Kraftmeßringe z. B. über Abhebeversuche ist aus geometrischen Gründen nicht möglich, wäre hier jedoch dringend geboten.

Im Rahmen der Überwachung wurden innerhalb der letzten 6 Jahre 8 von 16 Kraftmeßringen aufgrund vermuteter Defekte ausgetauscht, was nach der Gesamteinsetzdauer von bis zu 15 Jahren einer Austauschrate von ca. 8 % je Jahr entspricht.

- 268 -

Zusammengefaßt zeigt die Erfahrung, daß eine langjährige Ankerkraftüberwachung allein mit Hilfe von DMS-Kraftmeßringen nicht möglich ist. Es muß immer eine zwischenzeitliche Überprüfung des Meßsystems durchgeführt werden.

Bei der Überwachung des Kohlehafens werden daher im dreijährigen Turnus Abhebeversuche an ca. 40 Ankern (= 8 % aller Anker) durchgeführt. Für die Zwischenzeiten werden die Messungen der 16 fest installierten DMS-Kraftmeßringe zur Beurteilung der Standsicherheit der Spundwand herangezogen. Insgesamt unterliegen somit ca. 10 % aller Anker der langjährigen Beobachtung.

3.3 Geodätisches Meßprogramm

Für die Beobachtung der ersten Verformungen wurden Mitte 1978 geodätische Meßpunkte zunächst nur an der Spundwand eingerichtet und regelmäßig eingemessen. Dieses jährlich vom Geodätischen Institut der Universität Hannover durchgeführte Meßprogramm wurde im Laufe der Jahre immer wieder erweitert. Grund hierfür ist die Notwendigkeit, die weiter anhaltenden Verformungen nicht nur zu erfassen sondern auch eine Grundlage zu deren Erklärung zu erhalten. In Tabelle 1 ist die Entwicklung des geodätischen Meßprogramms über die Jahre hin aufgeführt, die letztendlich zu dem in Bild 2 gezeigten Meßnetz führte.

Das Meßraster ist in 4 in Ost-West-Richtung (parallel zum Kanal) verlaufende Meßachsen aufgeteilt.

Geodätisches Meßprogramm seit	Umfang des geodätische Meßprogramms
1978	6 Meßpunkte in 1 Achse
1979	23 Meßpunkte in 3 Achsen
1982	27 Meßpunkte in 4 Achsen
1986	27 Meßpunkte in 4 Achsen 6 Neigungsmessungen in 3 Schnitten
1993	48 Meßpunkte in 4 Achsen 6 Neigungsmessungen in 3 Schnitten

Tab. 1: Entwicklung des Geodätischen Meßprogramms

Die Meßpunkte werden höhen- und lagenmäßig erfaßt, wobei die größte Genauigkeit des Meßsystems auf Verschiebungen in Nord-Süd-Richtung (senkrecht zur Kanalachse) ausgerichtet ist.

Die Meßpunkte sind mit Meßbolzen in den Bauteilen (Kranbahnbalken und Spundwand) bzw. in den Achsen "Haldenfuß" und "Landseitige Kranbahn" auf separaten Pfeilern markiert. Auf den Pfeilern sind zusätzlich jeweils 4 Kontrollbolzen eingerichtet. Das Netz der geodätischen Meßpunkte ist an eine auf der anderen Kanalseite und an eine weiter landseitig eingerichtete Meßachse angehängt. Die 6 Neigungsmessungen werden in 3 senkrecht zur Kanalachse gelegten Schnitten jeweils am Kranbahnbalken und an der Spundwand durch Ermittlung der horizontalen Relativverschiebung zweier Meßpunkte durchgeführt.

Mit Hilfe der gewonnenen Daten werden sowohl für die Einzelpunkte, als auch für die 4 Meßachsen Verformungsbilder erstellt. Bild 6 zeigt beispielhaft das zeitabhängige Verformungsbild einer Meßachse.



Verschiebung am 28.04.93

Bild 6: Verformungsbild einer Meßachse

Anhand solcher Verformungsbilder ist im jährlichen Turnus die Systemverträglichkeit der aufgetretenen Verschiebungen zu beurteilen. Ebenso können Prognosen über die zukünftig zu erwartenden Verformungen gegeben werden. Die ermittelten Daten bilden auch die Grundlage für eine Standsicherheitsuntersuchung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode.

3.4 Inklinometermessungen

Zur Klärung der Frage, wo die Verschiebungen im Untergrund stattfinden, wurden 1980 insgesamt 7 Inklinometerrohre bis in 25 m Tiefe installiert. 3 Inklinometerrohre sind mittlerweile mit Kohle überschüttet bzw. entfernt worden.

Als Inklinometerrohre wurden sowohl Kunststoffrohre Ø 80 mm mit senkrecht zur Kanalachse ausgerichteten Nuten als auch Vierkantrohre, a = 5 cm, eingesetzt. Das Meßgerät ist ein Glötzl-Vertikalinklinometer NMGD mit 0,5 m Länge. Für die Messungen im Kohlehafen wird die Sonde mit einem 0,5 m Verlängerungsstück auf 1,0 m verlängert, um die Meßwerte mit früheren, ebenfalls im 1-m Abstand durchgeführten Messungen vergleichen zu können. Zwischenzeitlich durchgeführte Messungen ergaben, daß die Meßwerte von 0,5 m- und 1,0 m-Sonden nicht vergleichbar sind.

Es zeigte sich jedoch, daß die Verlängerung der Sonde Meßfehler bewirkt. Dieser ist in der Koppelstelle zwischen Sonde und Verlängerungsstück begründet. Erfahrungsgemäß können beide Teile nie ganz gerade miteinander verbunden werden. Für Inklinometermessungen sollten daher nur einteilige Sonden verwendet werden.

Bei der Auswertung der Messungen wird einem unverschobenen Fußpunkt ausgegangen. Ein Aufhängen der Messungen an einen geodätisch eingemessenen Kopfpunkt empfiehlt sich hier nicht, da die Einmessung i. d. R. nicht ausreichend genau ist und zudem die Inklinometermessungen im obersten Meter wegen der dort schlechteren Führung mit relativ großen Fehlern behaftet sind.

Für den Zeitraum 1980 bis 1993 liegen insgesamt 10 Meßreihen vor, die jedoch untereinander zunächst häufig sinnlose Verschiebungen zeigten. Anhand eines Vergleiches aller Meßwerte konnten jedoch ganze Meßreihen oder einzelne Meßwerte als eindeutig falsch erkannt und eliminiert werden.

Auf Grundlage der so aufbereiteten Daten kann ein Bild der Verformungen im Untergrund gewonnen werden. Bild 7 zeigt dies für Schnitt B (vgl. Bild 2).



Bild 7: Verformungsbild in einem Schnitt

Für die Abschätzung der Meßgenauigkeit wurde eine Meßserie mit mehreren aufeinanderfolgenden Messungen durchgeführt. Der über 4 Messungen gemittelte Fehler bei Wiederholungsbedingungen beträgt 0,12 mm/m. Dieser Fehler setzt sich aus Unregelmäßigkeiten der Meßrohre, aus der Gradlinigkeit der Sondenverlängerung und aus der Meßgenauigkeit der Meßsonde zusammen.

Bei Verschiebungsraten der Inklinometerrohrköpfe von maximal 0,5 cm/Jahr reicht aufgrund der erreichbaren Genauigkeit eine jährliche Messung zur Erfassung der Bodenbewegungen aus.

4 Interpretation der Meßergebnisse

Die gemessenen Ankerkräfte, die Ergebnisse der geodätischen Messungen und die Verläufe der Inklinometerrohre ergeben ein in sich schlüssiges Bild über die Verformungen beim Kohlehafen. Demnach verschiebt sich die gesamte Kaianlage mit der wasserseitigen Kranbahn in Richtung Kanal. Vermutlich bewegen sich die tragenden Teile (Anker, Pfähle) in dem ganzen Block zum großen Teil mit.

Während die Untersuchungen anfangs mehr auf die Standsicherheit der Spundwand ausgerichtet waren, verschiebt sich das Hauptaugenmerk seit ca. 2 Jahren auf den Kranbahnbalken mit den Pfahlrost, der mit bis zu 1 cm/Jahr die höchsten Verschiebungsraten aufweist.

5 Schlußfolgerung und Empfehlungen

Im Rahmen der geotechnischen Überwachung eines Kohlehafens konnten über einen Zeitraum von 15 Jahren Langzeiterfahrungen mit unterschiedlichen Meßsystemen gemacht werden. Auf Grundlage dieser Erfahrungen werden für die Entwicklung eines Programms zur Langzeitüberwachung geotechnischer Bauwerke folgende Empfehlungen gegeben:

Ankerkraftmessungen

- DMS-Kraftmeßringe sind gut geeignet f
 ür eine permanente Überwachung ohne großen Aufwand.
- Bei Verwendung elektrischer Systeme (z. B. DMS-Kraftmeßringe) ist in Intervallen eine Überprüfung der Meßwerte, am besten mittels Abhebeversuchen durchzuführen.
- DMS-Kraftmeßringe besitzen eine begrenzte Lebensdauer und sollten daher auswechselbar installiert werden.

Geodätische Messungen

Das Vermessungsnetz sollte problemlos erweiterbar sein.

Inklinometermessungen

- Inklinometersonden sollten grundsätzlich einteilig sein.
- Die Messungen sollten an einem unverschiebbaren Fußpunkt angehängt werden (ausreichende Tiefe der Inklinometerrohre!).
- Für Folgemessungen sind immer gleichlange Sonden zu verwenden.
- Der Meßfehler unter Wiederholungsbedingungen beträgt bei Verwendung der zweiteiligen Sonde ca. 0,12 mm/m.

Neben der regelmäßigen Durchführung der Messungen hat bei einer Langzeitüberwachung die Dokumentation eine entscheidende Bedeutung. Es empfiehlt sich, in regelmäßigen Abständen (z. B. jährlich) die durchgeführten Arbeiten zusammenfassend darzustellen, damit auch den über die Zeit wechselnden Bearbeitern alle wichtigen Informationen gebündelt zur Verfügung stehen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß durch die laufende Überwachung mit Hilfe der vorgestellten Maßnahmen die Standsicherheit des Hafens beurteilt werden kann. Für die einzelnen Bauteile kann so ein höherer Ausnutzungsgrad als ohne Überwachung zugelassen werden.

Literatur:

Feddersen, Ingo: "Verpreßanker im Lockergestein", Bauingenieur 49 (1974), S. 302-310.





Felsrutschung Kröv

Prof. Dr.-Ing. E. Krauter

Aus terminlichen Gründen konnte der Beitrag nicht abgedruckt werden. Aus diesem Grunde wird auf 2 Veröffentlichungen verwiesen:

- Krauter, E; Feuerbach, J; Schroeder, U.: Felsrutschung Kröv (Mosel) Kinematik und Gefahrenabwehrung, Geotechnik - Sonderheft zur 9. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, S. 70 - 78, Garmisch-Partenkirchen 1993.
- Roßbach, B; Zentgraf, R.: Schwallwellen infolge Massenverlagerungen an Uferhängen - Gefahrenbewertung der Hangrutschung bei Kröv an der Mosel, Geotechnik - Sonderheft zur 9. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, S. 79 - 85, Garmisch-Partenkirchen 1993.







Autorenverzeichnis

Prof. Dr.-Ing. K. D. Eigenbrod Lakehead University Thunder Bay Canada

Dipl.-Ing. U. Ernst Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. J. Gattermann Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. F. Glötzl Glötzl - Gesellschaft für Baumeßtechnik mbH 76287 Rheinstetten

Dipl.-Ing. W. Habel Institut für Erhaltung und Modernisierung von Bauwerken, Referat Bauwerksensorik Plauener Str. 163-165 13053 Berlin

Prof. Dr.-Ing. D. Hosser Technische Universität Braunschweig Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Abt. Brandschutz Beethovenstr. 52 38106 Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. R. Katzenbach Technische Hochschule Darmstadt

Institut für Geotechnik Petersenstr. 13 64287 Darmstadt

Dipl.-Ing. J. Kayser Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Dr.-Ing. O. Klingmüller

GSP Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethoden mbH Käfertalerstr. 164 68167 Mannheim **Prof. Dr.-Ing. E. Krauter** Donnersberg 12 55129 Mainz

Dipl.-Ing. G. Maybaum

Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. W. Niemeier

Technische Universität Braunschweig Institut für Vermessungskunde Pockelsstr. 4 38106 Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. W. Rodatz

Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Dr.-Ing. W. J. F. Ruecker

BAM-Bundesanstalt für Materialforschung Unter den Eichen 87 12205 Berlin

Prof. Dr.-Ing. W. Schnell

Fachhochschule Holzminden Haarmannplatz 3 37603 Holzminden

Dr.-Ing. U. Stötzner

Geophysik GGD Postfach 1416 04332 Leipzig

Dipl.-Ing. B. Wienholz

Technische Universität Braunschweig Institut für Grundbau und Bodenmechanik Gaußstr. 2 38106 Braunschweig

Dipl.-Ing. W. Zdarsky

Phillip Holzmann AG HN Hannover, Abteilung Tiefbau Bothfelder Str. 35 30177 Hannover




Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinea- ren 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 Fangedäm- men, 1979
Nr. 80-4	Ruppert, FR.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenbur- ger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Boden- mechanik, 1980
Nr. 81-1	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbe- lastung 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, FR.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspen- sionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrma- schinen, 1982



Nr. 11	Papakyriakopoulos	Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983
Nr. 12	Sondermann, W.	Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Er- de, 1983
Nr. 13	Meseck, H.	Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr. 14	Raabe, W.	Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidier- ter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieur- geologischen Merkmalen, 1984
Nr. 15	Früchtenicht, H.	Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugru- ben mit Schlitzwänden, 1984
Nr. 16	Knüpfer, J. Meseck, H.	Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984
Nr. 17	N.N.	Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachsemi- nar 6. und 7. Februar 1985 in Braunschweig *
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 am 23. und 24. Oktober 1985 in Braunschweig
Nr. 20	Meseck, H.	Abdichten von Deponien, Altlasten und kontami- nierten Standorten - Fachseminar am 6. und 7. No- vember 1986 in Braunschweig*
Nr. 21	Balthaus, H.	Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dvnamischen Pfahlorüfmethoden, 1986

 \bigcirc



Nr. 22	Kayser, R. Meseck, H. Rösch, A.	Untersuchungen zur Deponierung von Braunkoh- lenaschen, 1986
	Hermanns, R.	
Nr. 23	Meseck, H.	Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar 2. und 3. Juni 1987 in Braunschweig
Nr. 24	Krause, Th.	Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1987
Nr. 25	Meseck, H.	Mechanische Eigenschaften mineralischer Dicht- wandmassen, 1987
Nr. 26	Reuter, E.	Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, 1988
Nr. 27	Wichert, HW.	Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit hi- storischer Spick-Pfahl-Gründungen, 1988
Nr. 28	Geil, M.	Untersuchungen der physikalischen und chemi- schen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Sus- pensionen im frischen und erhärteten Zustand, 1989
Nr. 29	Kruse, T.	Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, 1989
Nr. 30	Rodatz, W. u.a.	Sonderheft zum 15jährigen Bestehendes des Insti- tuts für Grundbau und Bodenmechanik, 1989
Nr. 31	Rodatz, W. Beckefeld, P. Sehrbrock, U.	Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffein- bindung durch Verfestigung von Abfällen - Fach- seminar am 19. und 20. März 1990 in Braun- schweig



Nr. 32	Knüpfer, J.	Schnellverfahren für die Güteüberwachung minera- lischer Deponiebasisabdichtungen, 1990
Nr. 33	Beckefeld, P.	Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwick- lung eines Testverfahrens, 1991
Nr. 34	He, G.	Standsicherheitsberechnungen von Böschungen, 1991
Nr. 35	Rodatz, W. Sehrbrock, U.	Probenentnahme bei der Erkundung von Ver- dachtsflächen (Altlasten), Fachseminar am 13. September 1991 in Braunschweig
Nr. 36	Kahl, M.	Primär- und Sekundärspannungszustände in über- konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Ham- burger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers, 1991
Nr. 37	Rodatz, W. Hemker, O. Voigt, Th.	Standsicherheiten im Deponiebau, Fachseminar am 30. und 31. März 1992 in Braunschweig
Nr. 38	Rodatz, W. Meier, K.	Dynamische Pfahltests, Fachseminar am 21. und 22. Januar 1991 in Braunschweig
Nr. 39	Rösch, A.	Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, 1992
Nr. 40	Sehrbrock, U.	Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, 1993
Nr. 41	Rodatz, W. Hartung, M. Wienholz, B.	Pfahl Symposium 1993 - Fachseminar am 18. und 19. März in Braunschweig



Nr. 42	Rodatz, W. Gattermann, J. Hartung, M.	IGB·TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 techni- scher 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 Dicht- wandbau - Fachseminar am 17. und 18. März in Braunschweig
Nr. 44	Rodatz, W. Gattermann, J. Wienholz, B.	Messen in der Geotechnik - Fachseminar am 26. und 27. Mai in Braunschweig

* = vergriffen

