



**Erddruckentwicklung auf eine
in Schlitzwandbauweise
hergestellte Kaimauer**

von
Georg Maybaum

Braunschweig 1996

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Die Gestaltung von neuen Kaianlagen in Seehäfen wird einerseits durch die Umschlagtechnik für Container und andererseits durch den größer werdenden Tiefgang moderner Containerschiffe geprägt. Kaimauern wurden bis vor einigen Jahren im Hamburger Hafen ausschließlich in Spundwandbauweise hergestellt. Wegen der immer größer werdenden Höhendifferenz zwischen Hafensohle und Kaiplattenoberfläche aber auch wegen der auf einer Geschiebemergelformation vorhandenen Steine sind die Grenzen der Herstellbarkeit dieser Bauweise erreicht. Daher werden Kaimauern in Hamburg zunehmend in Schlitzwandbauweise ausgeführt.

Die im Hamburger Hafen üblichen Belastungsannahmen und Berechnungsmethoden für Kaimauern beruhen auf Erfahrungen mit Spundwandkonstruktionen. Zur Klärung der Frage, ob diese Annahmen und Berechnungsmethoden auch auf in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauern angewendet werden dürfen, wurde vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik im Auftrag des Amtes für Strom- und Hafenbau (die 'Baubehörde' des Hafens) der Freien und Hansestadt Hamburg ein umfangreiches Meß- und Untersuchungsprogramm am O'Swaldkai durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse sollen im Zusammenhang mit weiteren Messungen auch zur Beurteilung der Standsicherheit der bestehenden Kaianlagen beitragen, da zu erwarten ist, daß deren Belastungen wegen des in den vergangenen Jahrzehnten im Hamburger Hafen größer gewordenen Tidehubs und wegen Auskolkungen durch Schiffe mit Bug- und Heckstrahlruderanlagen größer geworden sind.

Herr Dr.-Ing. Georg Maybaum hat das über einen Zeitraum von 2 Jahren durchgeführte Meßprogramm konzipiert und die Messungen durchgeführt und ausgewertet. In seiner hiermit vorliegenden Dissertation hat er wesentliche Aspekte dargestellt, die für die Erarbeitung von verwendbaren Ergebnissen und für Schlußfolgerungen Voraussetzung waren. So hat er die Notwendigkeit der Bewertung geotechnischer Messungen begründet und Verfahren zur Analyse von Meßergebnissen von Inklinometern und Gleitmikrometern entwickelt. Weiterhin konnte Herr Maybaum nachweisen, daß Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Spannungs- und Verformungsverhaltens ermöglichen, wenn die dafür erforderliche stoffliche Modellierung verwendet und der Bauablauf berücksichtigt wird. Durch die Zusammenführung der Ergebnisse der geotechnischen Messungen und der Berechnungen konnte Herr Dr.-Ing. Maybaum ein in sich konsistentes Tragwerkmodell für eine Kaimauer in Schlitzwandbauweise entwickeln.

Braunschweig, im März 1996



Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Erklärung der verwendeten Formelzeichen

c	Kohäsion
E	Elastizitätsmodul
E_s	Steifemodul
e	Porenzahl
e_{ah}	horizontale Komponenten des aktiven Erddrucks
e_o	Erdruehdruck
I_1, I_2, I_3	Invarianten des Spannungstensors σ_{ij}
x, y, z	Koordinaten (Breite, Tiefe, Länge)
γ	Feuchtraumwichte
γ'	Feuchtraumwichte unter Auftrieb
ε	Verzerrung
μ	Querdehnzahl
ν	Dilatanzwinkel
φ	Winkel der inneren Reibung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
τ	Schubspannung
TNW	Tideniedrigwasser
THW	Tidehochwasser

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
2 Problemstellung	7
3 Ziele der Arbeit	9
3.1 Projektbezogene Nachweise	9
3.2 Entwurfskriterien für neue Kaimauern	11
3.3 Beurteilung von Messungen	11
3.4 Numerische Ziele	12
4 Stand der Forschung	14
4.1 Analytische Berechnung	14
4.2 Numerische Berechnung	22
4.3 Messung	22
4.4 Zusammenführung von Meß- und Rechenwerten	24
5 Nachweiskonzepte	25
5.1 Ansatz von Sicherheiten	25
5.2 Derzeitiges Nachweiskonzept	26
5.3 Rückrechnung von Beanspruchungen aus Meßwerten	29
6 Projektbeschreibung	30
6.1 Aufgabenstellung	30
6.2 Konstruktion	31
6.3 Baugrund	31
6.4 Meßkonzept	32
6.4.1 Meßquerschnitte	34
6.4.2 Meßwerterfassung	38
7 Auswertung der Messungen	39
8 FE-Strukturmodell	40
8.1 Einführung	40
8.2 Simulation des Bauablaufs	43
8.3 Berechnungsschritte	44
8.3.1 Iterationsverfahren	46

1 Einleitung

Im Hamburger Hafen werden jährlich ca. 65 Millionen Tonnen Güter, das sind rund 8% des deutschen Außenhandels, umgeschlagen. Er ist damit der mit Abstand größte Hafen Deutschlands und nimmt hinter Rotterdam, Antwerpen und Marseille den vierten Platz unter den europäischen Häfen ein.

Seine Geschichte begann 1189 mit der Garantie der Zollfreiheit und der Verleihung weiterer Privilegien durch Kaiser Friedrich Barbarossa. Die Entwicklung während der nächsten Jahrhunderte ist geprägt vom kontinuierlichen Wachstum des Hafens, welches durch die verkehrsgünstige Lage des Hafens am Elbstrom begünstigt wurde.

Das ständig steigende Warenvolumen wurde damals von den auf Reede liegenden Seeschiffen auf kleinere Schiffe umgeschlagen oder die Güter wurden über zwischen Dalben und Ufer gelegene Prähme hinweg gelöscht.

Erst mit der Bewilligung der Finanzmittel für den Bau des Sandtorkais im Jahre 1862 durch Senat und Bürgerschaft der Stadt beginnt in Hamburg die Zeit des modernen Hafenbaus. Der große Fortschritt ist im Wechsel vom Strom- zum Kaiumschlag zu sehen, der für das Löschen und Laden große Vorteile brachte und deshalb bis heute, nur in anderen Dimensionen, üblich ist. Damit verbunden war die zukunftsweisende Entscheidung, in Hamburg einen tideoffenen Hafen statt eines Dockhafens, dem vor allem englische Ingenieure den Vorzug gaben, zu entwerfen.

Der Generalbebauungsplan von 1882 und die Köhlbrandverträge waren rechtliche Grundlage und Voraussetzung für den Ausbau des fächerförmig von der Elbe abzweigenden Seehafens, der inzwischen auch ein Freihafengebiet einschloß.

Die ersten Jahrzehnte dieses Jahrhunderts sind geprägt von der wirtschaftlichen Rezession in den 20er Jahren und den Zerstörungen im zweiten Weltkrieg. Die tiefgreifendste Veränderung der wirtschaftlichen Lage des Hamburger Hafens ergab sich aus dem Verlust des wirtschaftlichen Hinterlandes und dem Zerschneiden der osteuropäischen Handelsverbindungen.

Die Gestaltung der Hafenanlagen hatte den sich wandelnden Warenströmen und Transportmethoden sowie dem im Laufe der Zeit sich verschiebenden Verhältnis der Verkehrsträger zueinander Rechnung zu tragen. Die technische Entwicklung der Hafen- und Umschlagsanlagen wird geprägt durch die größer werdenden Schiffseinheiten, die tieferen Hafenbecken und die längeren Liegeplätze.

Die Kaiflächen wurden umgestaltet, um zunächst den wachsenden Schiff-Eisenbahn-Umschlag und später den aufkommenden Containerverkehr zu bewältigen. Dazu waren nicht nur das Fahrwasser zu vertiefen und die Kaifläche zu erhöhen, sondern auch leistungsfähigere Kräne zu installieren. Die erzielte Erhöhung der Umschlagsleistung je Liegeplatz erforderte unter anderem die ständige Vergrößerung und Erweiterung der rückwärtigen Flächen.

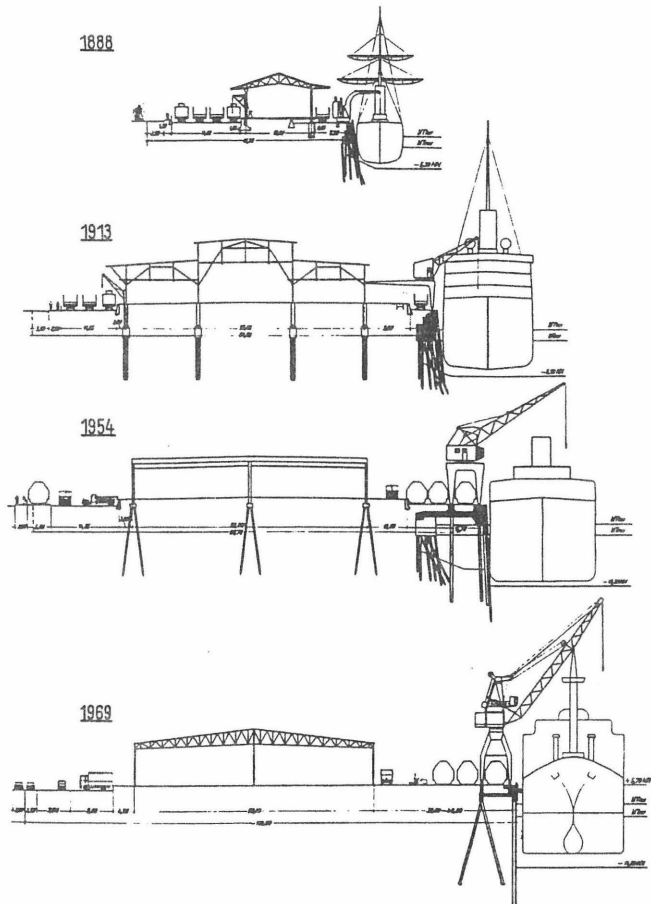


Bild 1: Entwicklung der konventionellen Stückgutanlagen, [Förster, 1971]

Die Veränderungen der politischen Lage in Europa und die damit verbundene Öffnung der Märkte seit 1990 hatten auch auf die Entwicklungsaussichten der deutschen Seehäfen maßgeblichen Einfluß. So wurde dem Hamburger Hafen mit der deutschen Einheit sein wirtschaftliches Hinterland zurückgegeben, und er ist unter Einbeziehung des EG-Raumes an einen Verbrauchermarkt von 150 Millionen Menschen angeschlossen worden. Der Anstieg des Güterumschlags ist vor allem im wertschöpfungsintensiven Stückgutverkehr und hier insbesondere im Containerbereich zu erwarten.

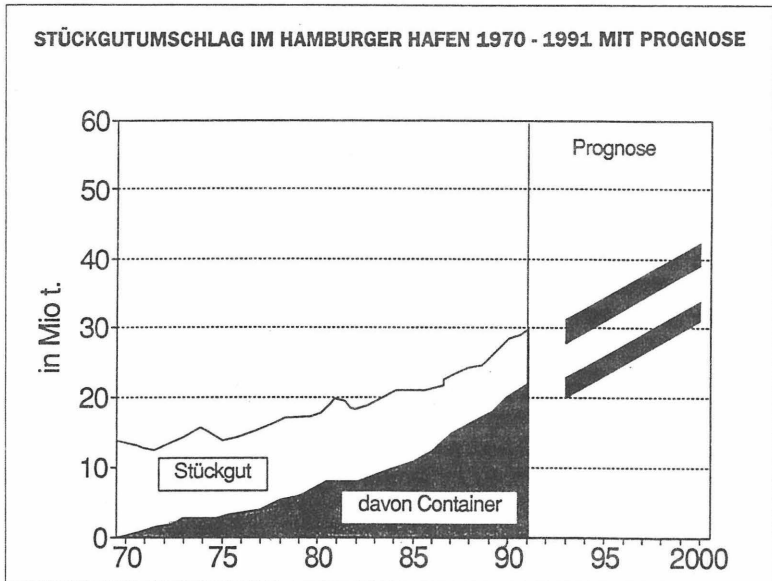


Bild 2: Anstieg des Umschlagvolumens im Hamburger Hafen,
[Strom- und Hafenbau, 1992]

Für die Transportströme vor allem zu den überseeischen Weltwirtschaftszentren ist eine Infrastrukturvorsorge beträchtlichen Ausmaßes erforderlich. Die Ergebnisse der Verkehrs- und Betriebsanalysen, die in einem Hafenentwicklungskonzept dargestellt werden, leiten aus dem zu erwartenden Wachstum von über 6% p.a. die Erstellung neuer und die Erweiterung bestehender Kaianlagen ab [Giszas, 1992].

Die Bewältigung der erwarteten Umschlagvolumina setzt neben einem modernen Liegeplatz auch ein entsprechendes Gesamtterminalkonzept voraus. Zu einem derartigen Terminal gehören Seeschifflliegeplätze von je ca. 350 m Länge mit einem Umschlag- und Lagerbereich von ca. 400 m Tiefe und einem landseits anschließenden Bahnhof sowie einem dahinter angeordneten, etwa 400 bis 500 m tiefen Gelände für terminalbezogene Dienstleistungen wie Lagerei, Distribution, Unterhaltung und Reparatur [Dücker, 1992].

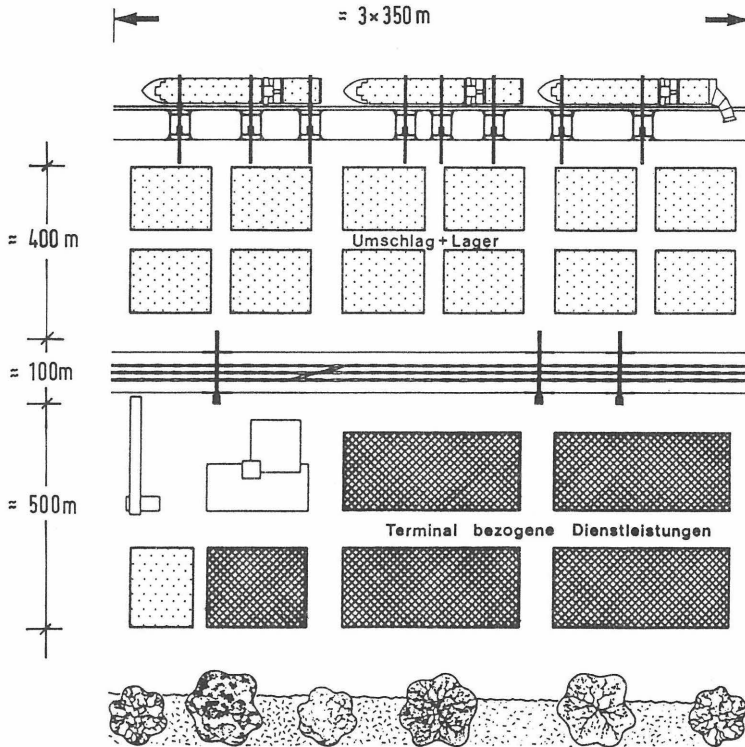


Bild 3: Terminalkonzept für das Jahr 2000, [Dücker, 1992]

Zusätzlich zum Anwachsen des Umschlagvolumens sind für die Seehäfen die Auswirkungen der Containerschiffentwicklung angemessen zu berücksichtigen. Die Schiffe zeichnen sich bereits jetzt durch Ladungskapazitäten von bis zu 5000 TEU (Twenty foot container Unit) aus und werden wegen ihrer Containerstückzahl der 5. Generation zugeordnet. Sie bedürfen eines freien Fahrwassers von mehr als 13 m Tiefe und beanspruchen wegen der mit hohen Antriebsleistungen versehen Heck- und Bugstrahlanlagen die Hafensohlen und die Kaikonstruktionen selbst in hohem Maße.

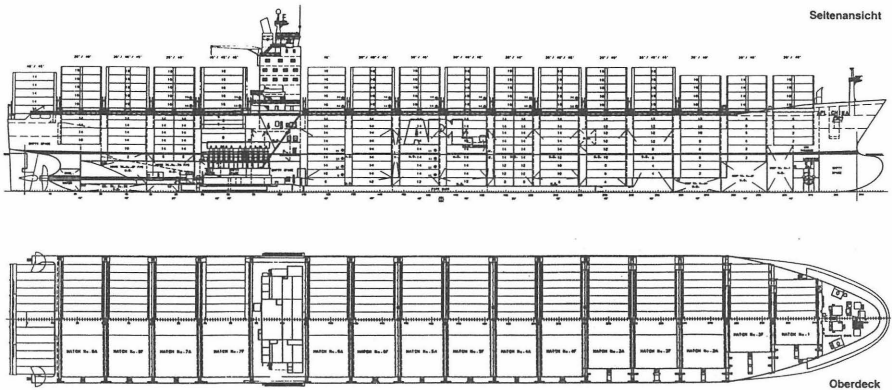


Bild 4: Post Panmax 4832 TEU Containerschiff der American President Line, Howaldtswerke-Deutsche Werft (HDW)

Die aus der Verflechtung hafenbetrieblicher, konstruktiver und statischer Belange abzuleitende Aufgabenstellung wurde bei den vom Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg, veranstalteten Hafenbau Workshops deutlich gemacht. Die Zusammenführung der „Erfahrungen im Kaimauerbau in den letzten 20 Jahren“ [Wilde, 1992] und die zu erwartende Entwicklung von Umschlagvolumen und Schiffsentwicklung mündet im Beitrag von Dücker [1992] „Neue Konzepte gesucht“. Die bautechnischen „Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionsmerkmalen beim Kaimauerbau“ [Schmidt, 1992] finden ihren Widerpart in den baustatischen „Überlegungen zur zukünftigen Konstruktion und Berechnung von Kaimauern“ [Binnewies et al, 1992]. Aus den mannigfaltigen Erfordernissen einerseits und den mangelnden Kenntnissen andererseits leiten sich „Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen“ [Rodatz, 1992a] ab.

Zur Lösung dieser Aufgaben sind allerdings nicht nur neue Vorschläge seitens der im Hafenbau tätigen Ingenieure gefordert, sondern auch die derzeitigen Planungs- und Vergabeverfahren kritisch zu überdenken [Dücker, 1994].



Bild 5: Umstrukturierungsmaßnahmen im Hafengebiet Hamburgs,
[Strom- und Hafenbau, 1992]

2 Problemstellung

Wegen der in Zukunft zu erwartenden weiteren Vertiefung der Hafenbecken wird die Schlitzwandbauweise speziell in den deutschen Seehäfen an Bedeutung gewinnen. Die höheren Geländesprünge und die für das Rammen ungünstigen Baugrundverhältnisse im Hamburger Hafen werden die jahrzehntelang vorherrschende Stahlspundwandbauweise weiter zurückdrängen.

Die größeren Konstruktionshöhen und die Anwendung grundsätzlich anderer Bauabläufe werfen die Frage auf, ob die derzeitigen Berechnungsvorschriften und Bemessungsregeln, die im Grundbau im allgemeinen und im Hafenbau im besonderen in maßgeblicher Weise Resultat jahrelanger Erfahrungen sind, noch eine zutreffende Beschreibung der Bauwerksbelastungen liefern.

Die sich aus den oben genannten Anforderungen ergebende Ingenieuraufgabe, kann mit einem Wort Naviers umrissen werden:

„Die meisten Constructeurs bestimmen die Dimensionen der Theile von Bauwerken oder Maschinen nach dem herrschenden Gebrauch und nach dem Muster ausgeführter Werke;... Dies mag wenig Nachteile haben, so lange die ausführenden Werke denen analog sind, welche man zu jeder Zeit errichtet hat, und sie, was die Dimension und die Belastungen anbetrifft, innerhalb der gewöhnlichen Grenzen bleiben. Aber man kann nicht mehr auf dieselbe Weise verfahren, wenn die Umstände dazu nöthigen, jene Grenzen zu überschreiten, oder, wenn es sich um Bauwerke ganz neuer Art handelt, über welche die Erfahrung noch keine Resultate gesammelt hat.“ aus [Ricken, 1994]

Die maßgeblichsten Unterschiede beim Vergleich von Schlitzwand- und Stahlspundwandbauweise werden in der Entwicklung der Erddrücke gesehen.

Bei der Herstellung einer Stahlspundwandkonstruktion im Wasser ist während der Ramarbeiten von Wand und Pfählen kein Erddruck vorhanden. Erst durch die Einspülung des Hinterfüllbodens treten horizontale Spannungen auf, deren Größe nicht exakt angegeben werden kann. Unter Annahme entlastender Wandverformungen kann aber davon ausgegangen werden, daß sich nach der Auffüllung oder Einspülung nahezu der aktive Erddruck eingestellt hat. Beim Einbringen der Pfähle entstehen zusätzliche Horizontalspannungen, die während des Baufortschritts durch weitere Verformung der Wand, bei der die Pfähle vermutlich sogar eine erddruckabschirmende Wirkung haben, wieder abgebaut werden können.

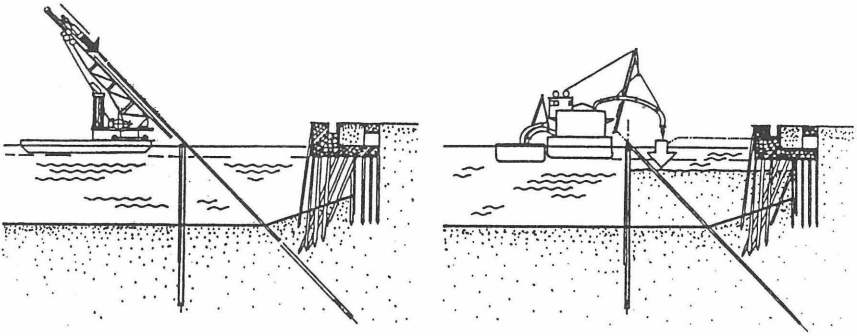


Bild 6: Spundwandherstellung als Wasserbaustelle, [Dücker, 1992]

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

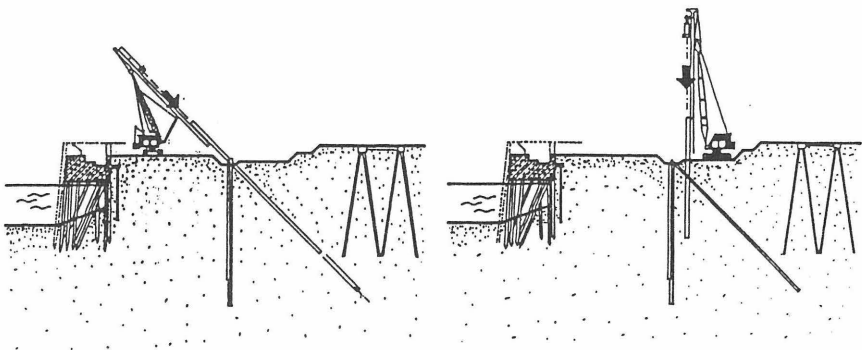


Bild 7: Schlitzwandherstellung als Landbaustelle, [Dücker, 1992]

Die Entwicklung der Spannungen hinter einer Kaimauerkonstruktion wird aber nicht nur vom Herstellvorgang, sondern auch von den möglichen Verformungen bestimmt. So stellt sich die Frage, ob Schlitzwände sich ebenso biegeweich verformen wie Spundwände, um die zur Weckung des aktiven Erddrucks erforderlichen Wege zu ermöglichen. Erste überschlägige Berechnungen unter Beachtung der größeren Geländesprünge, welche die höhere Bauteilbiegesteifigkeit wieder kompensieren, zeigten, daß eine entscheidend andere Systemsteifigkeit gegenüber den derzeitigen Konstruktionen nicht zu erwarten ist.

Insgesamt werden mit diesen Bauwerken, die sich geometrisch, konstruktiv und herstellungstechnisch deutlich von den bisherigen abheben, neue Wege beschritten.

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) hat das hier vorgestellte Meß- und Untersuchungsprogramm im Hamburger Hafen durchgeführt, um die Sicherheiten von Einzelbauteilen und Gesamtsystem im Gebrauchszustand besser beurteilen zu können sowie die möglichst wirtschaftliche Erstellung solcher Bauwerke ermöglichen.

Der meßtechnische Teil wurde vom Amt für Strom- und Hafenbau, welches die Gesamtmaßnahme auch initiiert hat, finanziert. Das Amt ist Teil der Wirtschaftsbehörde in Hamburg und innerhalb der hamburgischen Verwaltung Bauherr für landeseigene Bauwerke im Hafengebiet des Stadtstaates.

Die sich anschließenden Untersuchungen werden im Rahmen des Forschungsauftrages „Erddruckentwicklung auf Kaimauern in Schlitzwandbauweise“ von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) mit getragen.

3 Ziele der Arbeit

„Zielsetzung der Naturwissenschaften ist die Feststellung der Zusammenhänge zwischen Ursache und Wirkung. Die Methode ist die Separierung der Einflüsse, der Parameter. Dies erfolgt experimentell oder analytisch mittels abstrahierter Denkmodelle.“ aus [Polony, 1987]

Die Einflüsse aller relevanten Parameter auf die Entwicklung der Spannungen und der Verformungen möglichst umfassend zu beschreiben, ist Ziel dieser Arbeit. Die sich dabei stellenden Aufgaben lassen sich in projektbezogene Nachweise, Entwurfskriterien für neue Kaimauerbauwerke und die Erweiterung und Vertiefung von Kenntnissen zur Meßtechnik und der numerischen Berechnung untergliedern.

3.1 Projektbezogene Nachweise

Bei der Entwicklung des Bemessungskonzeptes und der Festlegung der Berechnungsannahmen für die hier zu untersuchende Schlitzwand am O'Swaldkai wurde versucht, die Erfahrungen und Kenntnisse aus der Berechnung von Kaimauern in Spundwandbauweise angemessen zu berücksichtigen.

Ziel der projektbezogenen Nachweise ist deshalb die Diskussion der vom Amt für Strom- und Hafenbau gewählten Berechnungsansätze. Im einzelnen waren folgende Annahmen getroffen worden:

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

Die Aufgabe des hier vorgestellten Meß- und Untersuchungsprogramms war, zu überprüfen, inwieweit die getroffenen Annahmen die Wirklichkeit widerspiegeln. Aus diesem Ziel leiten sich direkt die für die Beurteilung der Richtigkeit der Annahmen erforderlichen Meßgrößen ab.

Die horizontalen Erddrücke als auf die Kaimauer einwirkende Lasten waren so zutreffend als möglich zu bestimmen. Die Lasten setzen sich aus effektiven und neutralen Spannungen zusammen, so daß die Messung von Erd- und Wasserdrücken erforderlich wurde. Wegen der verformungsabhängigen Spannungsentwicklung mußten die Bewegungen im Boden ergänzend registriert werden.

Die den Lasten entgegengesetzten Widerstände der Betonkonstruktion können nur aus der Kenntnis der Spannungs- und Dehnungsentwicklung im Inneren der Schlitzwand gewonnen werden. Es waren dementsprechende Meßsysteme, die wiederum durch Verformungsmessungen ergänzt werden mußten, zu installieren.

Die Bestimmung der Spannungs- und Verformungsentwicklung des Kontinuums aus Boden und Bauwerk sollte ermöglichen, den Ausnutzungsgrad und damit die rechnerische Sicherheit aller Einzelbauteile im Gebrauchszustand zu quantifizieren.

3.2 Entwurfskriterien für neue Kaimauern

Um den grundsätzlichen Unterschied zwischen der Analyse der am O'Swaldkai erstellten Kaimauer und der Entwicklung von Entwurfskriterien für neue Anlagen deutlich zu machen, sei Staub zitiert:

„Die Geburt der Statik als Wissenschaft in unserem Sinne wird auf das Jahr 1743 datiert, als die „tre mettematici“ ... ihr Gutachten über die Ursachen der Risse in der Peterskuppel in Rom vorlegten. Die Sanierung erfolgte nach Plänen des Professors für Mathematik an der Universität Padua und Wasserbauingenieurs (sic !) der Republik Venedig, Giovanni Poleni. Das Gutachten ist charakteristisch für die ganze weitere Entwicklung der Statik: es war ein NACHWEIS.“

Zunächst sind also die Erkenntnisse aus der Rückrechnung der Messungen und der Vergleichsberechnung auf der Basis der Finiten Elemente (FEM) in Schlußfolgerungen für die konstruktive Ausbildung (z. B. Kopfeinspannung), für den bautechnischen Ablauf (z. B. Zeitpunkt des Ankervorspannens) oder die statischen Berechnungsannahmen umzusetzen. Die primären Ziele leiten sich aus der Kenntnis der Entwicklung der Belastungen auf der einen und der Widerstände auf der anderen Seite ab.

„Entwerfen heißt entscheiden. ... Die Wissenschaft Statik ... dient zur Überprüfung der Entscheidungen, sie liefert also NACHWEISE. Zum Entwerfen brauchen wir aber VORWEISE...“ aus [Staub, 1987]

Die Ingenieuraufgabe besteht demzufolge nicht nur darin, die Erkenntnisse über das Tragverhalten der Kaimauerkonstruktion am O'Swaldkai in brauchbare Entwurfskriterien für die Erstellung neuer Anlagen umzusetzen. Es sind ebenso die Erfahrungen beim Bau und aus dem Betrieb der Kaianlagen im Hamburger Hafen [Wilde, 1992; Brückner, 1993] angemessen zu berücksichtigen sowie Ideen aus dem In- und Ausland zu neuen Bau- und Konstruktionsprinzipien zusammenzuführen.

Als Entwurfsprozeß im eigentlichen Sinne darf dieser Teil der Arbeit deshalb nicht verstanden werden, da die wesentlichen Schlußfolgerungen aus dem Nachweis der Spannungen und Verformungen gezogen werden.

3.3 Beurteilung von Messungen

Da sich die Ergebnisse der Analyse i. w. auf die durch Messung gewonnenen Zahlenwerte stützen, ist die Beurteilung von Qualität und Genauigkeit unerlässlich. Die Meßwerte können dann im Rahmen der durchzuführenden FE-Rechnungen in Kenntnis ihrer Verlässlichkeit, die auf der Grundlage statistischer Methoden anzugeben ist, in die Analyse eingeführt werden.

Das erste Ziel muß daher die Beschreibung der Möglichkeiten zur Verbesserung der Meßqualität und zur Verringerung von Meßfehlern sein.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Qualitätskriterien zur Beurteilung der Daten für verschiedenste Meßvorgänge angegeben. Dabei wird verlangt, daß deren Ermittlung in der Praxis ohne großen Aufwand im Rahmen der üblichen Auswertung möglich sein soll.

Im Einzelnen werden Spannungs- und Verformungsmessungen, die sich in die Gruppen elektrische und händische Messungen teilen lassen, bewertet. Die Untersuchungen zeigen die generelle Eignung verschiedener Meßverfahren und spezifizieren die Parameter, die wesentlichen Einfluß auf ihre Aussagegenauigkeit haben. Es werden allgemeingültige Erkenntnisse über den Einsatz geotechnischer Meßinstrumente und deren Handhabung gewonnen.

3.4 Numerische Ziele

Dem umfangreichen Meßprogramm ist eine umfassende numerische Berechnung auf der Basis der Finiten Elemente Methode (FEM) gegenüber zu stellen. Die für den Aufbau eines Strukturmodells für Kaimauern in Schlitzwandbauweise erforderlichen Rahmenbedingungen sind zu bestimmen und zu beschreiben.

Vorrangiges Ziel ist hierbei nicht die Entwicklung komplexer neuer Rechenalgorithmen und Stoffmodelle, sondern die Bereitstellung eines Berechnungsmodells, das eine praxisgerechte Lösung bei der Beurteilung von ähnlichen oder vergleichbaren Konstruktionen zuläßt. In dieser Arbeit wird versucht, die zur Abbildung aller relevanten Vorgänge erforderlichen Berechnungsschritte zu bestimmen und die in der Berechnung notwendigerweise zu berücksichtigenden stofflichen Verhaltensformen zu benennen.

Das Strukturmodell, das sich aus den drei Teilen stoffliche Modellierung, geometrische Modellierung und Bauablaufsimulation zusammensetzt, soll sowohl die Vorgänge am O'Swaldkai beschreiben, wie auch geometrische, konstruktive und mechanische Veränderungen angemessen widerspiegeln. Dadurch wird die Übertragbarkeit auf ähnliche Kaimauerkonstruktionen sichergestellt.

Durch Korrelation von Einzelaussagen soll mit Hilfe mathematisch statistischer Methoden eine Verbesserung der Modellqualität erreicht werden. Geeignete Verfahren werden ausgewählt, um in der anschließenden Anwendungsphase die erreichten Verbesserungen zu bewerten.

Die Bemühungen sollen über das bei einer back analysis normalerweise übliche Parameter- oder curve fitting qualitativ hinausgehen. Es wird erwartet, daß optimale Ergebnisse nur mit Hilfe iterativer oder adaptiver Modellierung erzielt werden können, d.h. mit Modellen bei denen die Modellbildung und die Eingangsgrößen in Abhängigkeit vom Ergebnis angepaßt werden können.

Einen Überblick über den geplanten Ablauf des Untersuchungsprogramms vermittelt das Flußdiagramm, welches in Bild 8 dargestellt ist.

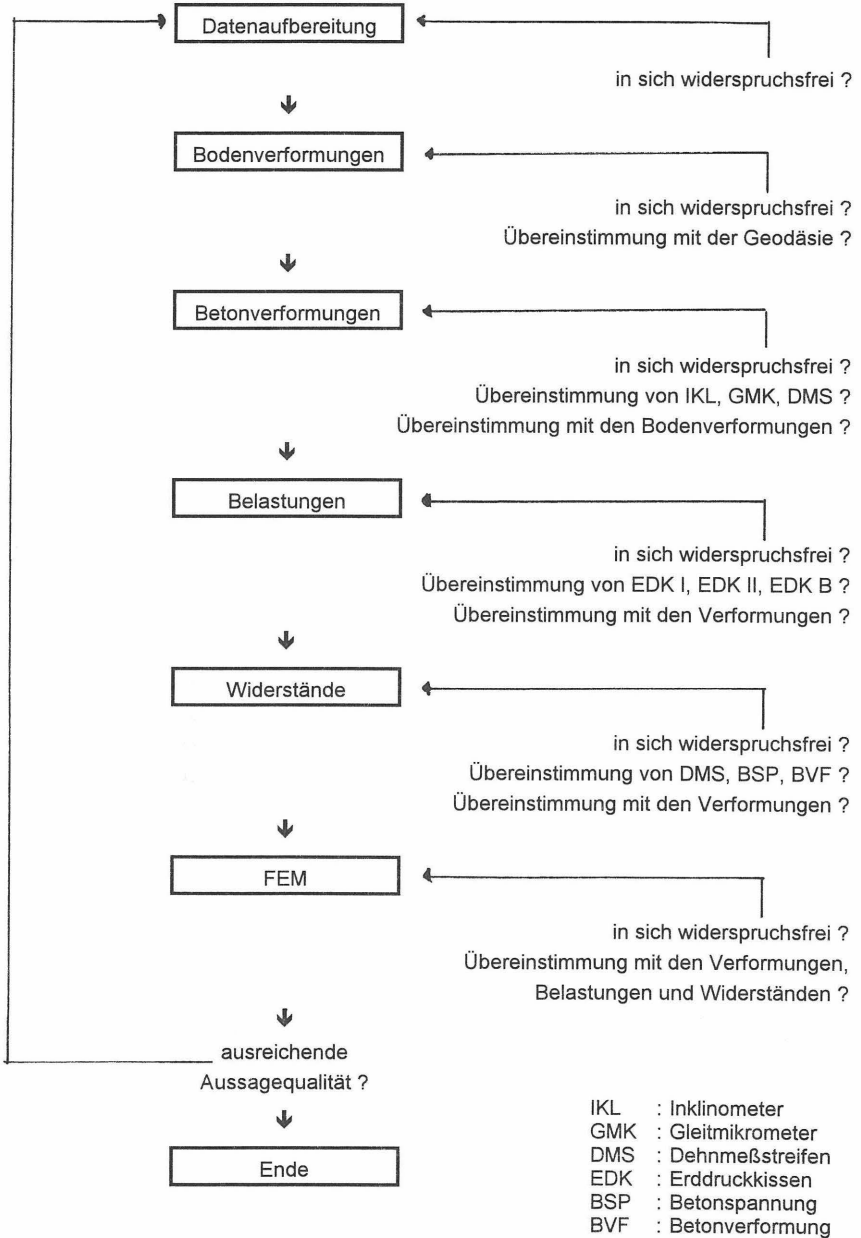


Bild 8: Iterativer Prozeß

4 Stand der Forschung

Erddrücke auf Grundbauwerke können, wie nachfolgend ausgeführt, auf drei verschiedene Arten bestimmt werden.

4.1 Analytische Berechnung

Üblicherweise beruht die Ermittlung der auf eine Kaimauer einwirkenden Lasten auf einer analytischen Berechnung, die sich auf die Bodenkennwerte Reibungswinkel und Kohäsion stützt. Die Ermittlung geschieht auf der Grundlage der bereits 1773 von Colulomb veröffentlichten theoretischen Ansätze.

Andere über die DIN 4085 hinausgehende Ansätze wie z. B. die Formulierung von Groß [1981] haben sich nicht durchgesetzt. Das erscheint insofern bemerkenswert, da sie von allgemeiner Gültigkeit sind und ihre Brauchbarkeit z. B. in [Schwing, 1991] nachgewiesen wurde.

Der Ablauf der Berechnung und die dabei einzuhaltenden Randbedingungen sind in den "Empfehlungen des Arbeitsausschusses Uferneinbauten, Häfen und Wasserstraßen" [EAU] abgedruckt. In Hamburg werden die allgemeinen Berechnungsvorschriften durch Musterblätter des Amtes für Strom- und Hafenbau im Detail ergänzt und erläutert.

Das Sicherheits- und Bemessungskonzept beruht auf der Einführung von abgeminderten Bodenkennwerten, sog. Rechenwerten, mit denen beim Standsicherheitsnachweis die Anforderungen an die globale Sicherheit erfüllt werden müssen. Die erdstatische Berechnung liefert dabei nur die Lasten, die in der statischen Berechnung des Bauwerks zu berücksichtigen sind.

Wesentlicher Mangel der analytischen Berechnung, wie sie oben beschrieben ist, besteht in der ungenügenden Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk. Die sich bei Kaimauerbauwerken einstellenden Spannungs- und Verformungsfelder können daher nicht im erforderlichen Maße Eingang in die Beurteilung der Standsicherheit finden [Schmidt, 1992].

In Frankreich ist die Berücksichtigung der Wechselwirkung von Boden und Bauwerk bereits üblich. Schon bei der Vorbemessung (!) der Wand wird das plastische Verhalten des Bodens zur Ermittlung der maßgebenden Erddrücke in die Berechnung eingeführt. Mehr und mehr werden auch dort die Ergebnisse FE-Vergleichsrechnungen gegenüber gestellt, obwohl auch hier die große Zahl erforderlicher geotechnischer Parameter ein nicht zu übersehendes Hindernis darstellt [Evers, 1993].

Die Übertragung der bisherigen Rechenansätze auf zukünftige Schlitzwandkonstruktionen muß in Frage gestellt werden, da sowohl die geometrischen Bedingungen (Geländesprunghöhe usw.) wie die anzuwendenden Bauverfahren außerhalb des bisherigen Erfahrungsbereiches liegen [Rodatz, 1992a].

Untersuchungen zur Erddruckentwicklung im allgemeinen liegen in großer Zahl vor. Eine umfassende und wegen ihrer Zusammenfassung in Tabellenform übersichtliche Darstellung der unterschiedlichsten Erddruckansätze sowohl für den Ruhedruck wie den aktiven Fall sind [Breymann, 1983] zu entnehmen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden nur die Autoren, die sich mit der Erddruckermittlung unter Berücksichtigung der Dehnungsbeanspruchung des Bodens oder des Verformungsverhaltens der Konstruktion befaßt haben, erwähnt.

Üblicherweise wird in der Bodenmechanik davon ausgegangen, daß sich im aktiven Grenz- zustand die nach der Theorie von Coulomb zu ermittelnden Erddrücke als kleinstmögliche Belastungen einstellen. Die zugehörigen Diagramme, die den Zusammenhang zwischen Wandbewegung und Erddruck darstellen, sind jedem geläufig.

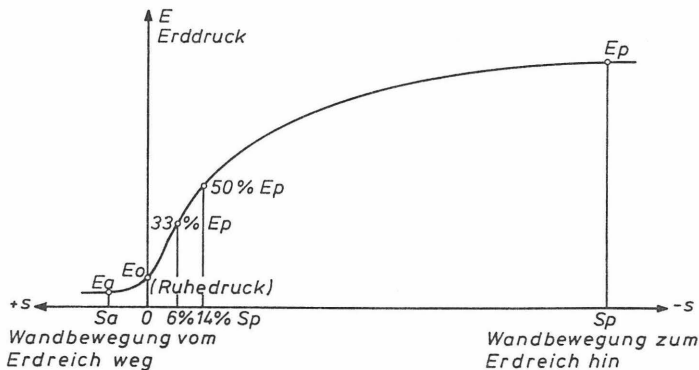


Bild 9: Erddruck und Wandbewegung, [Rodatz, 1995]

Der Kurvenverlauf weist für eine Bewegungsrichtung vom Boden weg kontinuierlich abnehmende Erddrücke aus.

Die Berücksichtigung der Abhängigkeit der Erddruckbeiwerte von der Größe der Wandbewegung ist von Jelinek auf der Grundlage von Modellversuchen mit

$$k = \chi \cdot (k_0 - k_a) + k_a \quad \text{aus [Hilmer, 1976]} \quad (1)$$

beschrieben worden. Die Gleichung stellt den Zusammenhang zwischen Erdruhedruck

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2)$$

und aktivem Erddruck

$$k_a = \tan^2 (45 - \varphi/2) \quad \text{für } \delta_a = 0 \quad (3)$$

dar. Der Parameter χ wird dabei als Funktion des Verdrehungswinkels α dargestellt.

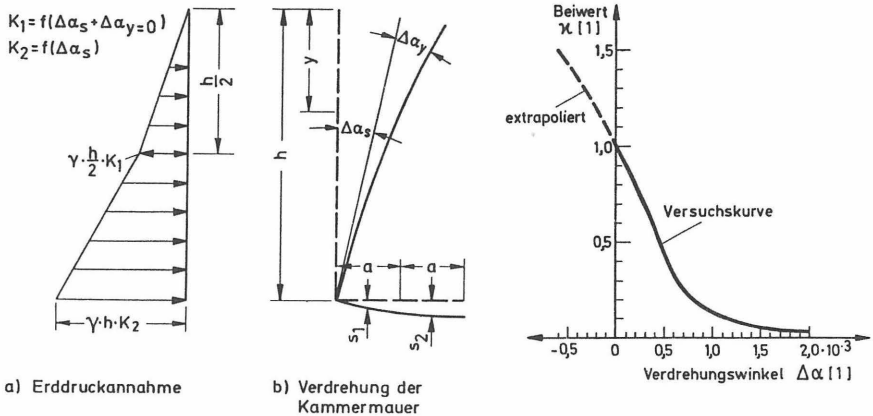


Bild 10: Beiwert $\chi = f(\alpha)$ zur Erddruckberechnung nach Jelinek, aus [Hilmer, 1976]

In der Arbeit von Hilmer [1976] werden zahlreiche Messungen an Schleusen im In- und Ausland angeführt. Die Untersuchungsergebnisse bestätigen i. w. die von Jelinek vorgeschlagene Ermittlung der Erddruckbeiwerte. Sie zeigen aber auch auf, daß für die Spannungen im Endzustand die Entwicklung der Erddrücke während des Bauablaufs eine wesentliche Rolle spielt. Ein Teil der eingepprägten Spannungen konnte nicht durch entsprechende Wandbewegungen abgebaut werden.

Nach den von Jelinek vorgeschlagenen Formeln wird der Erdruehdruck in Abhängigkeit vom Verdrehungswinkel der Wand bis auf den aktiven Erddruck reduziert.

Untersuchungen von Breymann [1983] haben jedoch gezeigt, daß durchaus kleinere Horizontalspannungen gemessen werden. In einem speziell zu diesem Zweck gebauten Versuchstand hat er umfangreiche Messungen der horizontalen Erddrücke vorgenommen.

Die Anlage zeichnete sich dadurch aus, daß alle Bodenteilchen einer Höhenlage den gleichen Dehnungen unterworfen wurden. Dies wurde zum einen durch die symmetrische Ausbildung des Kastens mit zwei sich in gleichem Maße um ihre Fußpunkte drehenden begrenzenden Wänden erreicht. Zum anderen sorgte ein Scherenmechanismus für die erzwungene Bewegung der aus schmalen vertikalen Lamellen bestehenden seitlichen Wandungen.

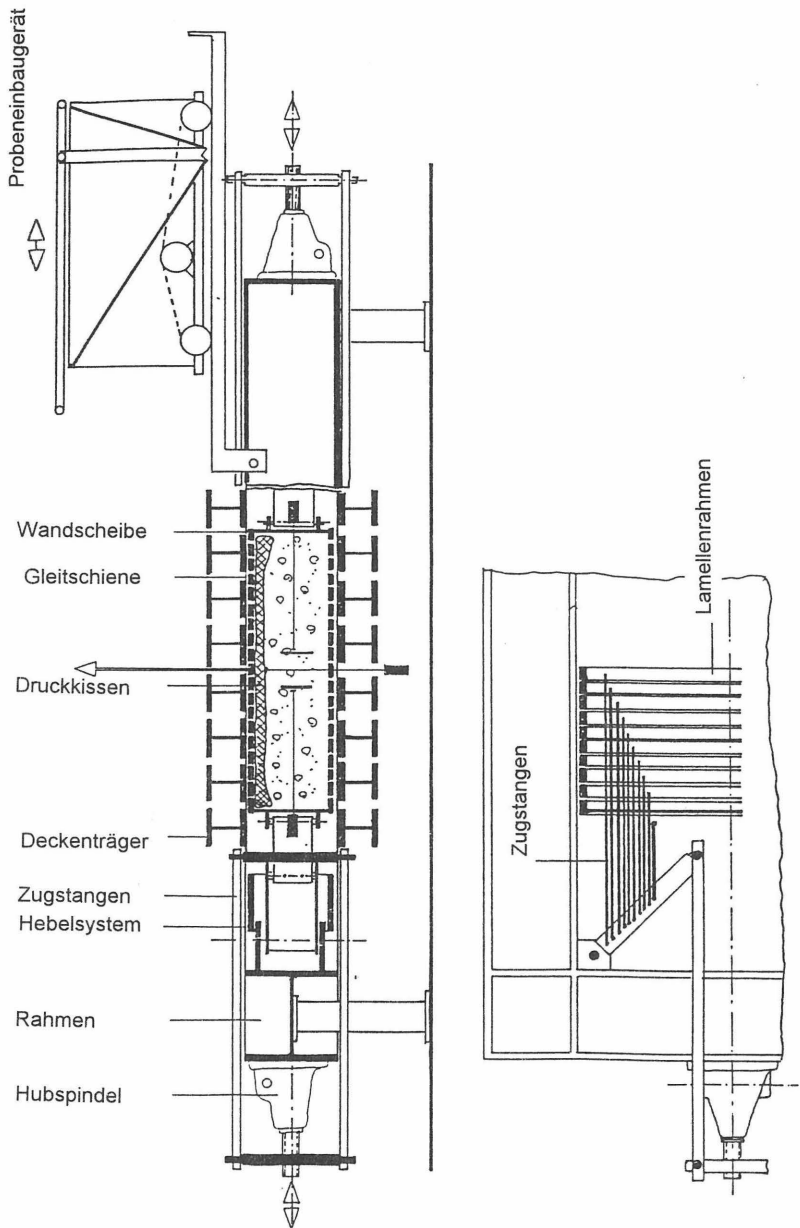


Bild 11: Versuchsgerät zur Erddruckbestimmung, [Breyman, 1983]

Bei allen durchgeführten Versuchen zeigte sich, daß in Abhängigkeit vom Dehnweg zunächst ein sog. Bruchpunkt erreicht wird, bei dem der zugehörige Erddruckbeiwert deutlich den k_{ah} -Wert unterschreitet. Erst bei steigenden Wegen nähert sich die Meßkurve asymptotisch von unten her (!) der Coulomb'schen Grenzlinie an.

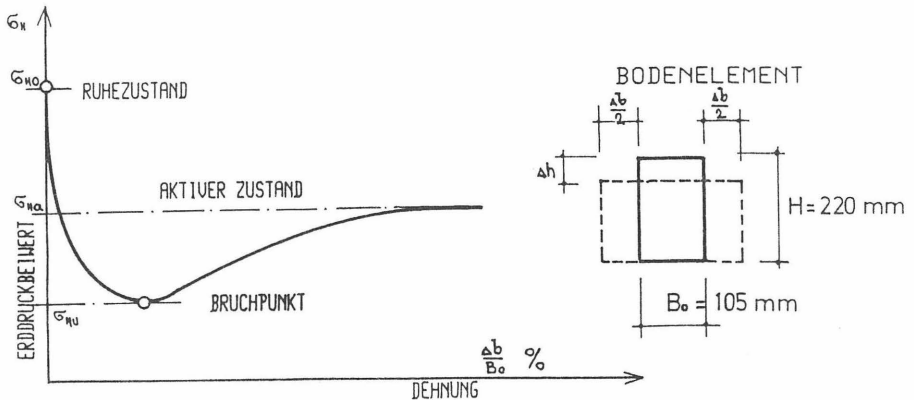


Bild 12: Dehnungs- Erddruckdiagramm, [Breymann, 1983]

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

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

Bild 13: Abminderung des k_a -Wertes aus den Versuchen, [Breymann, 1983]

Aus bodenmechanischer Sicht wird dies u. a. mit dem bei kleinen Spannungs- Dehnungszuständen mobilisierbaren Strukturwiderstand begründet.

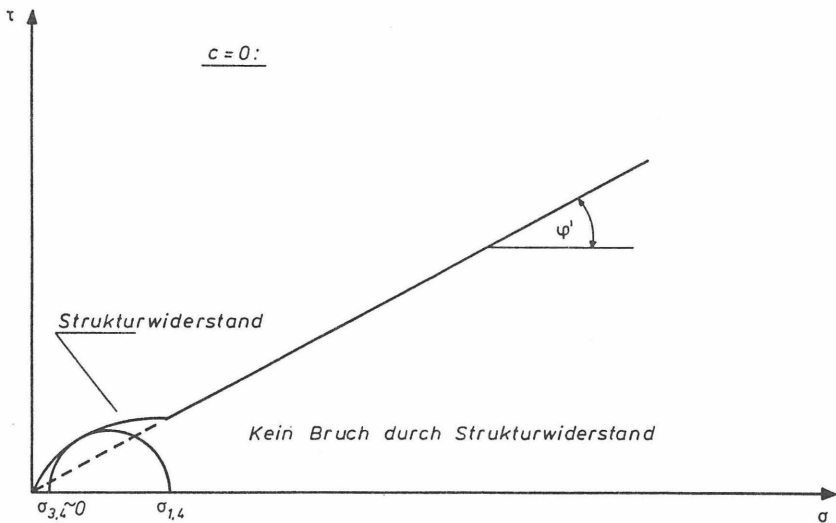


Bild 14: Strukturwiderstand, [Rodatz, 1990]

Verwendet man die Annahme von Kézdi [1969], daß der Scherwiderstand proportional zur Abscherarbeit ist, so ergibt sich:

$$\tan \varphi_r = (\tan \varphi - \Delta h / \Delta s) \max = \tau_r / \sigma \quad (4)$$

und der maximale Strukturwiderstand folgt zu

$$\tau_{st} = \tau - \tau_r \quad (5)$$

mit

- φ_r Reibungswinkel aus Reibungsanteil unter der Bedingung, daß keine Volumenänderung im Boden stattfindet
- φ Reibungswinkel aus Gesamtwiderstand
- τ_r Reibungswiderstand
- τ_{st} Strukturwiderstand
- τ Reibungs- und Strukturwiderstand
- Δs Scherverschiebung
- Δh vertikale Bewegung infolge Scherverschiebung

Mit den angegebenen Formeln läßt sich aus dem Scherverschiebungsdiagramm das Verhältnis von τ_{st} / τ_r bestimmen und damit Reibungsanteil und Strukturwiderstand z. B. gegenüber Einbautrockendichte oder Porenanteil darstellen.

In [Meißner et al, 1974] wird unter Bezug auf die Fließbedingung der Zusammenhang aus ähnlicher Perspektive beleuchtet und theoretisch hergeleitet.

$$F = C_1 \cdot II_s / I_{\sigma}^2 + C_2 \cdot III_s / II_s^{3/2} - 1 = 0 \quad (\text{Fließbedingung nach Gudehus}) \quad (6)$$

In Bild 15 ist der Parameter C_1 , der den Einfluß der zweiten Invarianten der Deviatorspannung (Erläuterung dazu im Abschn. 9.1 "Boden") quantifiziert, gegenüber der Porenziffer e^* aufgetragen. Der Verlauf der Kurven beschreibt hier die Eigenschaft des Fließkörpers, im niedrigeren Spannungsbereich einen größeren Aufweitungswinkel als für hohe Spannungen zu besitzen.

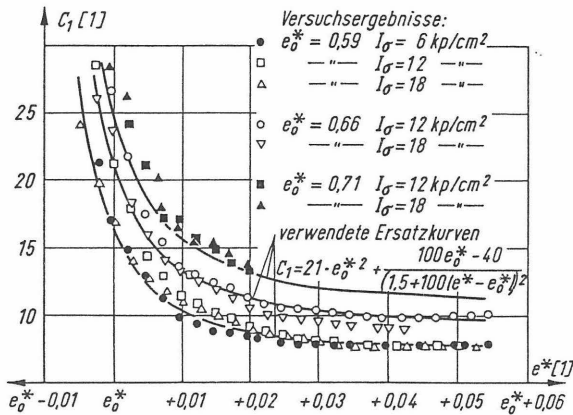


Bild 15: Analytische Beziehung für den Stoffparameter C_1 nach der Fließbedingung von Gudehus, aus [Meißner et al, 1974]

Den in vielen Arbeiten untersuchten Abhängigkeiten zwischen Dehn- oder Verformungsgeschwindigkeit und horizontaler Erddruckordinate braucht im Rahmen dieser Untersuchung keine Aufmerksamkeit geschenkt zu werden, da die Lastzyklen aus Tidewechsel für die vorkommenden Böden als quasistatisch betrachtet werden dürfen.

Zur Beurteilung der bodenmechanischen Situation in einem Tidehafen erscheint aber die Entwicklung der Steifigkeit unter zyklischer Beanspruchung von besonderer Bedeutung.

Gudehus weist in [GBT, Kapitel 4.4] darauf hin, daß die experimentelle und theoretische Erfassung des Verhaltens von Erdkörpern unter zyklischer Beanspruchung noch am Anfang steht. Demnach erscheint derzeit nur gesichert, daß bei ausreichender Standsicherheit asymptotisch ein Endzustand angestrebt wird, in dem die zyklischen Lastanteile schließlich elastisch aufgenommen werden. Weiterhin sei davon auszugehen, daß zyklisch deformierte Wände eine allmählich zunehmende Verspannung und damit Versteifung des Bodens bewirken.

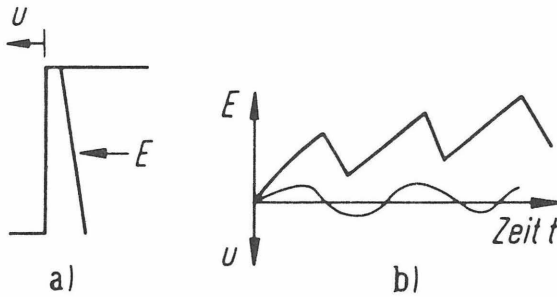


Bild 16: Zunahme der Erddrücke bei zyklischem Lastwechsel, [GBT]

[Teachavoranssinskun et al, 1994] zeigen demgegenüber, daß der maximale Steifigkeitswert nahezu unabhängig von der Lastwechselzahl ist. [Dong et al, 1994] weisen anhand umfangreicher Laboruntersuchungen nach, daß sich unterhalb einer Schergrenzdehnung für monotone und zyklische Beanspruchung gleiche Werte für Steifigkeit und Poissonzahl ergeben.

Die bereits erwähnten Messungen von [Hilmer, 1976] an zyklisch beanspruchten Schleusenkennerwänden deuten ebenfalls darauf hin, daß keine Zunahme der horizontalen Bodensteifigkeit und -spannung zu erwarten ist. Weiterführende Untersuchungen an der Universität Stuttgart von [Vogt, 1984] konnten dies bestätigen. Die auf der Grundlage von Modellversuchen das Verhalten des Bodens unter zyklischer Belastung beschreibenden Meßwertkurven sind in Bild 17 angefügt.

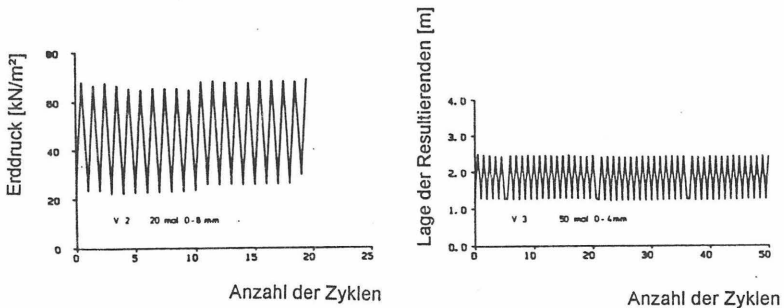


Bild 17: Entwicklung des Erddrucks und der Lage der Resultierenden bei wiederholter Wandverschiebung, [Vogt, 1984]

4.2 Numerische Berechnung

Die Eingangsgrößen für numerische Berechnungen sind wesentlich zahlreicher als bei einer analytischen Rechnung. Es müssen alle das Spannungs- und Verformungsverhalten des Bodens und des Bauwerks beschreibenden Größen bekannt sein. Damit kann im einfachsten Fall eine linear elastische Rechnung durchgeführt werden. Je nach Aufgabenstellung kann es erforderlich werden, stoffliche Nichtlinearitäten, z. B. Zugversagen, Schubbruch oder Zeitabhängigkeiten in die Analyse mit einzubeziehen.

Die „Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik“ [EAN] beschreiben die wesentlichsten Anforderungen an ein FE-Strukturmodell. Sie enthalten Angaben zur Abbildung der Geometrie, zur Diskretisierung, zur Simulation von Primärspannungs- und Bauzuständen sowie zur Wahl der Stoffgesetze. Die Empfehlungen sind im Rahmen dieser Arbeit berücksichtigt worden und im entsprechenden Textabschnitt im Detail erläutert, so daß sich hier eine umfassendere textliche Darstellung erübrigt.

Der Aufbau solcher Modelle, z. B. auf der Basis Finiter Elemente, ist für die praktische Anwendung normalerweise zu komplex. Wissenschaft und Forschung haben sich der Bestimmung der auf Kaimauerbauwerke einwirkenden Erddrucklasten auf der Basis kontinuumsmechanischer Modelle bisher nur wenig angenommen. Die Untersuchungen beschränken sich im allgemeinen auf die Analyse eines Teilproblems. Eine Vielzahl solcher Einzelprobleme ist inzwischen diskutiert worden.

Ziel dieser Arbeit ist es, eine zutreffende Strukturmodellierung auf der Basis bekannter Methoden zu entwickeln, die sich auf das notwendige Maß bei der Einführung komplexer Berechnungsalgorithmen und Stoffgesetze beschränkt.

Damit wird kritischen Anmerkungen zur Entwicklung der Strukturmodelle Rechnung getragen. Die Ingenieure werden aufgefordert, der Versuchung zu immer größerer Vielfalt und weiterer Verfeinerung im Detail zu widerstehen und mehr an der Reduktion auf einfachere, ganzheitliche und in sich konsistente Entwurfsmodelle zu arbeiten [Duddeck, 1993].

4.3 Messung

Neben der üblicherweise rein visuellen Überprüfung von ausgeführten Konstruktionen werden auch zunehmend Messungen an Bauwerken durchgeführt. Die Messungen an Kaimauern beschränken sich zum größten Teil auf die Kontrolle der Verformungen während der Bau- oder Betriebsphase. Sie können als Bauwerksüberwachung bezeichnet werden und dienen i. w. der Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Anlagen.

Im Hamburger Hafen werden an Kaimauerbauwerken seit vielen Jahren Messungen durchgeführt. Beispielhaft seien die umfangreichen von Sass [1990] vorgestellten Neigungs- und Setzungsmessungen sowie die Pfahl- und Ankerkraftbestimmungen erwähnt.

Im Abschnitt 15 „Vergleich mit Ergebnissen anderer Untersuchungen“ sind drei Meßprogramme im In- und Ausland ausführlich erläutert und den eigenen Messungen gegenübergestellt.

Die Meßergebnisse werden in nahezu allen Arbeiten keiner Bewertung unterzogen. Eine Beurteilung der Aussagequalität oder die Bestimmung von Vertrauensbereichen auf der Basis statistischer Methoden wird nicht durchgeführt. Die Meßdaten und die daraus rückgerechneten Spannungen und Verformungswerte werden meist als gegeben angenommen und als verlässlich dargestellt. Dies ist insoweit verwunderlich, da daraus maßgebliche Schlüsse gezogen und Berechnungsgrundlagen modifiziert werden sollen. Genauso wie analytische oder numerische Berechnungen auf Angemessenheit der gewählten Systemidealisationen und der rechnerischen Richtigkeit geprüft werden, so sollte auch das Meßergebnis einer intensiven und grundsätzlichen Kontrolle unterliegen. Es darf auch behauptet werden, daß dem großen Aufwand, der zum Teil erforderlich ist, um die Meßdaten zu erhalten, eine angemessene Beurteilung und Auswertung gegenüber stehen sollte.

Selbst bei so wichtigen und umfangreichen Arbeiten wie denen von Weißenbach [1963, 1993] wird diesem Gesichtspunkt nur wenig Aufmerksamkeit gewidmet.

Ausnahmen von der allgemeinen Beobachtung bilden nur Untersuchungen, die sich ausschließlich mit der Bestimmung der Qualität geotechnischer Messungen befassen. So wurden z. B. von Blümel [1991] oder Sappa et al [1995] umfangreiche Arbeiten zur Bewertung von Inklinometermessungen vorgestellt.

Im Rahmen der Voruntersuchungen [Maybaum, 1991] sind die an der in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauer am Athabaskakai im Hamburger Hafen durchgeführten Messungen analysiert worden. Es wurde aufgezeigt, daß nur ein an der Gesamtaufgabe orientiertes umfassendes Meßkonzept, das eine Gleichgewichtigkeit aller Untersuchungskomponenten beinhaltet, zum Ziel führen kann.

Ein gutes Beispiel für die konsequente Bearbeitung einer geotechnischen Meßkampagne stellt der von der Universität Karlsruhe an einer Spundwand im Sandboden durchgeführte Feldversuch dar. Zur Vorbereitung gehörten nicht nur Biegeversuche zur Kalibrierung der Dehnungsmeßstreifen im Labor, sondern auch ein umfangreiches Prüfprogramm zur Kontrolle der Erddruckmessungen in situ. Die Fachwelt war zugleich gebeten worden, die Versuchsergebnisse zu prognostizieren. Von den 43 eingereichten Prognosen verfehlten 33 die Verformungen und Biegemomente um mehr als 100% (!). Keine der Prognosen vermochte ein einigermaßen realistisches Bild der Erddruckverteilung zu entwerfen [von Wolfersdorff, 1994].

Eine ganzheitliche Betrachtung des Kontinuums Boden-Bauwerk auf der Grundlage umfangreicher, bewerteter Messungen ist nicht üblich. Messungen für wissenschaftliche Zwecke, mit dem Ziel Eingangs- und Zustandsgrößen für die numerische Analyse einer Kaianlage zu erhalten, sind bisher nur unter dem Gesichtspunkt der Lösung von Teilproblemen durchgeführt worden. Insgesamt kann deshalb festgehalten werden, daß methodische Untersuchungen zur Beschreibung des Gesamtproblems nicht vorliegen.

4.4 Zusammenführung von Meß- und Rechenwerten

Die Zusammenführung von Meß- und Rechenwerten ist ein inverses Problem. Da bereits bei einem statisch bestimmten Biegebalken zu einer gemessenen Verformungsfigur bei Berücksichtigung der Streuung der geometrischen und stofflichen Parameter viele Belastungszustände gehören, erscheint es einsehbar, daß bei einem weitaus komplizierteren System wie der untersuchten Kaianlage eine Lösung im mathematischen Sinne unmöglich ist.

Neben der hohen Anzahl von unterschiedlichen Baugliedern und Baustoffen gehen in die Rückrechnung auch die Effekte stofflicher und geometrischer Nichtlinearitäten ein, damit ist das Problem theoretisch nicht mehr eindeutig lösbar. Erst Intuition, Erfahrung und Korrelationsbildung können Eindeutigkeit im ingenieurmäßigen Sinne sichern [Duddeck, 1993].

Der Themenbereich ist wegen der Komplexität derzeit noch Gegenstand intensiver Forschung. Die Grenze zwischen Nach- und Rückrechnungen auf der einen und Lösungsansätzen zur inversen Modellbildung auf der anderen Seite werden von vielen Autoren - bewußt oder unbewußt - verwischt.

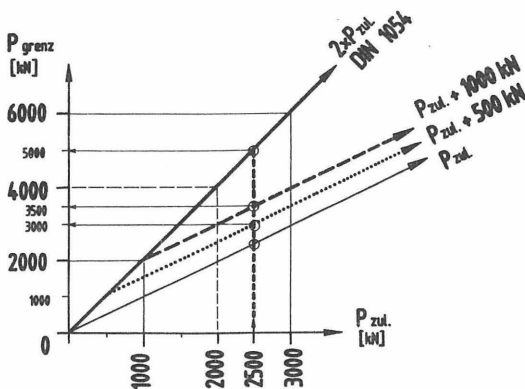
Eine lesenswerte Zusammenstellung, die einen guten Überblick über den Stand der Forschung gibt, ist das von Bui und Tanaka herausgegebene Werk „Inverse problems in engineering mechanics“ [1995]. Hier weist auch Natke [1995] auf die vielen ungelösten Aufgaben bei nichtlinearen Probleme hin und stellt fest, daß die Bereitstellung allgemeingültiger Strategien unmöglich erscheint.

5 Nachweiskonzepte

5.1 Ansatz von Sicherheiten

Ein in sich geschlossenes Gesamtkonzept bei der Beurteilung geotechnischer Fragestellungen liegt nicht vor. Von vielen Autoren wird insbesondere die fehlende Verzahnung der Sicherheitsbestimmung in Übergangsbereichen zwischen einzelnen Normen und Vorschriften kritisiert.

So wird von Schmidt [1992] die Berücksichtigung der Einzelwertigkeit, womit der zu erwartende Schaden beim Versagen des Einzelbauteils gemeint ist, angemahnt. Auch die Verwendung eines konstanten Sicherheitszuschlags statt eines Sicherheitsfaktors von 2,0 nach DIN 1054 wird zumindest bei großen Pfahllasten für angemessener gehalten.



Beispiel :

$$\begin{aligned} P_{\text{zul.}} \times 2 &= 5000 \text{ kN} \\ P_{\text{zul.}} + 1000 &= 3500 \text{ kN} \\ P_{\text{zul.}} + 500 &= 3000 \text{ kN} \\ P_{\text{zul.}} &= 2500 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bild 18: Vorschlag von Sicherheitszuschlägen am Vertikaldruckpfahl, [Schmidt, 1992]

Einen bemerkenswerter Vorschlag ist die Forderung, die baustatische Prüfung durch eine geotechnische zu ergänzen. Wegen der Relevanz der vom Geotechniker festgelegten Eingangswerte für die Berechnung und Bemessung der Konstruktion ist dem nur zuzustimmen. Die damit bei [Schmidt, 1992] verbundene Hoffnung zu insgesamt höheren Rechenwerten oder geringeren Sicherheitsanforderungen zu gelangen, mag allerdings eher eine trügerische sein.

Die Umstellung der deutschen Normung auf die in den zukünftigen europäischen Vorschriften verankerte Teilsicherheitsbetrachtung wird vielleicht einige Vorteile bringen. So darf erwartet werden, daß die Anzahl von Versuchen oder Probelastungen sowie die Versagensrelevanz eines Einzelbauteils angemessener als bisher in die Bemessung Eingang finden.

Versuche von Gudehus [1994], umfassende und allgemeingültige Strategien zur Beschreibung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik zu definieren, müssen derzeit noch als theoretische Ansätze gelten.

5.2 Derzeitiges Nachweiskonzept

Das derzeitige Nachweiskonzept stellt eine Berechnung in Teilschritten dar. In jedem Rechenschritt ist eine Transformationsvorschrift anzuwenden, der eine entsprechende Modellvorstellung zugeordnet ist. Das Vorgehen wird am Beispiel der Erddruckermittlung erläutert.

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

In diesem Abschnitt wird die Beschreibung der einwirkenden Lasten auf Erd- und Wasserdrücke beschränkt. Betrachtet man die für den O'Swaldkai 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 (s. auch Abschn. 3.1).

Das Nachweiskonzept arbeitet mit der Einführung von abgeminderten Bodenkennwerten, deshalb ist der im Labor ermittelte Reibungswinkel φ' (Meßwert) auf einen Rechenwert $\text{cal } \varphi'$ abzumindern [EAU, Abschnitt 0.1.1].

$$\text{cal } \tan \varphi' = \tan \varphi' / 1,1 \quad (7)$$

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

Eine Kohäsion c' 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 [Strom- und Hafenbau] wird dabei in Abhängigkeit von Konstruktionshöhe, Pfahlquerschnitt und -abstand eine Erhöhung des Reibungswinkels auf bis zu $37,5^\circ$ zugelassen.

$$\varphi_{\text{rech}} = \text{cal } \varphi' + \Delta\varphi' \quad (8)$$

Diese Erhöhung führt rechnerisch zu kleineren Erddrucklasten.

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

$$I_{\text{ideell}} = I \cdot f_{\text{red}} \text{ (Abminderung)}$$

Beim O'Swaldkai hat man sich für die Einspannung der Schlitzwand in die Kaiplatte entschieden. Durch Ausbildung der Kaikopfkonstruktion als biegesteife Rahmenecke wird der Schnittkraftverlauf günstig beeinflusst. Die Verringerung der maximalen Wandbiegemomente wurde durch Voutung der Platte im Anschlußbereich an den Kaikopf zur Aufnahme von Einspannmomenten ermöglicht.

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

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

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

Um die Auswirkungen der verschiedenen Erhöhungs- und Abminderungsfaktoren zu verdeutlichen, sind die Zusammenhänge in Bild 20 für $\delta_a = 2/3$ φ grafisch dargestellt. So ergibt sich für einen Reibungswinkel von $\varphi' = 32,5^\circ$ ($k_{ah} = 0,25$) unter Berücksichtigung aller Zuschläge und Abminderungen ein ideeller k_{ah} -Wert von nur 0,13, das entspricht ungefähr 50% des Wertes, der sich aus dem originären Meßwert ergibt.

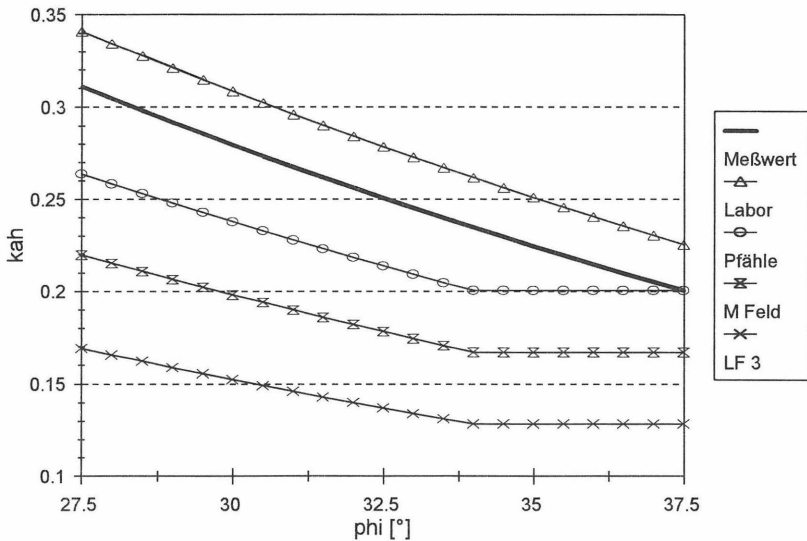


Bild 20: k_{ah} Wert in Abhängigkeit von Reibungswinkel und Korrekturfaktor

5.3 Rückrechnung von Beanspruchungen aus Meßwerten

Die Rückrechnung von Beanspruchungen 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-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 [Maybaum, 1991] hat das IGB-TUBS im Auftrag von Strom- und Hafenbau, Hamburg eine Meßwertanalyse der ebenfalls in Schlitzwandbauweise hergestellten Kaimauer am Athabaskakai durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Arbeit haben die Konzeption des Meß- und Untersuchungsprogramms entscheidend beeinflusst. Es konnten sowohl Anforderungen für die Qualität der Aufnahmesysteme, wie über die Anzahl der Meßwertgeber angegeben werden.

6.2 Konstruktion

Die am O'Swaldkai West durchgeführte Baumaßnahme läßt sich in drei Teilabschnitte gliedern:

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

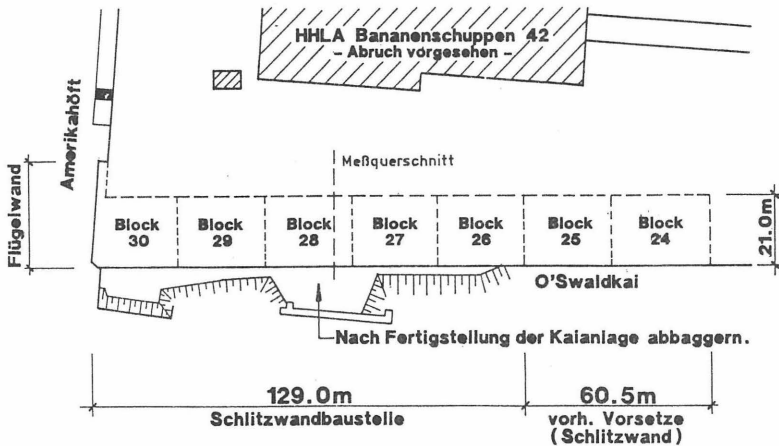


Bild 22: Lageplan O'Swaldkai West, [Böttger et al, 1992]

Die ausgeführte Kaikonstruktion hat eine Bauhöhe von 27,0 m, die Schlitzwand eine Herstellungstiefe von 25 m. Die Dicke der Schlitzwand beträgt 1,2 m, die Lamellenbreite wurde mit 4,35 m festgelegt. In diese Lamellen, die jeweils durch Flachfugenelemente gegen das Erdreich bzw. den im nächsten Arbeitsgang abzubaggernden Abschnitt abgeschalt wurden, sind zwei gleichartige, nebeneinander liegende Bewehrungskörbe eingesetzt worden. Der Oberbau befindet sich auf einer Höhe von ca. 6,0 m über NN, die Berechnungstiefe liegt bei NN -15,00 m, d.h. 2,0 m unter Hafensohle. Damit ergibt sich eine Geländesprunghöhe von 21,0 m.

6.3 Baugrund

Der eiszeitlich geprägte Baugrund im Hamburger Hafen besteht in den oberen Lagen aus holozänen Klei-, Torf- und sandigen bis kiesigen Schichten. Sie reichen von der üblichen Geländeöhe bei NN +6 m bei einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung bis in Tiefen von NN -8 m.

Die bis NN -17 m folgenden eiszeitlichen, pleistozänen Mittelsand- und Grobsand-/Grobkiesschichten liegen auf einer tertiären Schicht aus Glimmerton, Beckenton und Bekkenschluff.

Problematisch für die Herstellung der Kai konstruktion sind die im Übergangsbereich von den pleistozänen zu den tertiären Schichten vorhandenen Geröllschichten, in die große Steine eingelagert sein können. Im vorliegenden Fall des O'Swaldkais ist die Durchdringung der in ca. NN -17 m vorhandenen ausgeprägten Geröllschicht und Einbindung der Kai-mauer in den bei ca. NN -18 m anstehenden harten Glimmerton notwendig.

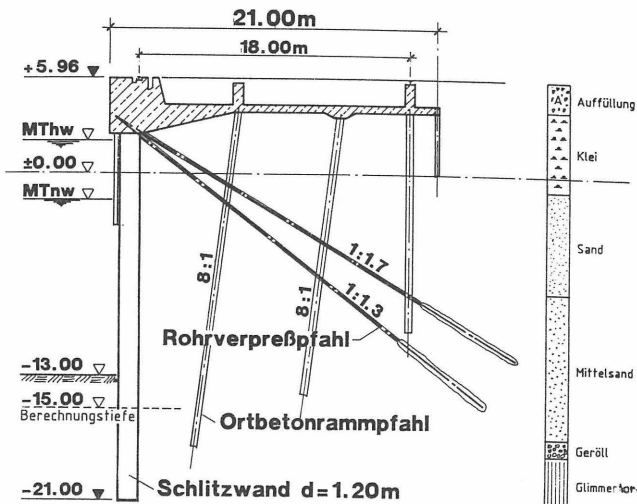


Bild 23: Querschnitt O'Swaldkai West, [Böttger et al, 1992]

6.4 Meßkonzept

Über die unterschiedlichen und zum größten Teil voneinander unabhängigen Meßsysteme sollten Kenntnisse über die Spannungs- und Verformungszustände gewonnen werden. Dabei wurden die Messungen sowohl auf der Lastseite, d.h. im Erdreich wie auch auf der Widerstandsseite, d.h. in der Stahlbetonkonstruktion durchgeführt.

Die dem Meßkonzept zu Grunde liegende Idee ist in Bild 24 dargestellt.

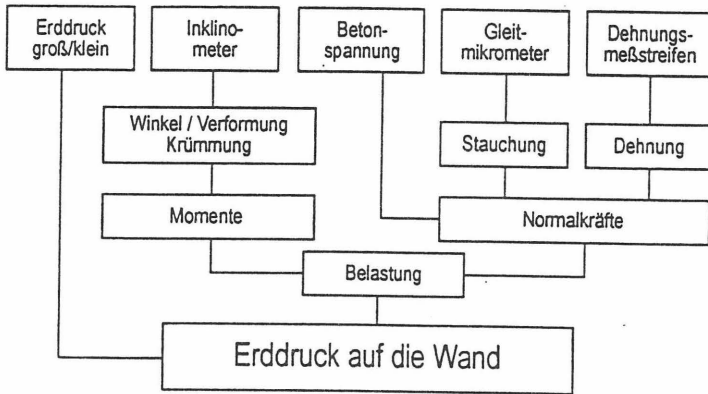


Bild 24 : Meßkonzept

Die Bestimmung der technischen Anforderungen und die Festlegung der Meßwertgeberzahl wurde auf der Grundlage systematischer Entscheidungsprozesse getroffen.

Die zu beachtenden Randbedingungen sind von Dunicliff im Standardwerk „Geotechnical instrumentation for monitoring field performance“ zusammengestellt. Dort werden die spezifischen Aspekte einer strukturierten Planung, einer angemessenen Vertragsgestaltung, der Qualitätsprüfung und Kalibrierung durch den Hersteller und der Meßwerterfassung und -verarbeitung diskutiert. Eine der grundsätzlichen Anregungen sei aus einem Aufsatz von Dunicliff [1995] zitiert.

„Every instrument on a project should be selected and placed to assist with answering a specific question: if there is no question, there should be no instrumentation.“

Die Konzeption des Meßprogramms wurde demzufolge aus den zu beantwortenden Fragen heraus entwickelt. Es beruhte zum einen auf den im Rahmen der Vorstudie [Maybaum, 1991] gewonnenen Erkenntnissen; zum anderen berücksichtigte es den im Abschnitt 4 „Stand der Forschung“ beschriebenen Wissensmangel.

Wie in Bild 24 dargestellt, erhält man verschiedene Meßgrößen, die alle zum Ziel haben, den Erddruck, der auf die Schlitzwand wirkt, zu ermitteln. Die Bestimmung einzelner Rechengrößen aus möglichst unabhängigen Meßvorgängen (z. B. Ermittlung der Momente aus DMS, Inklinometer, Gleitmikrometer) ergibt ein im mathematischen Sinne überbestimmtes System. Die dem ausgeführten System innewohnende Redundanz ermöglicht den rechnerischen Abgleich der Ergebnisse mit dem Ziel verbesserter Aussagewahrscheinlichkeiten.

Bei geotechnischen Meßkonzepten empfiehlt sich u. a. wegen der Gefahr von Meßgeberdefekten eine mehrfache Erfassung der Leitgrößen. So wurden z. B. insgesamt 13 Erddruckkissen an fünf Tiefenpositionen eingebaut, um beim Ausfall einiger Komponenten auf wesentliche Aussagen nicht verzichten zu müssen, da das einzige Meßsystem, das eine direkte Aussage über den Horizontalspannungszustand im Boden hinter der Schlitzwand geben kann, das Erddruckkissen ist. Alle anderen Messungen (DMS-Systeme, Betonspannungsgeber, Inklinometer, Gleitmikrometer) geben nur indirekt Auskunft, die zudem auf der Grundlage mathematisch physikalischer Annahmen in Lasten umgesetzt werden müssen.

Bei der Auswertung dieser Meßgrößen muß das Tragverhalten der Betonkonstruktion mit herangezogen werden. Dabei müssen alle Ungewißheiten, z. B. ob sich das verformte Betonbauteil im Zustand I oder im Zustand II befindet, angemessen berücksichtigt werden. Als wesentlicher Eingangsparameter muß hierfür der Elastizitätsmodul des Betons bekannt sein. Aus diesem Grunde wurden Rückstellproben hergestellt und Kernbohrungen ausgeführt. Zur Gewährleistung eindeutiger geometrischer Verhältnisse sind Zusatzmaßnahmen ergriffen worden, wie sie z. B. in Abschnitt 11.5 „Herstellung der Kaiplatte“ beschrieben sind.

6.4.1 Meßquerschnitte

Es wurden zwei Meßquerschnitte eingerichtet, ein sehr umfangreich ausgestatteter Hauptmeßquerschnitt und ein nur mit Inklinometerrohr und drei "Großen Erddruckkissen" bestückter Nebenquerschnitt. Die elektrischen Geber wurden in fünf Tiefenpositionen im Bereich der Schlitzwand und an drei Stellen im Bereich der Kaiplatte eingebaut.

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

Bild 25 : Elektrische Meßsysteme im Schlitzwandbereich

Die Lage der übrigen Geber und der Meßrohre ist Bild 26 zu entnehmen.

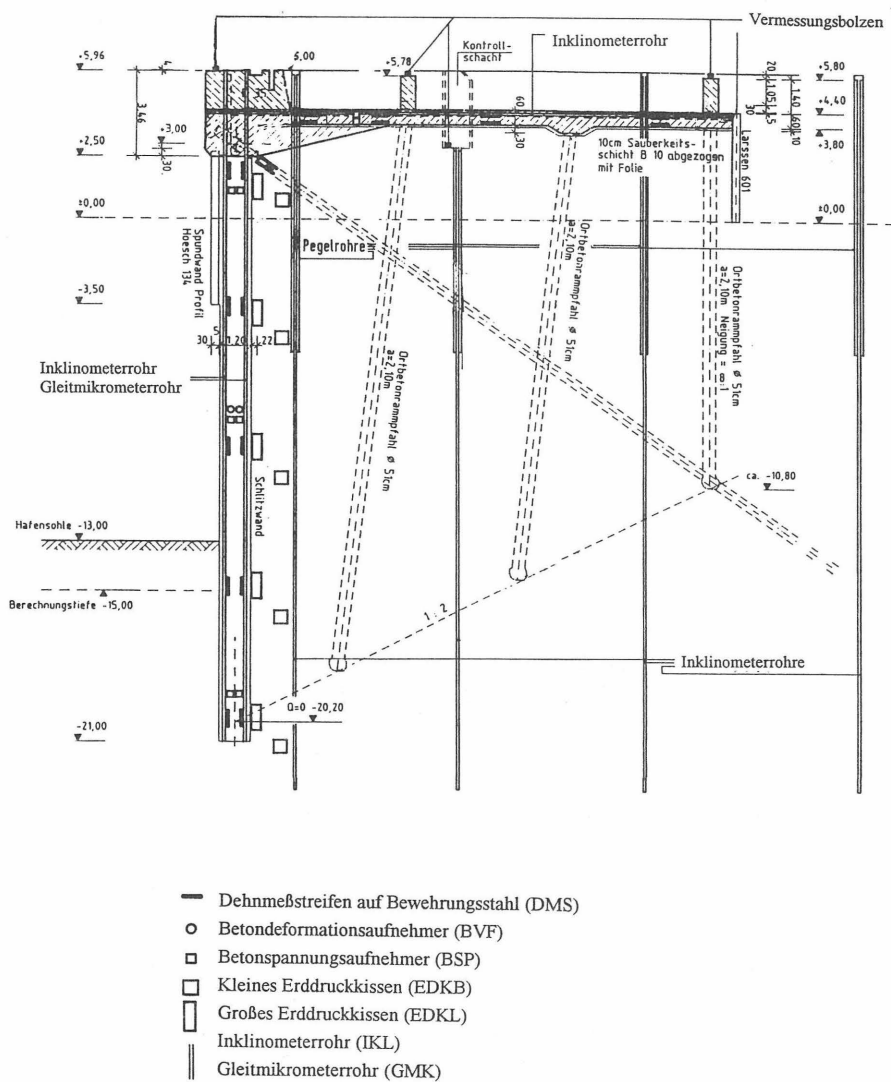


Bild 26: Hauptmeßquerschnitt, Block 28

Als Geber kamen handelsübliche, aber den speziellen Bedingungen angepasste, Meßsysteme mit elektrischer Datenerfassung zum Einsatz. Die Meßwertaufnahme sollte kontinuierlich erfolgen; um eine für alle Geber kompatible Lösung zu ermöglichen, fiel die Entscheidung zugunsten einer elektrischen Datenaufnahme.

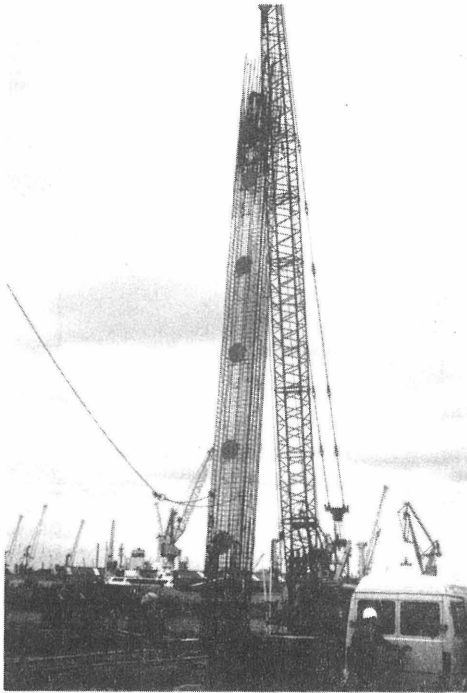


Bild 27: Mit Meßgebern bestückter Bewehrungskorb vor dem Einbau

Die Verwendung mehr oder minder standardisierter Produkte gewährleistete die Nutzung der Erfahrungen von Herstellern und Anwendern, die bei vergleichbaren Aufgabenstellungen erworben wurden. Hierdurch ergaben sich auch erhebliche Kostenvorteile.

Eine Ausnahme bildeten die vom IGB-TUBS selbst entwickelten großflächigen Erddruckkissen. Die zur Ausführung gekommene Variante besitzt einen Durchmesser von ca. 800 mm. Die Geber bestehen aus 2 mm starken Stahlblechen und einem abstandhaltenden Ringprofil von 30 · 20 mm. Sie sind mit Hilfe des Elektronenstrahlverfahrens verschweißt und besitzen einen Klappmechanismus, der das Andrücken der Kissen gegen das anstehende Erdreich nach Absenken des Schlitzwandbewehrungskorbes ermöglicht. Die einfache, aus vielen Ideen ausgewählte Lösung, zeigen die Bilder 28 und 29.

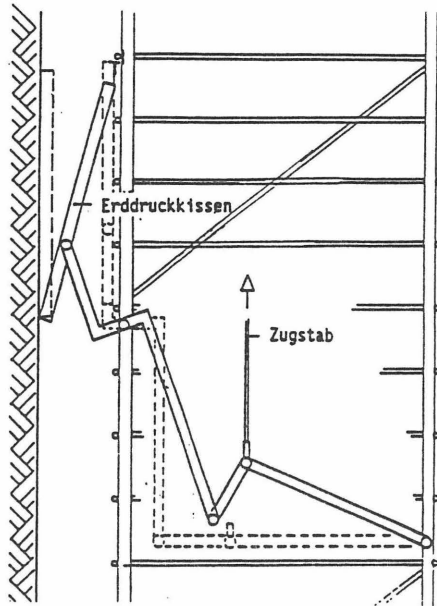


Bild 28: Systemskizze Großes Erddruckkissen

In der Einbauposition ist das Erddruckkissen durch den Mechanismus fest an den Bewehrungskorb angespannt. Nach dem Einhängen des Bewehrungskorbes in den Schlitz 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, beim Herausdrücken des Erddruckkissens die Bentonitsuspension nach oben auszupressen.

In der Endposition wird das Erddruckkissen durch die Zugkraft der Zugstäbe, die am Schlitzwandkopf an der Bewehrung befestigt wurden, und durch den Betondruck an den Boden angepreßt. In Bild 29 ist ein "Großes Erddruckkissen" am Bewehrungskorb nach der Montage im vorgeklappten Zustand dargestellt.

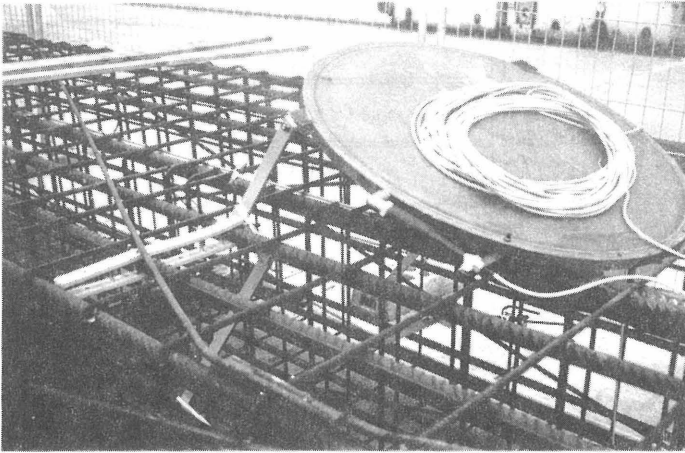


Bild 29: Großes Erddruckkissen nach der Montage

6.4.2 Meßwerterfassung

Die Erfassung und Aufzeichnung aller Messungen - bis auf die Inklinometer-, Gleitmikrometer und Setzungslotmesswerte, die durch manuelles Einführen der Meßsonden ermittelt wurden - erfolgte kontinuierlich in frei wählbaren Zeitintervallen. Dazu stand ein 60-Kanal Analog-Digitalwandler des Typs „autolog 2500“ der Firma Peekel Instruments mit einer Auflösung von 14 bit zur Verfügung, der über ein Meßkabel mit dem in einem Abstand von ca. 100 m in einem Meßcontainer platzierten Rechner gekoppelt war.

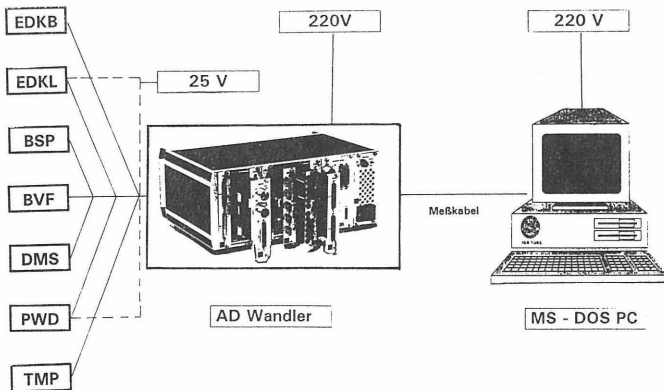


Bild 30: Elektrischer Anschluß der Meßwertgeber an AD-Wandler und PC

7 Auswertung der Messungen

Die Auswertung der großen anfallenden Datenmenge setzt eine entsprechende Organisation der Datenverwaltung voraus.

Da die Meßwerte zum größten Teil über die elektrische Datenerfassung mittels AD-Wandler aufgenommen wurden, lagen sie bereits in EDV gerechter Form vor. Die Inklinometer- und Gleitmikrometermeßgeräte ließen ebenfalls die direkte Übertragung der Meßdaten auf einen PC zu. So blieb nur noch die Eingabe der Protokolle der Nivellements und Setzungsmessungen als manuelle Erfassungstätigkeit übrig. Durch die elektronische Datenverarbeitung war es möglich, den sofortigen Zugriff auf alle das Projekt betreffenden Daten zu gewährleisten.

Die Durchführung mehrmonatiger auch während der Bauzeit laufender Meßprojekte kann nur zum Erfolg führen, wenn alle anfallenden Daten frühzeitig geprüft werden, um aus den aufgespürten Schwachstellen Veränderungen abzuleiten oder Reparaturen an der Meßwerterfassung zu veranlassen. Die Daten wurden deshalb in entsprechend kurzen Intervallen ausgelesen und mindestens monatlich grafisch dargestellt. Eine visuelle Überprüfung der vor Ort in Tabellenform vorliegenden Daten ist vorgeschaltet worden.

Damit konnte kurzfristig die Meßwertentwicklung über die Zeit ermittelt und signifikante Veränderungen festgestellt werden. Die während der Bauphase erforderlichen Maßnahmen zur Wiederherstellung der Funktionssicherheit konnten deshalb schnell und ohne längeren Datenverlust durchgeführt werden.

Wegen der zentralen Verfügbarkeit aller Daten waren neben der Auswertung einzelner Geberguppen auch Vergleiche und Korrelationsbildungen für unterschiedliche Systeme durchführbar. Die Problematik lag hier mehr im Detailbereich, der von der zeitlichen Inkompatibilität und teilweise für die Auswertesoftware nicht verträglichen Datenstrukturen geprägt worden ist.

Die ausgewerteten Daten sind frühzeitig im Rahmen der regelmäßig stattfindenden Projektbesprechungen beim Auftraggeber, dem Amt für Strom- und Hafenbau, zur Diskussion gestellt worden. Die dabei aufgeworfenen Fragen konnten unverzüglich bei der weiteren Gestaltung des Meßprogramms berücksichtigt werden.

8 FE-Strukturmodell

8.1 Einführung

In den vergangenen dreißig Jahren ist die Anwendung numerischer Berechnungsmethoden in vielen Fachdisziplinen zur Lösung einer unbegrenzten Zahl von Problemen einem immer größer werdenden Kreis von Ingenieuren zugänglich gemacht worden. Wesentlichen Anteil daran hat die Entwicklung der zur Berechnung erforderlichen leistungsfähigen Hardware, die inzwischen zu vertretbaren Kosten erworben werden kann.

Zu Beginn wurden vor allem baustatische Aufgaben mit der Finiten Element Methode (FEM) aufgegriffen. Clough und Duncan versuchten bereits Ende der 60er Jahre Probleme des praktischen Grundbaus zu lösen. In Deutschland wurden zu dieser Zeit an der Universität Karlsruhe unter Leitung von Wittke ebenfalls umfangreiche Untersuchungen auf dem Gebiet der Finiten Elemente abgeschlossen. Es sei hier die Arbeit von Rodatz [1972] erwähnt.

Trotz dieser frühen Versuche ist die Verbreitung von FE-Rechnungen im Bereich des Grundbaus und der Bodenmechanik nicht mit der in anderen Bereichen des Bau- oder Maschinenbauwesens vergleichbar.

Die besonderen Anforderungen an numerische Berechnungen in der Geotechnik werden nachfolgend durch Gegenüberstellung mit Problemen aus dem konstruktiven Ingenieurbau verdeutlicht.

- Änderung der zu berechnenden Geometrie

In der Geotechnik sind nahezu ausnahmslos Probleme zu untersuchen, deren geometrische Struktur während der Zeit veränderlich ist. Gleichgültig ob es sich dabei um die Ergänzung z. B. durch Dämme oder die Verkleinerung z. B. durch Aushub handelt, sind für deren Berücksichtigung spezielle Algorithmen erforderlich. Besondere Probleme wirft dabei die Simulation des Verdränges des Bodens z. B. durch Pfähle oder seines Austausches z. B. durch Schlitzwandbeton auf.

- Erfassung primärer Spannungszustände

Das Kontinuum Boden ist im Gegensatz zu Konstruktionen des konstruktiven Ingenieurbaus zu Berechnungsbeginn i. a. nicht spannungsfrei. Die Bestimmung der eingepprägten primären Spannungssituation ist eines der zentralen Probleme der numerischen Berechnung geotechnischer Probleme. Es sei angemerkt, daß auch die meßtechnische Erfassung solcher Zustände z. B. in stark überkonsolidierten eiszeitlichen Tonen nahezu unmöglich ist und damit gesicherte Zielgrößen normalerweise nicht vorgegeben werden können.

- Unendliche Berechnungsausschnitte

Der unendliche Halbraum, in dem die darzustellenden Vorgänge ablaufen, muß mit einer finiten Struktur abgebildet werden. Die Einflüsse aus der räumlichen Idealisierung sind schwer abzuschätzen und nur im Vergleich quantifizierbar.

Zum Teil ist der Bedarf an wissenschaftlichen Erkenntnissen und praktischen Erfahrungen befriedigt. Zum anderen sind noch erhebliche Probleme bei der numerischen Behandlung geotechnischer Probleme ungelöst. Die hier vorgestellte Arbeit macht den Versuch, aus der Modellierung einer Kaimauer die erforderlichen geometrischen, stofflichen und bauablaufbeschreibenden Konzepte zur Abbildung der Struktur abzuleiten.

Die Berechnungen wurden mit dem Finite Element Programm ANSYS (Version 5.0A) durchgeführt. Das Programmsystem steht in einer beschränkten Version den Instituten der Technischen Universität Braunschweig über eine Hochschullizenz zur Verfügung. Da die hier vorgestellten Rechnungen zu größeren Gesamtsteifigkeitsmatrizen führten, hat das IGB-TUBS eine Programmversion erworben, die keinerlei rechentechnischen Beschränkungen unterlag.

Die im folgenden *kursiv* gesetzten Ausdrücke beziehen sich auf die in den Handbüchern [ANSYS, 1995] verwandte Terminologie. Das Programm enthält alle drei zur numerischen Berechnung erforderlichen Prozessoren.

- Ein äußerst leistungsfähiger, nahezu CAD ähnlicher *pre-processor* zum Aufbau des Geometrie- und Stoffmodells.
- Ein effizienter *solver*, der die Gleichungslöser mit einer Vielzahl zugehöriger Iterationsverfahren zur Verfügung stellt.
- Ein umfangreicher *post-processor* zur numerischen und grafischen Auswertung der Rechenergebnisse

Die drei Teilbereiche sind unter einer gemeinsamen Oberfläche gekoppelt. Die Leistungsfähigkeit des Programms ließ kaum Wünsche offen. Spezielle sich aus der Geotechnik ergebende Algorithmen konnten bei Bedarf durch externe Programmierung eingebunden werden (s. hierzu Abschn. 9 „Stoffgesetze und Stoffparameter“). Die Rechenergebnisse konnten mit Hilfe am Institut entwickelter Programme selektiert und für die Weiterverarbeitung mit Tabellenkalkulationsprogrammen aufbereitet werden.

Das Strukturmodell gliedert sich in die drei Teilbereiche stoffliche Modellierung, geometrische Modellierung und Abbildung des Baubablaufs, für die sich der Begriff *step-by-step analysis* eingebürgert hat.

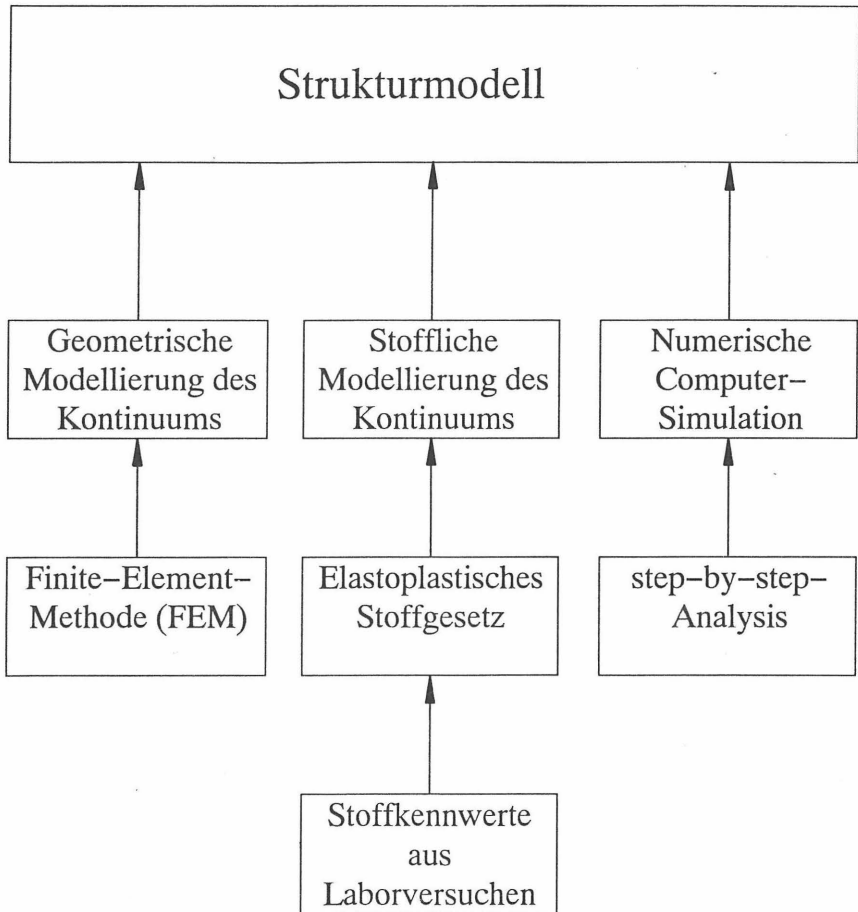


Bild 31: Zusammensetzung eines FE-Strukturmodells, [Katzenbach 1993]

8.2 Simulation des Bauablaufs

Die Wichtigkeit der realistischen Simulation des Bauablaufes haben bereits Duncan und Clough 1969 erkannt. Hilmer [1976] stellt als Folgerung aus seiner Arbeit fest:

„Nur wenn die Bauzustände in der Berechnung berücksichtigt werden, kann eine Übereinstimmung von Rechnung und Messung erreicht werden. Die Finite Element Methode erlaubt es, diese Bauabläufe zu simulieren; im Gegensatz zu konventionellen Rechenmethoden, die vom fertigen Bauwerk und vorgegebenen Belastungsannahmen ausgehen.“

Die Simulation des Bauablaufes muß die folgenden Berechnungsstufen beinhalten:

- Primärspannungszustand des Bodens vor Baubeginn
- Einbauzustände nach der Herstellung von Schlitzwand, Kaipalte und Pfählen
- Lastzustände

Insbesondere das Vorgehen beim „Austausch“ des Bodens gegen Beton bedarf der Erläuterung. Während der Herstellung eines Baugliedes im Boden durch Beton spielen sich folgende Vorgänge ab.

Der Boden, respektive das Bodenelement, wird entfernt. Die Spannungen lagern sich sowohl auf die umgebenden Bodenteile wie auf den im vorhandenen Freiraum anstehenden Stoff, z. B. Stützflüssigkeit, um. Wird der Baustoff Beton nun in diesen Bereich eingebracht, so wird der Boden einen i. w. vom Betondruck erzeugten Zustand unterworfen. Erst nach der Erhärtung ist der Beton in der Lage, äußere Lasten und damit Spannungen aufzunehmen.

Das Prinzip kann als „spannungsloser“ Einbau bezeichnet werden. Die zugehörige Rechen-technik ist sowohl zur Berechnung großer Schachtdeponien [Maybaum, 1991] wie zur Spannungsberechnung überschütteter Dichtwände [Maybaum et al, 1993] angewandt worden.

Das oben erläuterte Vorgehen wird in den [EAN] als ein übliches Verfahren zur Simulation von Bauabläufen vorgestellt und ist dort im Abschnitt 1.5 erläutert.

Der Wechsel von den eigenen Programmen zu dem professionellen multi-purpose Programm ANSYS erfolgte, als die für diese Technik notwendigen *features* dort implementiert worden sind. Im Rahmen der *Users' meetings* bestand die Möglichkeit, das eigene Vorgehen mit einem Beitrag zur Gründung des neuen Commerzbank-Hochhauses zur Diskussion zu stellen [Maybaum et al, 1994]. Die im Rahmen dieser Veranstaltung durchgeführte Spezialsitzung „Geotechnik“ brachte wertvolle Hinweise zur effizienten Nutzung der in ANSYS implementierten *features* und *options* für Fragestellungen des Grundbaus und der Bodenmechanik.

Die programminterne Realisation beruht auf der Einführung doppelter Elementierungen, je ein Satz für den Boden und ein Satz für den Beton. Durch Verwendung steifigkeitsloser Elemente (*ekill*-Befehl) für den noch nicht eingebauten Beton wird die Spannungssituation im Boden korrekt dargestellt.

Beim Austausch verliert der Boden seine Steifigkeit und die Spannungen werden nun auf den mit entsprechender Steifigkeit versehenen Beton umgelagert (*alive*-Befehl).

Um den Austausch des Bodens durch Beton numerisch nachzuvollziehen, wurde die diesen Rechenvorgang steuernde, im Programm vorhandene *birth and death option* genutzt.

Dazu wurden die Bereiche der späteren Schlitzwand und der Pfahlgründung doppelt elementiert. Einem Elementsatz wurden die Materialparameter des Bodens, dem anderen die Materialparameter des Betons zugewiesen. Im Primärlauf wurden die Betonelemente als nicht existent deklariert. Aus den Materialparametern Eigengewicht und Querdehnzahl ergaben sich die vertikalen und horizontalen Primärspannungszustände im Boden.

Die unterschiedlichen Wichten der Materialien Beton und Boden wurden dabei nur mit ihrer Differenz berücksichtigt, da die *birth and death option* auf die Massenkkräfte ohne Einfluß bleibt.

Im Einbauzustand wurde der Boden nun deaktiviert und an dessen Stelle die Betonelemente reaktiviert. Im *postprocessing* konnte kontrolliert werden, ob die Betonkonstruktion nahezu lastfrei geblieben und die Veränderung des Spannungsniveaus im Boden nachvollziehbar war.

Nach dem spannungslosen Einbau der Schlitzwand konnte die Kaiplatte einschließlich der Sandauffüllung aufgebracht werden. In den weiteren Rechenschritten war dann der Aushub bis zur geplanten Hafensohle nachzuvollziehen.

Als Lastzustände sind nur die Belastungen aus Tidewechsel in die Untersuchung eingegangen, da die Kaianlage am O'Swaldkai bis jetzt noch nicht für den Containerumschlag genutzt worden ist und infolgedessen auch keine entsprechenden Meßwerte vorliegen.

8.3 Berechnungsschritte

Die o. g. drei grundsätzlichen Berechnungsstufen wurden zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Baufortschritts in folgende Berechnungsschritte gegliedert.

Die Berechnungsschritte werden programmintern über die Zeitvariable *time* gesteuert, die auch auf den grafischen Ergebnisdarstellungen in der Legende erscheint. Die Schritte werden mit LF1 - LFi bezeichnet.

- LF 1: Primärspannungszustand (PRI)

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

- LF 2: Schlitzwand (SLW)

Im zweiten Berechnungsschritt erfolgt der Bodenaushub, das Betonieren der Schlitzwand und der Pfähle sowie der Einbau der Anker. Damit kann der Zustand nach Herstellung der Schlitzwand und der Pfähle abgebildet werden.

- LF 3: Kaiplatte (KPL)

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

- LF 4: Auffüllung (AUF)

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

- LF 5: Tideniedrigwasserfall (TNW,0)

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

- LF 6: Tidehochwasserfall (THW,0)

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

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

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

Es folgen die o. g. Lastfälle Wasserdruck von innen und außen für den „aktiven Erddruck“ (Index a). Um die zyklische Belastung nachzubilden, werden mehrere Tidewechsel nachgeschaltet. Dabei werden auch die Auswirkungen der iterativen Steifigkeits- und Festigkeitsreduktion quantifiziert (s. Abschnitt 12.4 „Verbesserung der Übereinstimmung durch Parameteranpassung“).

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

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

Die Wasserdrücke sind als explizite Knotenlasten aufgebracht worden, die Ermittlung der Kräfte erfolgte mit Hilfe eines kleinen, selbstentwickelten Programms.

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

Der Elbewasserstand wurde bei NN +2,5 m angesetzt, der entsprechende Innenwasserstand liegt bei NN +1,1 m. Es ergibt sich damit ein Wasserüberdruck auf der Elbseite von 14 kN/m².

Die Wasserdrücke sind wiederum als explizite Knotenlasten aufgebracht worden. Die Reduktion der Vertikalspannungen infolge Auftrieb ist durch entsprechende Anpassung der Wichten gewährleistet worden.

Da jeder Berechnungsschritt in zwei *substeps* (s. nächsten Abschnitt) untergliedert worden ist, wurde zwischen jedem Tidehoch- und Tideniedrigwasserwechsel der Lastfall Wasserüberdruck „0“ implizit mit erfaßt.

8.3.1 Iterationsverfahren

Die Diskretisierung auf der Basis Finiter Elemente ergibt ein Gleichungssystem der Form

$$[K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (9)$$

Da die Steifigkeitsmatrix $[K]$ bei elasto-plastischen Rechnungen selbst eine Funktion der unbekannten Knotenverschiebungen $\{u\}$ ist, stellt Gleichung 9 ein nichtlineares Problem dar, das nur iterativ lösbar ist.

Auf eine Diskussion der möglichen Iterationsverfahren wird hier verzichtet. Einige Verfahren sowie deren Untergruppen sind der entsprechenden Literatur z. B. Bronstein et al [1979] zu entnehmen.

Für Berechnungen, bei denen die oben erwähnte *birth and death option* genutzt wird, gestattet ANSYS nur die Verwendung der *full Newton-Raphson* Iteration. Die Parameternamen werden analog der in den Handbüchern gewählten Bezeichnung gewählt.

Der Prozeß der iterativen Lösung kann für das inkrementelle Newton-Raphson Verfahren folgendermaßen angeschrieben werden:

$$[K_i^T] \cdot \{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^n\} \quad \text{mit} \quad (10)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\}$$

Der mehrstufige Algorithmus läuft dabei wie folgt ab:

- (1) Festlegung des Startwertes der Knotenverschiebungen
 $\{u_0\} = 0$
- (2) Berechnung der Tangentenmatrix $[K_i^T]$ und des Differenzkraftvektors $\{F_i^n\}$
- (3) Ermittlung der differentiellen Verschiebung $\{\Delta u_i\}$ aus Gleichung (10)
- (4) Summation von $\{u_i\}$ und $\{\Delta u_i\}$ für die nächste Iteration
- (5) Wiederholung der Rechenschritte (2) bis (4) bis zur Konvergenz der Lösung

Beim inkrementellen Newton-Raphson Verfahren wird, wie dem folgenden Bild entnommen werden kann, die Tangentensteifigkeit in jedem Iterationsschritt neu berechnet und für jede einzelne Laststufe die Lösung iterativ angenähert. Zur Gewährleistung rascher Konvergenz sind im Rahmen der hier vorgestellten Berechnungen die einzelnen Last- bzw. Geometriestufen in mindestens zwei Teilschritte, sog. *substeps*, gegliedert worden.

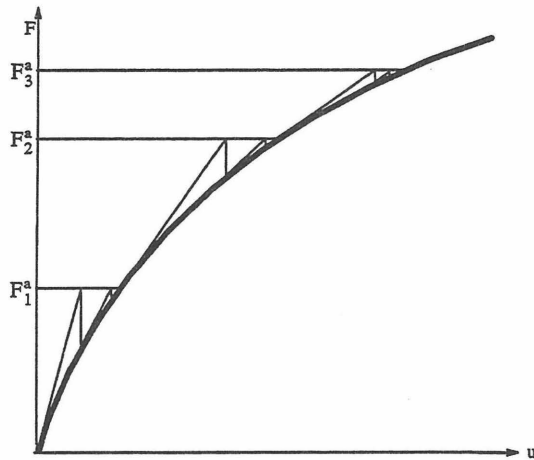


Bild 32: Inkrementelle Newton-Raphson Iteration, [ANSYS 1995]

Die Lösung deckt sich im übrigen mit den Anmerkungen der EAN, in denen ausdrücklich darauf hingewiesen wird, dass eine Berechnung mit tangentialen Steifigkeiten, insbesondere wenn größere Bereiche plastischem Fließen unterworfen werden, empfehlenswert ist.

Die Konvergenzkriterien sind im Programm flexibel handhabbar und können sowohl auf dem Kräftegleichgewicht wie auf dem differentiellen Verschiebungszuwachs oder einer Kombination beruhen. Die Möglichkeiten zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens, z. B. mit adaptiver Schrittweitenanpassung oder vorab geschätzter Tangentensteifigkeit, werden hier nicht diskutiert.

In Parameterstudien wurde nachgewiesen, daß die verschiedenen Konvergenzparameter keinen Einfluß auf das Rechenergebnis haben.

8.4 Geometrie

Das FE-Modell stellt einen mit ebenen, planparallelen Flächen begrenzten Ausschnitt des Kontinuums dar. Sowohl der Abstand der Pfahlreihen wie der Ankerköpfe beträgt 2,6 m, so daß durch Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften die Länge z des Ausschnitts mit 1,3 m festgelegt werden konnte.

Zur Landseite hin wird der Ausschnitt durch die Mittelachse der Landzunge begrenzt. Die Entfernung Schlitzwand „rechter“ Berechnungsrand beträgt 50 m. Auf der Elbseite wurde der Ausschnittsrand mit einem Abstand x von 50 m zur Schlitzwand festgelegt. Die Ausschnittstiefe y wurde mit -60 m NN festgelegt.

Die gewählten Abmessungen wurden mit Hilfe umfangreicher Parameterstudien bestätigt. Durch entsprechende Wahl der Randbedingungen konnte die Symmetrie des Modells ausgenutzt werden.

Die Unterteilungen des Modells wurden parametrisiert vorgegeben. Die Erzeugung der Struktur beruhte auf der geometrischen Beschreibung von Flächen in der x,y-Ebene wobei die x Koordinaten der Ausschnittsbreite und die y Koordinate der Ausschnittstiefe zugeordnet worden sind. Durch Ziehen dieser Flächen entlang der Längsachse (z-Richtung) wurden Volumina aufgespannt.

Die entstandenen Volumina wurden programmgesteuert vernetzt. Das Netz wurde im Bereich großer Spannungsgradienten sowohl in horizontaler wie in vertikaler Richtung verdichtet.

Es wurden 8 Knoten Blockelemente (*type 45*) und 4 Knoten Tetraederelemente (*type 92*) gewählt. Die Anwendung höherwertiger Elemente mit größerer Knotenanzahl führt bei nichtlinearen Berechnungen zu längeren Rechenzeiten als feinere Elementierung mit einfacheren Elementen. Auf den Einsatz höherwertiger Elemente ist deshalb verzichtet worden. Es wurde statt dessen versucht eine insgesamt hohe Netzdichte zu erreichen. Eine Modelübersicht der rund 10.000 Elemente großen Struktur gibt das Bild 33.

Die Farben symbolisieren die unterschiedlichen Materialien, wobei die horizontale Schichtung deutlich wird. Die Elemente im Elbebereich sind aus rechentechnischen Gründen von denen hinter der Wand abgesetzt und erhalten deshalb eine andere Färbung.

Die zukünftige Betonkonstruktion sowie Anker und Verpreßkörper sind bereits durch die Linienstruktur erkennbar.

Die Betonelemente und die Anker sind in Bild 34 dargestellt, um die Zusammensetzung des Geometriemodells aus den Einzelkomponenten zu verdeutlichen.

Die Schlitzwand wurde in horizontaler Richtung in acht Elemente aufgegliedert, wobei die äußeren, farblich abgesetzten Bereiche die Bewehrung beinhalten. Sowohl die in ihrer Längsachse geschnittenen Pfähle, welche einen polygonalen Querschnitt besitzen, wie die Anker und ihre Verpreßkörper liegen an den Berechnungsaußenflächen.

```
ANSYS 5.0.2  
NOV 26 1995  
10:15:10  
ELEMENTS  
MAT NUM  
ZV = 1  
KOIST = 49.5  
YF = -27  
ZF = 0.65  
CENTROID HIDDEN
```

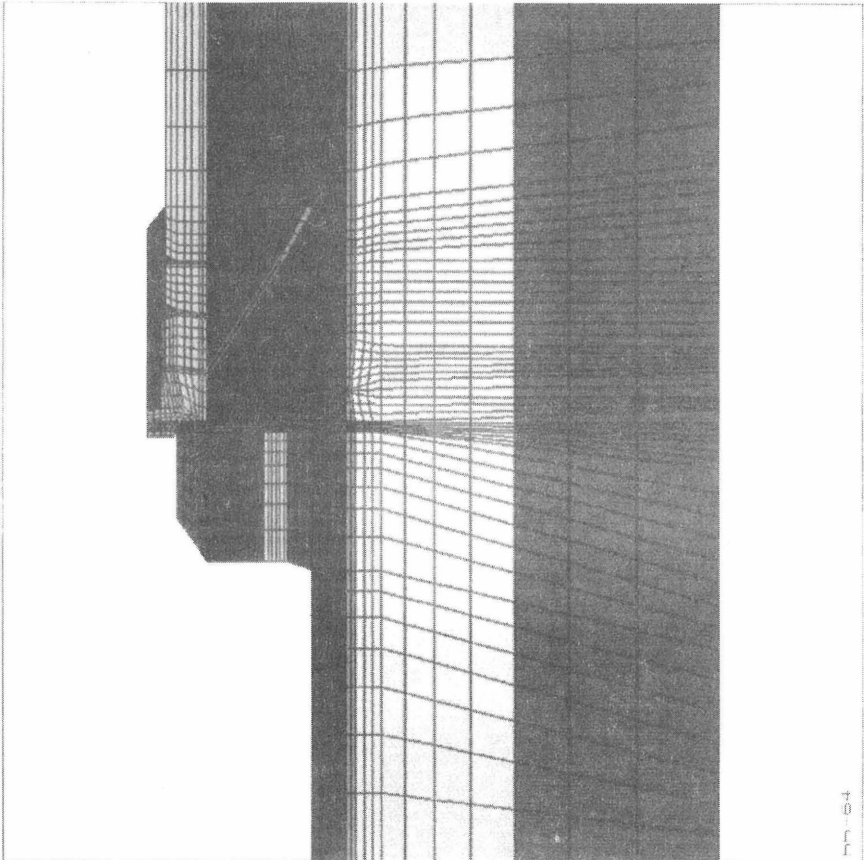
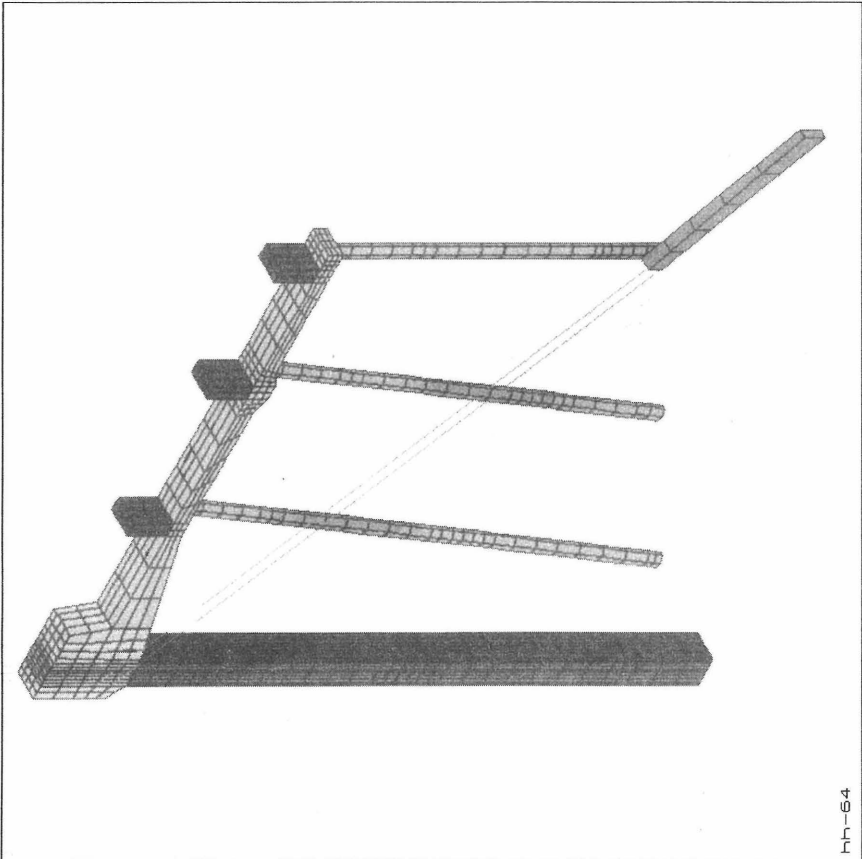


Bild 33: Elementierung

```

ANSYS 5.0 A
NOV 16 1995
10:23:19
ELEMENTS
MAT      NUM
XV      =0.57735
YV      =0.57735
ZV      =0.57735
CDIST=14.397
XXF      =3.653
XXF      =-12.379
KZF      =-6.973
CENTROID HIDDEN

```



9 Stoffgesetze und Stoffparameter

Getreu dem Motto der Arbeit

„Alles sollte so einfach wie möglich gemacht sein, aber nicht einfacher“

ist bei der Einführung komplexer Stoffgesetze ein eher zurückhaltender, iterativer Weg beschritten worden. Es war das Ziel der Arbeit, die Vorgänge am O'Swaldkai mit einem auch in der Praxis handhabbaren FE-Modell abzubilden.

Vom ideal-elastisch ideal-plastischen Verhalten ausgehend, sind Ver- oder Entfestigungsregeln wie auch Steifigkeitsabminderungen erst in die Berechnung eingeflossen, als ersichtlich wurde, daß ohne deren Berücksichtigung keine realistischen Ergebnisse erzielt werden können.

9.1 Boden

Bei den im Rahmen dieser Arbeit zu beschreibenden Böden handelt es sich durchweg um nicht bindige Böden aus der Gruppe der Sand-Kies Gemische.

Das Verhalten der Böden wird im elastischen Bereich mit dem Hooke'schen Gesetz beschrieben. Da der Boden aber nur begrenzte Schubspannungen, deren Größe im wesentlichen vom hydrostatischen Spannungsanteil abhängt, aufnehmen kann, sind mathematische Formulierungen zur Beschreibung des plastischen Verhaltens erforderlich.

Die vier Grundgleichungen zur Beschreibung elastisch-plastischen Materialverhaltens sind:

- Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im elastischen Bereich
- Die Fließ- bzw. Bruchfunktion des mehrdimensionalen Spannungszustands
- Die Fließregel, welche die Richtung des Vektors der plastischen Verzerrungszinkremente angibt
- Die Ansätze für die Ver- bzw. Entfestigung, d.h. die Änderung der Fließfunktion in Abhängigkeit vom Spannungs- bzw. Verzerrungszustand

Im Bereich der Gültigkeit des Hook'schen Gesetzes werden die Böden mit den Bodenparametern Steifemodul E_s und Poissonzahl μ beschrieben.

Der Steifemodul kann z. B. in situ mit dem Dilatometer und im Labor mit Ödometer- oder Triaxialversuchen bestimmt werden. Er ist spannungsabhängig und steigt üblicherweise bei höheren Belastungen überproportional an.

Arbeiten zur Beschreibung des Steifigkeitsverhaltens unterhalb der Grenzzustände werden z. B. in Shibuya et al. [1994] vorgestellt.

Die Messungen von Hilmer [1976] an Schleusenkammerwänden und die weiterführenden Untersuchungen von Laumanns [1977] zeigten, daß eine Zunahme der Steifigkeit der Böden infolge zyklischer Belastung nicht vorausgesetzt werden kann.

Auf eine Implementierung einer entsprechenden Rechenvorschrift wurde deshalb bewußt verzichtet, da auch aus den vorliegenden Meßergebnissen keine Steifigkeitserhöhung ableitbar war.

Auf die Grundlagen der Plastizitätstheorie sowie unterschiedliche Stoffgesetztypen wird hier nicht näher eingegangen werden. Entsprechende Auflistungen und charakterisierende Gegenüberstellungen sind z. B. Schweiger [1994] oder Rütz [1987] zu entnehmen.

Die Erläuterungen beschränken sich auf die Stoffmodelle von Mohr-Coulomb und Drucker-Prager.

Für die erste Invariante I_1 (mittlerer Druck) und die zweite Invariante I_{2dev} (mittlerer Schub) gilt:

$$I_1 = 1/3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (11)$$

$$I_{2dev} = 1/2 \cdot (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) \quad (12)$$

Zur Beschreibung des Grenzzustandes zwischen elastischem und plastischem Verhalten werden die Beziehungen üblicherweise als Fließbedingung in der Form

$$F = F(\{\sigma\}, t, \varepsilon, \text{etc.}) \quad (13)$$

dargestellt. Dabei bedeutet

$$F < 0$$

elastisches Materialverhalten unterhalb der Fließfläche. Die Grenze zum plastischen Bereich wird mit

$$F = 0$$

angegeben. Spannungspunkte außerhalb der Fließfläche sind unzulässig.

F ist dabei eine Funktion, die vom Spannungsvektor $\{\sigma\}$ und je nach Untersuchungsrandbedingung von einer Zahl weiterer Parameter abhängig sein kann.

Aus der Tresca Hypothese der maximalen Schubspannung

$$\max \tau = 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (14)$$

läßt sich für einen reinen Kohäsionsboden die entsprechende Fließspannung ableiten.

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 c = 0 \quad (15)$$

Coulomb erweiterte die Formel (14) um den Reibungsanteil auf

$$\max \tau = 1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) + \sin \varphi \cdot 1/2 \cdot (\sigma_1 + \sigma_3). \quad (16)$$

Man erhält als Fließhypothese

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 + \sin \varphi \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) - 2 \cdot c \cdot \cos \varphi = 0$$

$$\text{für } (\sigma_1 \leq c \cdot \cot \varphi) \quad (17)$$

Als Fläche ergibt sich im dreidimensionalen Hauptspannungsraum eine Pyramide mit sechseckiger Grundfläche, deren Mittelachse mit der Raumdiagonalen zusammenfällt.

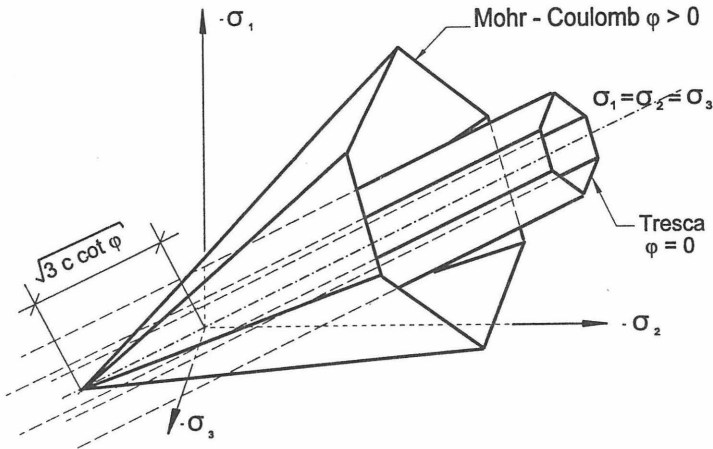


Bild 35: Mohr-Coulomb und Tresca Flächen im Hauptspannungsraum

Eine mathematisch einfachere Formulierung des Versagens von Reibungsböden wurde von Drucker-Prager 1953 veröffentlicht. Die Fließfunktion läßt sich unter Annahme konstanter Gestaltsänderungsarbeit herleiten. Mit dem von Mises Kriterium

$$I_{2dev} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) = K_M^2 = \text{const.} \quad (18)$$

mit

$$K_M^2 = \sigma_f / \sqrt{3} \quad \text{ergibt sich}$$

$$F = \sqrt{I_{2dev}} - \sigma_f / \sqrt{3} = 0 \quad (19)$$

Drucker erweiterte die von Mises Fließbedingung, indem er die Abhängigkeit vom hydrostatischen Spannungsanteil berücksichtigte und erhielt damit

$$F = \alpha' \cdot I_1 + \sqrt{I_{2dev}} - K' = 0. \quad (20)$$

Es ergibt sich hier ein auf der $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ Achse liegender Kegel. In Abhängigkeit von den Parametern α' und K' ergeben sich unterschiedliche Öffnungswinkel, die zu unterschiedlichen Kegeltypen führen.

Mit

$$\alpha' = \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi')} \quad \text{und}$$

$$K' = \frac{6 \cdot c' \cdot \cos \varphi'}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi')}$$

erhält man den Kompressionskegel und mit

$$\alpha' = \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{\sqrt{3} \cdot (3 + \sin \varphi')}$$

und

$$K' = \frac{6 \cdot c' \cdot \cos \varphi'}{\sqrt{3} \cdot (3 + \sin \varphi')}$$

den Extensionskegel.

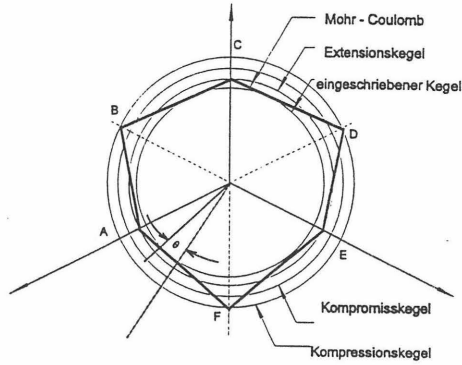


Bild 36: Mohr-Coulomb und Drucker-Prager: Schnitt in der Deviatorebene

Wie schon Schad [1992] bemerkte, ist die Wiedergabe der Druckerschen Formulierung häufig ungenau oder mißverständlich. Es sei deshalb ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Fließbedingungen von Mohr-Coulomb und Drucker-Prager nicht ineinander überführt werden können und nur eine Abschätzung der Diskrepanz z. B. mit den von Drucker angegebenen Formeln vorgenommen werden kann

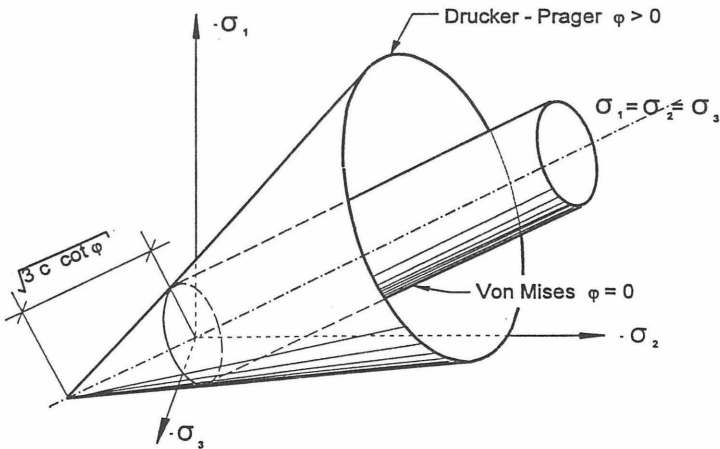
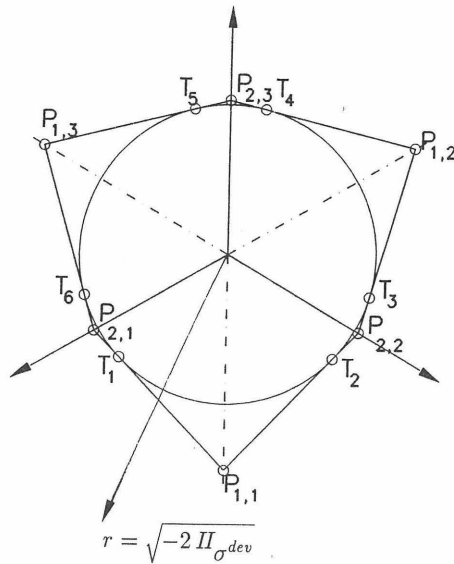


Bild 37: Drucker-Prager und von Mises Flächen im Hauptspannungsraum



$$\sqrt{-2 II_{Odev}} = \sqrt{2} \left(\sqrt{3} c \cos \varphi - \frac{\sin \varphi}{\sqrt{3}} I_{\sigma} \right) \cdot \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{3 + \sin^2 \varphi}} & \text{DRUCKER-Kegel} \\ & (\text{Punkte } T_i) \\ \frac{2}{2 - \sin \varphi} & \text{COULOMB-Pyramide} \\ & (\text{Punkte } P_{1,i}) \\ \frac{2}{3 + \sin \varphi} & \text{COULOMB-Pyramide} \\ & (\text{Punkte } P_{2,i}) \end{cases}$$

Bild 38: Drucker-Prager und Mohr-Coulomb: Schnitt in der Deviatorenebene, [Schad, 1992]

Gleichbedeutend mit der Gegenüberstellung der Radien r nach Bild 38 ist der anschauliche Vergleich der Fließflächen. Die Öffnungswinkel w_k des Kompressions- und w_e des Extensionskegels lassen sich mit den in [Kudella, 1995] angegebenen Bestimmungsgleichungen ermitteln.

$$w_k = \arctan \frac{1}{\sqrt{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} - \arctan \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (21)$$

$$w_e = \arctan \frac{1}{\sqrt{2}} - \arctan \frac{\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sqrt{2}} \quad (22)$$

Trägt man die Winkel w_k und w_e gegenüber dem Reibungswinkel auf, so ergeben sich die im Bild 39 dargestellten Kurven. Während für den Kompressionskegel näherungsweise $w_k = \varphi$ gesetzt werden kann, erhält man für den Extensionskegel Öffnungswinkel die i. M. nur $w_e = 0,7 \cdot \varphi$ betragen. So ergeben sich z. B. für einen Reibungswinkel von $\varphi = 27,5^\circ$ die Öffnungswinkel zu $w_k = 27,2^\circ$ und $w_e = 20,7^\circ$.

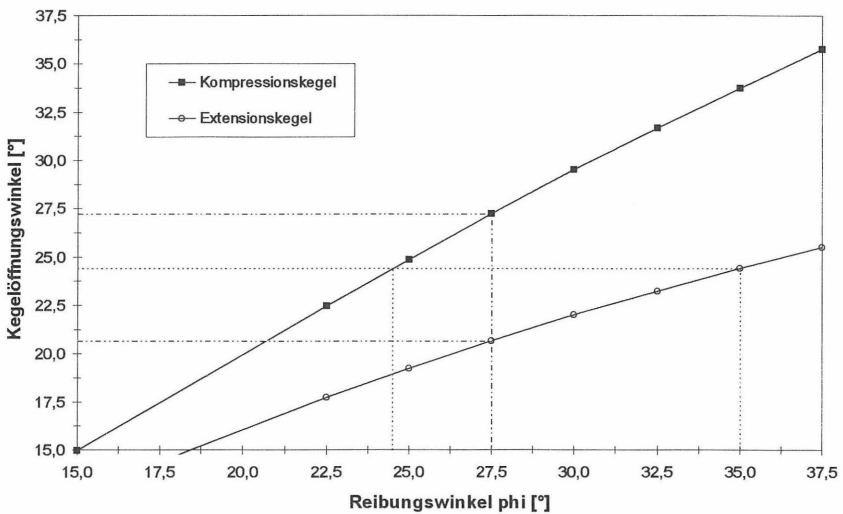


Bild 39: Umrechnung der Öffnungswinkel von Mohr-Coulomb und Drucker-Prager

Aus der grafischen Gegenüberstellung können auch äquivalente Reibungswinkel abgegriffen werden. In der Rechnung erhält man gleiche Resultate, wenn statt des Extensionskegels mit einem Reibungswinkel von $\varphi = 35,0^\circ$ der Kompressionskegel mit einem rechnerischen Reibungswinkels von $\varphi = 24,5^\circ$ eingesetzt wird ($w_e = w_k = 24,4^\circ$).

Schweiger [1993] hat einen Erddruckkasten als geometrisches FE-Modell untersucht, um die Abweichung aus der Drucker-Prager'schen Näherung des Mohr-Coulomb'schen Ansatzes zu quantifizieren.

Dazu sind sowohl für die Bewegung der Wand vom Boden weg (aktiver Grenzzustand) wie Bewegungen zum Boden hin (passiver Grenzzustand) Erddruckverläufe angegeben. In seiner Habilitationsschrift wurde gezeigt, daß in Abhängigkeit von der gewählten Kegelfläche zum Erreichen des aktiven Grenzzustandes äußerst unterschiedliche Verformungswege berechnet werden. In Bild 40 sind die über die Höhe integrierten Spannungen als Erddruckkraft gegenüber den Wandverschiebungen aufgetragen. Die von Schweiger [1993] vorgestellten Ergebnisse spiegeln die bereits oben aufgeführten und mit Bild 39 verdeutlichten Zusammenhänge wider.

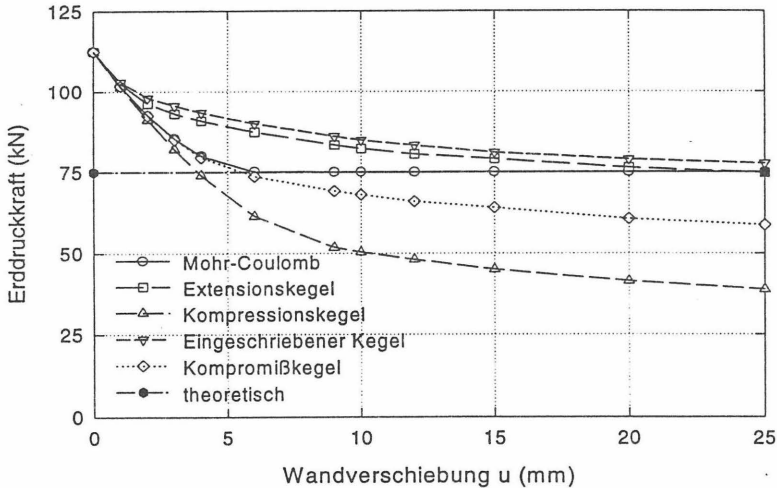


Bild 40: Vergleich der errechneten Erddruckkräfte, aktiver Fall, $k_0 = 0,5$, [Schweiger, 1993]

Schad [1992] behauptet, daß die „Versuchsergebnisse für Boden und Fels viel näher beim Coulombschen Sechseck liegen als beim Druckerschen Kreis“. Im Gegensatz dazu vertritt Meißner [1974] die Auffassung, daß die Unstetigkeitsstellen der Mohr-Coulombschen Fließfläche dem experimentell beobachteten mechanischen Verhalten körniger Erdstoffe eher widersprechen. Es sind keine Untersuchungen bekannt, die im Rahmen einer Nach- oder Rückrechnung von in-situ Messungen die höhere Abbildungsqualität der Fließhypothese von Mohr-Coulomb unter Beweis stellen.

Die sich aus den obigen Ausführungen für die Verwendung des in ANSYS implementierten Drucker-Prager Modells mit Kompressionskegel ergebenden Fragestellungen und Erkenntnisse sind bei der Wahl der bodenmechanischen Parameter (s. Abschnitt 9.2 „Bodenmechanische Kennwerte“) berücksichtigt worden.

9.1.1 Fließregel

Die Fließregel bestimmt den Vektor der plastischen Verzerrungssinkremente $\{\epsilon\}^{pl}$. Bei Einführung eines plastischen Potentials Q lautet die Fließregel in allgemeiner Form

$$\{\epsilon\}^{pl} = d\lambda \cdot \{ \delta Q / \delta \{\sigma\} \} \quad (23)$$

mit

$\{\sigma\}$ = Spannungsvektor

$d\lambda$ = Proportionalitätskonstante oder Konsistenzparameter

Das plastische Potential kann analog zur Fließfunktion definiert werden mit

$$Q = Q(\{\sigma\}) \quad (24)$$

Fallen Fließfläche F und plastisches Potential Q zusammen, so spricht man von einer assoziierten Fließregel. Der Vektor der plastischen Verzerrungssinkremente steht senkrecht auf der Fließfläche.

$$\{\epsilon\}^{pl} = d\lambda \cdot \{ \delta F / \delta \{\sigma\} \} \quad (25)$$

Die assoziierte Fließregel führt bei Anwendung des Mohr-Coulomb'schen Fließkriteriums zu einer Volumenvergrößerung, die proportional zum Sinus des Reibungswinkels ist [Schweiger, 1994]. Hierdurch wird insbesondere bei bindigen Böden die Größe der Dilatanz überschätzt.

Der formelmäßige Zusammenhang lautet:

$$Q = \sigma_m \cdot \sin \psi + \sigma \cdot \cos \theta - 1/\sqrt{3} \cdot \sigma \cdot \sin \psi \cdot \sin \theta - c \cdot \cos \psi = 0$$

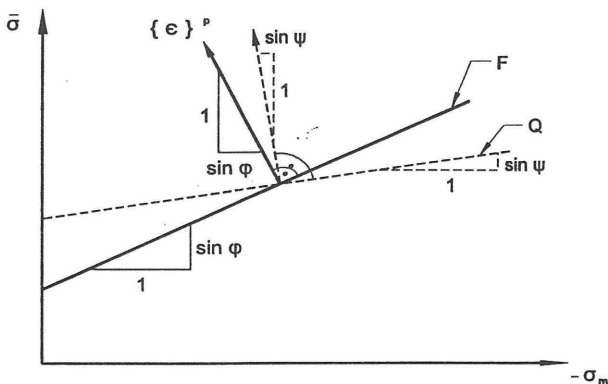


Bild 41: Einfluß der Fließregel auf das Dilatanzverhaltens beim Mohr-Coulomb Kriterium, [Schweiger, 1994]

Auch Schad [1992] weist darauf hin, daß „die Anwendung einer assoziierten Fließregel zu Volumenvergrößerungen (führt), die wesentlich größer sind als die beobachteten.“

Bei nicht assoziierten Fließregeln kann die Form des plastischen Potentials über den Dilatanzwinkel ψ bestimmt werden. Für den Grenzfall $\psi = 0$ ergeben sich keine plastischen Anteile an der Volumenverformung. Für $\psi = \varphi$ ergibt sich $F = Q$ (assoziierte Fließregel). Aus den oben genannten Gründen erscheint die unabhängige Definition der Fließfläche und des plastischen Potentials für wirklichkeitsnahe Berechnungen unerlässlich.

Eine quantitative Abschätzung des Dilatanzwinkels für nichtbindige Böden kann z.B. aus der Arbeit von Früchtenicht [1984] entnommen werden. Dort sind die aus Versuchen bestimmten Dilatanzwinkel gegenüber der Schubverzerrung aufgetragen. Der Übergang von kontraktantem zu dilatantem Verhalten bei γ etwa 10‰ ist deutlich erkennbar.

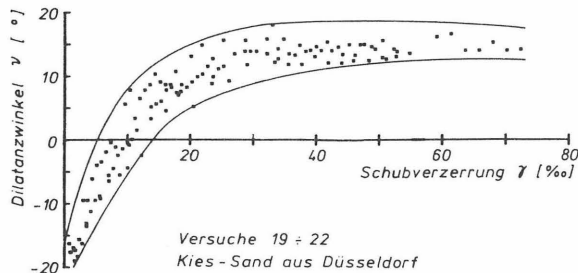


Bild 42: Entwicklung des Dilatanzwinkels, [Früchtenicht, 1984]

Bei Entlastung dicht und mitteldicht gelagerter Böden tritt keine kontraktante Phase auf. Der maximale Dilatanzwinkel wird schon viel eher erreicht [Früchtenicht, 1984].

9.1.2 Verfestigung

Die bei steigendem Spannungsniveau festzustellende Anhebung des Spannungs-Verformungsverhältnisses wird als Verfestigung bezeichnet. Als häufig verwendeter Ansatz in dieser Stoffgesetzkategorie kann die Gruppe der Cam-Clay Modelle genannt werden. Erstmals wurde diese elasto-plastische Formulierung von Zienkiewicz und Naylor [1971] für die FE-Berechnung aufbereitet.

Die Lastverformungslinie erhält auf dem (Erst-) Belastungsast einen gekrümmten Verlauf, da den Verformungsanteilen aus linear elastischem Verhalten diejenigen aus Kornumlagerung hinzuzufügen sind. Bei Entlastungen ergibt sich ein aus dem Steifemodul abzuleitendes lineares Spannungs-Verformungsverhältnis.

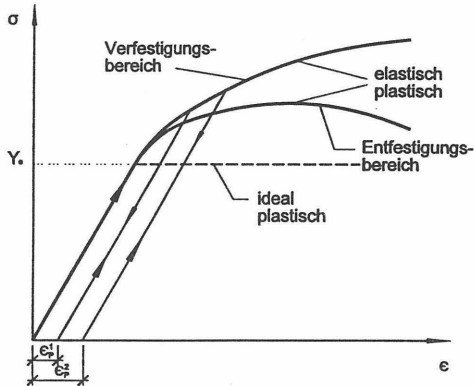


Bild 43: σ - ϵ Diagramm für elastisch - plastisches Material, [Schweiger , 1994]

Die Zunahme der hydrostatischen Belastung führt zu einer Umlagerung und Verdichtung der Struktur, die als plastische Verformungsanteile darstellbar sind. Das Maß der Volumenverringerung oder Kontraktanz kann aus einem σ - ϵ Diagramm, wie es in Bild 44 beispielhaft für den Frankfurter Ton dargestellt ist, gewonnen werden.

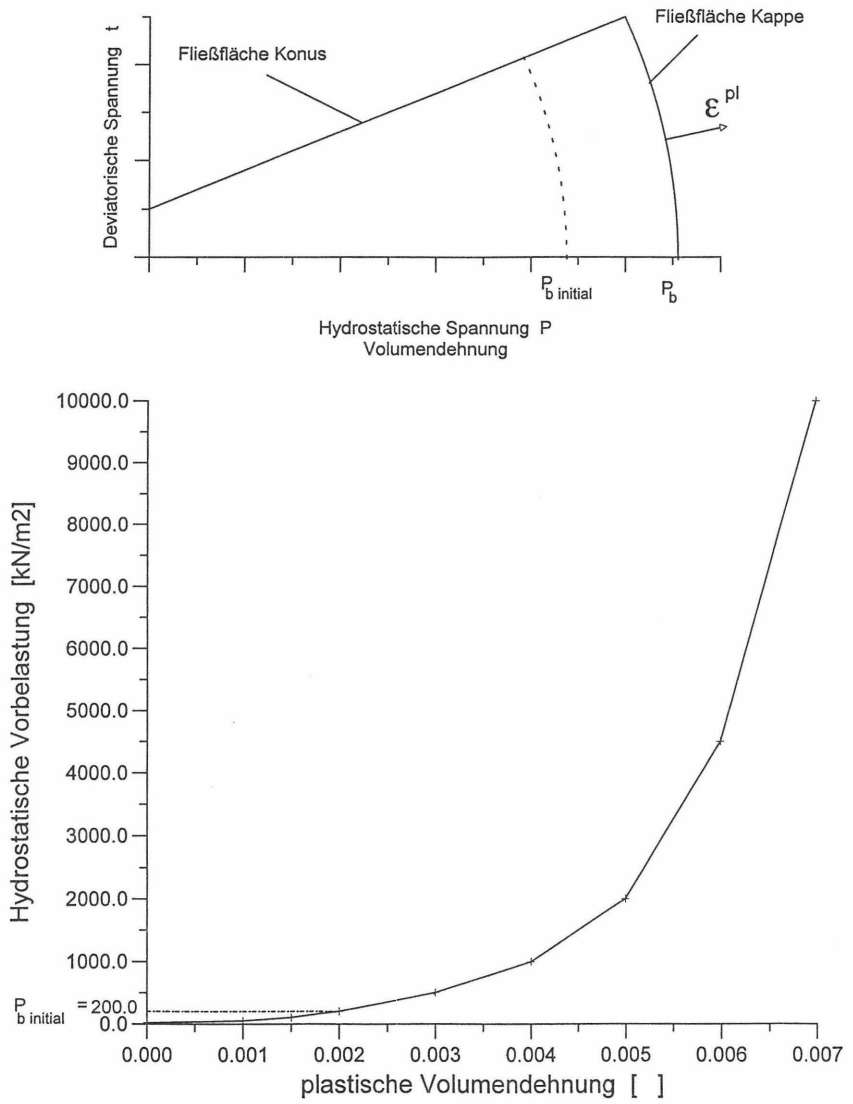


Bild 44: Verfestigungsregel für den Frankfurter Ton, [Katzenbach, 1994]

Um ein Gefühl für die quantitative Relevanz des Ansatzes zu erhalten, wurden die Tangentenmoduli der Lastverformungskurve mit und ohne Berücksichtigung der plastischen Verformungen verglichen und in ihrem prozentualen Verhältnis gegenüber der hydrostatischen Spannung aufgetragen. Die rechnerischen Steifigkeiten sinken nur leicht ab und nähern sich wegen der kleiner werdenden plastischen Zuwächse asymptotisch der 100% Linie.

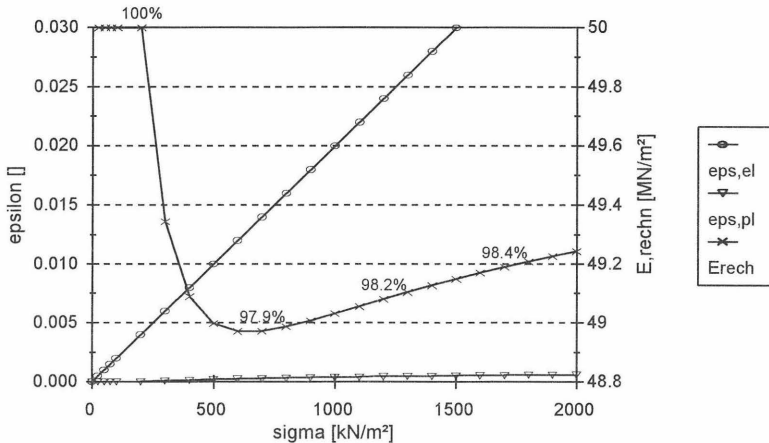


Bild 45: Rechnerische Steifigkeiten bei Verfestigung, [Rodatz, 1994]

Bei der Darstellung der Fließfläche im dreiaxialen Spannungsraum ergibt sich eine kapfenähnliche Begrenzungsfläche des normalerweise nach oben offenen Drucker-Prager Kegels. In der Literatur wird deshalb für das sich ergebende elasto-plastische Stoffgesetz der Begriff Kappenmodell verwendet.

Für die Vergleichsberechnungen zur Gründung des neuen Commerzbank Hochhauses [Maybaum, 1995] sind die erforderlichen Routinen im ANSYS-Programm implementiert worden. In Abhängigkeit von den geologischen Vorbelastungen und der Entwicklung der hydrostatischen Spannungen wurde durch Aufbringen temperaturäquivalenter Dehnungen die Volumenkontraktanz in die Berechnung eingeführt [Maybaum, 1994].

Für die bindigen Böden (Glimmerton, Beckenton und Beckenschluff) im Hamburger Hafen liegen leider keine Untersuchungen vor, die gesicherte Annahmen über Größe und Verlauf der Verfestigung zuließen [Harden, 1992]. Daher wurden für die am O'Swaldkai durchgeführten Untersuchungen die oben für den Frankfurter Ton genannten zahlenmäßigen Zusammenhänge zwischen hydrostatischer Spannung und plastischer Volumendehnung angenommen.

9.1.3 Entfestigung und Steifigkeitsverlust

Bei Scherversuchen an bindigen und nichtbindigen Böden steigt die auftretende Schubspannung bei Zunahme des Verschiebungsweges zunächst an und fällt nach Erreichen eines Maximalwertes wieder ab. Für nichtbindige Böden kann dieses Verhalten mit Hilfe sog. Restscherwinkel beschrieben werden.

Bei dieser isotropen Entfestigung ändert sich nur die Größe der Fließfläche aber nicht die Lage ihrer Mittelachse bezüglich der Raumdiagonalen.

Auf die Gewinnung des Entfestigungsparameters, der den Übergang von der Fließfläche zur Entfestigungsfläche markiert, wird weiter unten im Rahmen der Darstellung der Berechnungsergebnisse und Parameterstudien eingegangen.

Wegen der baubetrieblichen und hydraulischen Beanspruchung der Böden unterhalb der Hafensohle sind neben dem Verlust von Kohäsion und Reibungswiderstand (Entfestigung) auch Strukturumlagerungen zu berücksichtigen, die als Abminderung der Steifigkeit in der Berechnung erfaßt worden sind. Die vier maßgebliche Einflüsse sind:

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

Die durch An- und Ablegemanöver von Schiffen verursachte Auskolkung vor der Kaimauer [Römisch, 1993] mußte in den Berechnungen nicht berücksichtigt werden, weil bis zum Ende des Betrachtungszeitraumes keine Schiffsbewegungen vor der Wandkonstruktion stattfanden.

Während des Lösens des vor der Schlitzwand anstehenden Bodens durch einen Eimerkettenbagger, wie er hier zum Einsatz kam, treten beim Lösen große dynamische Belastungen der Hafensohle auf. Sie gehen einher mit Porenwasserunterdrücken, die durch das Hochreißen des gelösten Bodens, der wegen der Schlickanteile im Hafenwasser bindige, die Wasserdurchlässigkeit verringemde Anteile enthält, hervorgerufen werden.

Die beim Eintauchen der Eimer beobachteten Verdriftungen von Schlickanteilen sind so groß, daß technische Abhilfe geschaffen werden mußte. Nur das Ausbrechen der im umgestülpten Eimer befindlichen Luft führte zu Resedimentationen, die eine Nachbaggerung außerhalb des eigentlichen Baggerfeldes erforderlich machten [Bruhns, 1992].

Ständig wirken auf die Böden unterhalb der Hafensohle auch Belastungen, die ihre Ursache in der vertikalen Umströmung der Wand während des Tidewechsels haben. Bei Tideniedrigwasser ergibt sich eine Druckdifferenz aus Innen- (Grund-) und Außenwasserstand (Elbewasserstand), deren Potentialausgleich nach oben wirkende Strömungskräfte hervorruft, die den Gleichgewichtszustand im Hafensohlenbereich stören.

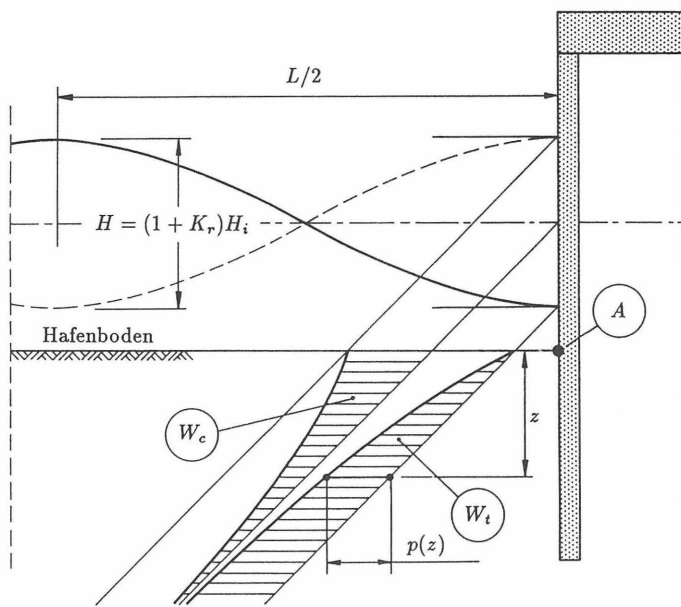


Bild 47: Kaiwand unter der Belastung einer stehenden Welle und der daraus resultierende Porenwasserdruck, [Magda, 1993]

Die Amplitude des auf die Hafensohle wirkenden hydrodynamischen Druckes P_0 kann anhand der Formel

$$P_0 = (1 + Kr) \cdot 0,5 H_i \cdot \gamma / \cosh(k \cdot d) \quad (26)$$

mit

H_i einlaufende Wellenhöhe

Kr Reflexionskoeffizient

γ Wichte des Wassers

k Wellenzahl

d Wassertiefe vor der Konstruktion

angegeben werden.

Auf der Grundlage analytischer und numerischer Berechnungen wurde daraus Instabilitätsbedingung entwickelt. Die Ergebnisse sind im Diagramm als Wellenhöhen / Schichtdickenverhältnis aufgetragen. So werden bei einer einlaufenden Wellenhöhe von $H = 1,0$ m Instabilitätsbedingungen in einer Schicht mit der Dicke $t = 0,6$ m verursacht.

Verifikationsbeispiele für die in ANSYS implementierten Routinen [CAD-FEM, 1992] liegen ebenso wie geotechnische Berechnungen unter Berücksichtigung stofflicher Nichtlinearitäten mit zum Teil vergleichendem Charakter vor (z. B. [Rojas-Gonzales]).

Im Rahmen einer Studienarbeit wurden zur weiteren Absicherung Programme entwickelt, welche die rasche Visualisierung von Spannungspfaden und Fließvorgängen gestatteten [Kudella, 1995].

9.2 Bodenmechanische Kennwerte

Wie oben erläutert, wird bei der Verwendung des Drucker'schen Kompressionskegels die Festigkeit eher überschätzt.

Dieser Effekt wird in den FE-Rechnungen durch die Wahl der im Bemessungsprofil für Reibungswinkel ϕ' und Kohäsion c' angegebenen Zahlenwerte kompensiert. Diese Angaben beinhalten bereits die Abminderung des Tangens des Reibungswinkels nach Gleichung (7) (Abschnitt 5.2), so daß der in situ mobilisierbare Reibungswinkel mit Sicherheit größer ist. Schmidt [1992] gibt dazu an, daß die Sande im Hamburger Hafen Scherwinkel von 40° besitzen, der rechnerische Reibungswinkel aber mit nur $32,5^\circ$ bis $37,5^\circ$ angegeben wird.

Zusätzlich wird davon ausgegangen, daß die sandigen Böden im Bereich kleiner Dehnungen Strukturwiderstände besitzen, die das Festigkeitsverhalten ebenfalls günstig beeinflussen (s. Abschnitt 4.1 „Analytische Berechnung“).

Die in die Berechnung eingeführten stofflichen Parameter sind im Bild 50 zusammengefaßt. Zur Einordnung aus geologischer und geotechnischer Sicht sind einige Anmerkungen vorangestellt.

9.2.1 Sande und Kiese

Für die im Hamburger Hafen vorkommenden sandigen bis kiesigen Schichten sind in den letzten Jahren und Jahrzehnten umfangreiche Kenntnisse vor allem aus Versuchen im Labor gewonnen worden. Die rolligen Böden sind eiszeitlich geprägt und den pleistozänen Mittelsand und Grobsand / Grobkiessschichten zuzuordnen.

Im Rahmen des Meßprogramms wurde das IGB-TUBS beauftragt, zur Erkundung der örtlichen Situation die Bodenproben aus drei Bohrungen, die allesamt in der Achse des Hauptmeßquerschnitts lagen, bodenmechanisch zu untersuchen. Die Ergebnisse bestätigten insgesamt die im Bemessungsblatt vorgegebenen geotechnischen Kennwerte, so daß dieses als Grundlage zur Parameterwahl dienen konnte.

Die Kennwerte sind dem folgenden Bemessungsprofil zu entnehmen. Für die Geröllschicht sind die bodenmechanischen Kennwerte des überlagernden Mittelsandes übernommen worden.

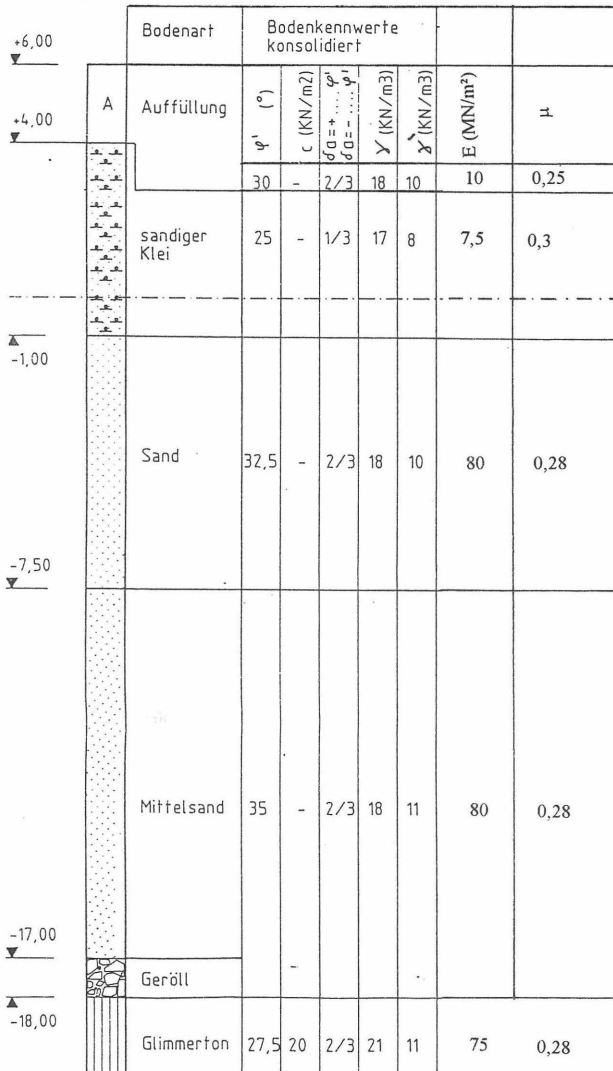


Bild 50: Bodenprofil und Rechenkennwerte

9.2.2 Tone

Der die sandigen und kiesigen Schichten unterlagernde und fast im gesamten Gebiet des Hamburger Hafens vorhandene Glimmerton entstand während des Miozäns (Jungtertiär). Er war anschließend regional unterschiedlichen tektonischen und diagenetischen Vorgängen ausgesetzt. Dabei haben sich seine Tiefenlage und seine bodenmechanischen Eigenschaften unterschiedlich entwickelt.

Unter Anwendung der Klassifikationskriterien der DIN 18123 ergibt sich eine Sedimentabfolge von stark schluffigen Feinstsanden, feinsandigen Schluffen, tonigen Schluffen bis zu schwach schluffigen Tonen.

In Harden [1992] sind Untersuchungen vorgestellt, in denen sich große Streubreiten bei der Bestimmung der Scherparameter c_u , c' und ϕ' ergaben. Die undrainierte Scherfestigkeit c_u lag im Bereich von 75 bis 800 kN/m², die Kohäsion c' variierte in den Grenzen von 0 bis 225 kN/m², der Reibungswinkel ϕ' schwankte zwischen 25 und 37,5°. Der Steifemodul konnte mit $10 < E_s < 170$ MN/m² angegeben werden.

Eine Abhängigkeit der bodenmechanischen Parameter von Wassergehalt und Tonanteil ist zu erwarten. Statistisch begründete Zusammenhänge liegen für die im Hamburger Hafen vorkommenden Glimmertone derzeit nicht vor [Harden, 1992].

Auswerteverfahren für eine große Anzahl bindiger Bodenproben werden auf der Basis statistischer Methoden in Ruppert [1980] beispielhaft beschrieben. Die aufgezeigten Korrelationen der bodenmechanischen Eigenschaften sind auf die Hamburger Böden nicht übertragbar, so daß ähnliche Untersuchungen für die Glimmertone wünschenswert wären.

9.3 Beton

Die Stahlbetonpfähle werden als linear elastisch beschrieben, da nur Druckspannungen unterhalb der zulässigen Gebrauchslasten auftreten und deshalb keine plastischen Verformungen zu erwarten sind. Die Materialkennwerte für den Pfahlbeton beinhalten demgemäß einen konstanten Elastizitätsmodul ohne Prüfung von Fließ- oder Bruchbedingungen.

Die Schlitzwand wurde mit einem Materialdatensatz für den bewehrten und einem Satz für den unbewehrten Beton abgebildet.

Zur Gewinnung realistischer Eingangsparameter sind in der Schlitzwand zwei Kernbohrungen ausgeführt worden. Die Proben wurden im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig geprüft. Es ergaben sich Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeiten von 50 N/mm², Spaltzugfestigkeiten von 4,62 N/mm² und E-Moduli von 33000 MN/m².

Um den Steifigkeitsverlust aus Übergang in den Zustand II zu quantifizieren, sind die in Stiglat [1995] zur Berechnung der Durchbiegung angegebenen Formeln ausgewertet worden. Für die hier vorliegenden geometrischen Verhältnisse ergibt sich ein Durchbiegungszuwachs gegenüber dem rechnerischen Wert (f_b) von ungefähr 88%.

mit

$$n = E_s / E_b = 7 \text{ und}$$

$$\mu = a_s / (b \cdot h) = 152 \text{ cm}^2 / (100 \text{ cm} \cdot 110 \text{ cm}) = 0,0138$$

folgt

$$f_o^{II} = 0,19 \cdot f_b / (n \cdot \mu) = 0,19 \cdot f_b / (7 \cdot 0,0138)$$

$$f_o^{II} = 1,88 \cdot f_b$$

Wird der Vergrößerungsfaktor von 1,88 bei der Ermittlung einer ideellen Betonsteifigkeit E_{bi} berücksichtigt so ergibt sich:

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

Bei der FE-Rechnung wurden die Betonsteifigkeiten mit

$$E_{bi} = 0,85 \cdot E_b$$

in die Lastfälle LF 1 bis LF 10 eingeführt.

Erst nach vollständiger Abbaggerung vor der Schlitzwand (LF 11 ff) werden die endgültigen Lasten wirksam und die zum Aufreißen des Betonquerschnitts in der Zugzone erforderlichen Verformungen ermöglicht.

Die Reduktion der Steifigkeitskennwerte wird im Abschnitt 12.4 „Verbesserung der Übereinstimmung durch Parameteranpassung“ erläutert.

10 Zieldefinition für die Parameterstudien

Für die im Rahmen der FE-Rechnung durchgeführten Parameterstudien war eine sinnvolle Zieldefinition vorzunehmen. Damit sollte für die Parameterstudien ein qualitatives und quantitatives Maß für die Übereinstimmung von Meß- und Rechengrößen angegeben werden.

In Cherubini [1995] wird erläutert, unter welchen Bedingungen und mit welchen Methoden eine Abschätzung der Genauigkeit und Verlässlichkeit aus dem Verhältnis von gemessenen und gerechneten Werten möglich ist.

Die Aufgabe kann als nichtlineares Optimierungsproblem mehrerer Veränderlicher angesehen werden. Die Mathematik stellt zahlreiche Verfahren zur Verfügung, deshalb wurde zu Beginn die Möglichkeit einer streng mathematischen Formulierung des Optimierungsproblems abgeprüft.

Die Vorgehensweise bei der Implementierung von Optimierungsstrategien in FE-Programmen ist in [Bathold, 1994] auf der Basis gewichteter und normierter Zielfunktionen dargestellt. Um diese Erkenntnisse zu nutzen, müssen allerdings bestimmte Randbedingungen gegeben sein.

Es ist deshalb eine Beschreibung der Struktur der gemessenen Größen voranzustellen. Die hier gesuchten Zielgrößen sind Wertepaare der Form

$$Z = (P(i), W(i, t)).$$

Die Wertepaare stellen dabei für einen Zeitpunkt t die Meßwerte $W(i, t)$ an verschiedenen Meßpunkten $P(i)$ dar. Struktur und Größe der Wertepaare werden später im Zusammenhang mit dem Meßsystem erläutert. Zunächst werden nur die grundsätzlichen Unterschiede deutlich gemacht.

Den einfachsten Typus stellen die gemessenen Ankerkräfte dar. Für jeden Zeitpunkt t erhält man nur einen Meßwert, so daß ein rascher Vergleich der Kurvenverläufe aus Meß- und Rechenwerten mit Verfahren, die auf der relativen Abstandsbestimmung der beiden Wertegruppen basieren, möglich ist. Man erhält einen Korrelationsindex für einen Meßwert über die Zeit.

Aus den Inklinometermessungen kann die Meßgröße Verformung für jede Tiefenlage für alle Bauzustände angegeben werden. Die Abstände der Stützstellen sind mit 0,5 m konstant und im Verhältnis zum Untersuchungsintervall ($l = 27$ m) ausreichend eng. Da die Verformungsfigur eine stetige und stetig differenzierbare Funktion darstellt, kann sie gut mit Hilfe einer Approximationsfunktion angenähert werden. Dieses Vorgehen ermöglicht den Vergleich mit den Rechenwerten, bei denen aus Gründen der geometrischen Modellierung normalerweise andere Stützstellen verwendet werden müssen.

Eine mathematische Formulierung zur Festlegung der Übereinstimmung von Approximationsfunktion und Rechenwerten wird damit möglich. Man erhält einen Korrelationsindex für die Meß- und Rechenwertkurven (s. Abschnitt 12.4 „Verbesserung der Übereinstimmung durch Parameteranpassung“).

Die Beurteilung der Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Horizontalspannungen hinter der Schlitzwand ist wesentlich komplizierter. Die Meßpunkte haben relativ große Abstände von i. M. ca. 5 m. Unstetigkeiten im Erddruckverlauf, z. B. an Schichtwechseln, sind zu berücksichtigen. Da eine Approximationsfunktion hier aus geotechnischer Sicht keinen Sinn macht, bliebe nur der Vergleich der an den Stützstellen ermittelten Werte. Keines der in großer Zahl zur Verfügung stehenden Beurteilungskriterien vermochte aber sinnvolle Kenngrößen zu liefern. Deshalb wurde die im Rahmen der Parameterstudien erzielte Annäherung der Horizontalspannungszustände rein visuell anhand von Grafiken beurteilt. Eine zahlenmäßige Festlegung eines Korrelationsindexes erscheint nicht möglich.

Insgesamt kann damit festgehalten werden, daß Struktur und Umfang der Meßwerte keine einheitliche mathematische Beschreibung der Korrelation zwischen Meß- und Rechenwert zulassen. Dies ist aber Voraussetzung zur geschlossenen Lösung des hier vorliegenden Optimierungsproblems.

Die Zielwerte wurden deshalb in der Abfolge ihrer meßtechnischen Aussagequalität und Genauigkeit angesteuert, und die Übereinstimmung auf der Grundlage des individuellen, vom Meßsystem abhängenden, Korrelationsindexes beurteilt.

Wie im weiteren Verlauf erläutert, sind die händischen Messungen, insbesondere Inklinometer und Gleitmikrometer, einer statistischen Beurteilung zugänglich gemacht worden. Da als Ergebnis der Untersuchungen eine äußerst verlässliche Verformungsfigur der Schlitzwand für alle Bauzustände angegeben werden konnte, wurde als primäre Zielfunktion die Übereinstimmung gemessener und gerechneter Wandverformungen festgelegt.

11 Spannungen im Boden

Die Beschreibung der Spannungsentwicklung wird vorangestellt, da der Bauablauf hierbei noch einmal im Detail erläutert wird und somit für die nachfolgenden Kapitel Grundlagen geschaffen werden. Die Erläuterungen und die grafischen Darstellungen beschränken sich auf die Entwicklung der Horizontalspannungen, um den Umfang der Arbeit nicht unangemessen zu erweitern. In den Diagrammen sind die „gemessenen“ Spannungen (σ_{gem}) entweder den „rechnerischen“ (σ_{rechn}) Spannungen aus der analytischen oder den „berechneten“ Spannungen aus der numerischen Rechnung gegenübergestellt. Um die Übersicht zu erleichtern, sind die erstgenannten Darstellungen in den Text eingefügt, die anderen in größerem Maßstab auf einer Einzelseite positioniert.

11.1 Meßtechnische Bestimmung der Spannungen im Boden

Die Spannungen innerhalb des Bodens σ_{tot} setzen sich aus den Anteilen Porenwasserdruck u und effektive Spannung σ_{eff} zusammen.

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma_{\text{eff}} + u \quad (28)$$

Eine direkte Messung der Effektivspannung ist nicht möglich. Es werden deshalb Meßgeber eingebaut, welche die Totalspannung erfassen, so daß durch Differenzbildung mit den ebenfalls gemessenen neutralen Spannungen die effektiven Spannungen rückgerechnet werden können. In Schnell [1994] werden Angaben zur konstruktiven und meßtechnischen Ausbildung sowie zum Einbau von Spannungsmeßsystemen für geotechnische Fragestellungen aufgelistet.

11.1.1 Totalspannungsmessungen

Zur Bestimmung der horizontalen Erddrucklasten sind 13 Druckkissen installiert worden, die durch Messungen der Porenwasserdrücke ergänzt wurden. Position und Tiefenlage sind dem Abschnitt 6.4 „Meßkonzept“ zu entnehmen. Zur Beurteilung der Genauigkeit der Spannungsmessungen sind Untersuchungen zur Bestimmung des Fehlers aus elektrischer Erfassung, Datendigitalisierung und Datenaufnahme durchgeführt worden [Niehoff, 1992].

Beispielhaft werden die Ergebnisse für die großen Erddruckkissen erläutert. Die Aufnehmer bestanden aus dem Kissen und einem den inneren Flüssigkeitsdruck registrierenden elektrischen Sensor. Die Qualität des Sensors wird über Angaben zur Linearität und Hysterese, Repetierbarkeit, Stabilität der Empfindlichkeit, Stabilität des Nullpunktes, thermischen Empfindlichkeitsänderung und thermischen Nullpunktverschiebung beschrieben. Die Messung des in mA vorliegenden Ausgangssignals erfolgte über externe Shuntwiderstände, so daß deren Einflüsse ebenfalls berücksichtigt werden mußten. Den Abschluß der Meßkette bildet ein Analog-Digitalwandler der auf der Basis der Integration des Eingangssignals mit Hilfe eines getakteten Binärzählers die Spannung in digitale Werte umsetzt. Aus der Addition aller Meßfehler kann, bei vorgegebenen Temperaturschwankungen und Meßzeiten, die Abweichung vom Sollwert für verschiedene Belastungen angegeben werden.

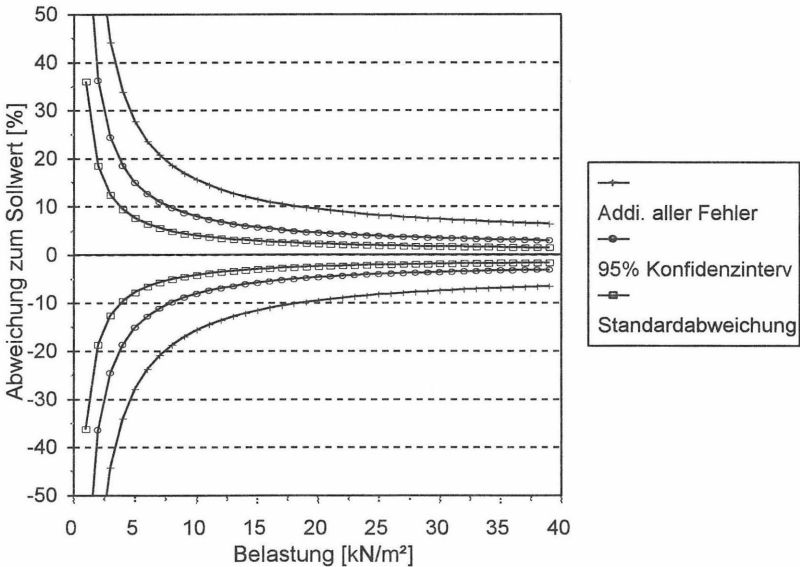


Bild 51: Gesamtabweichung der Großen Erddruckkissen, [Niehoff, 1992]

Da alle gemessenen Totalspannungen im Bereich über 15 kN/m² lagen, kann die Fehler-summe der elektrischen Erfassung für diesen Gebäudetyp mit kleiner als 10% angegeben werden. Bezieht man die Ergebnisse auf das 95% Konfidenzintervall, so verringert sich die prognostizierte Abweichung auf 5%. Die Einflüsse sind mit den Fehlern aus Einbau und Montage der Erddruckkissen zu überlagern. Hier sind vor allem Lageungenauigkeiten mit Tiefenfehlern im cm Bereich und Kippungen i. w. um die Horizontalachse zu berücksichtigen.

In Kenntnis der vielfältigen, die Qualität des Meßergebnisses negativ beeinflussenden, Sachverhalte sind zur Bestimmung von Kalibrierkurven Tests, wie z. B. Eintauchversuche an der Oker-Talsperre, durchgeführt worden. Zur Bestimmung der Nullwerte und Umrechnungsfaktoren sind die Ergebnisse, die in einer institutseigenen Belastungseinrichtung gefahrenen Zeitstandsversuche eingeflossen.

Wie beschrieben, war das Meßsystem so ausgelegt, daß die redundante Erfassung einzelner Meßgrößen sichergestellt war. Der daraus resultierende Zuwachs an Aussagegenauigkeit ergibt sich auf der Basis statistischer Methoden. Die mathematische Herleitung und die quantitative Bestimmung der Verbesserung der Meßqualität ist noch Gegenstand weiterführender Untersuchungen des Instituts. Für einzelne Zeitpunkte kann, z. B. aus der Zusammenführung der Meßwerte der „großen“ und „kleinen“ Erddruckkissen der Gesamtfehler minimiert werden.

Dabei müssen die Standardabweichung des Einzelgebers, die, wie gezeigt, belastungsabhängig ist, und der Abstand der Erwartungswerte berücksichtigen werden. Über die Bildung gewichteter Mittelwerte gelangt man zu einer verlässlicheren Aussage.

Aus den bisherigen Untersuchungen kann eine Gesamtabweichung aller Einflußfaktoren mit ca. 10 bis 15% abgeschätzt werden [Stahlhut, 1994]. Auf die explizite Darstellung von Meßwertbändern statt Meßwertkurven wurde in den Diagrammen zugunsten besserer Lesbarkeit verzichtet.

11.1.2 Wasserdruckmessungen

Im Rahmen des Meßprogramms am O'Swaldkai sind zur Bestimmung des freien Grundwasserspiegels offene Pegel angeordnet worden. Die Ableitung der Wasserdruckverteilung erfolgte auf der Grundlage dieser Messungen unter Annahme eines linearen, hydrostatischen Anstiegs. Da diese Annahme konsequent in alle Analysen und Berechnungen eingeführt wurde, ist die innere Konsistenz gewährleistet und Fehlinterpretationen ausgeschlossen. Aus hydrogeologischer Sicht ist dennoch die Kenntnis der wirklichen Wasserdruckverteilung von besonderem Interesse. Aus diesem Grunde wird in einem zweiten Untersuchungsprogramm im Hamburger Hafen am Burchardkai versucht, auf andere Kaikonstruktionen übertragbare Kenntnisse über die Wasserdruckverteilung und die zugehörigen Strömungsvorgänge zu erhalten [Gattermann, 1994].

Die Meßwerte der elektrischen Wasserdruckgeber wurden mehrfach durch Vergleichsmessungen mit Hilfe eines Lichtlots kalibriert, so daß der maximale Fehler mit ca. $0,05 \text{ kN/m}^2$ angegeben werden kann. Die Veränderung der Wasserstände im Boden und in der Elbe ist im Bild 52 beispielhaft für den 04. Januar 1994 dargestellt.

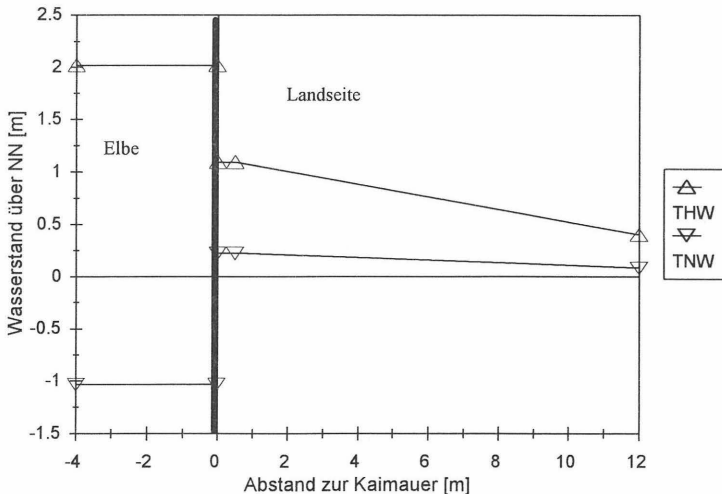


Bild 52: Wasserstände vor und hinter der Kaimauer, Januar 1994

In der Elbe sind bei Tidehochwasser (THW) + 2,05 m, bei TNW -1,05 m gemessen worden. Auf der Landseite sind die Wasserstände in den beiden Pegeln, die im Abstand von 0,5 und 11,8 m zur Kaiwand angeordnet worden sind, mit 1,1 m (THW) und 0,2 m (TNW) bestimmt worden.

11.2 Primärspannungszustand

Zur Beurteilung des Primärspannungszustandes im Boden wurden schon vor Baubeginn fünf Erddruckkissen in Bohrungen ($\varnothing$ 200 mm) ca. 50 cm vor der Schlitzwand eingestellt. Die hohlraumfreie Verfüllung der Bohrlöcher mit Quarzsand und der ständige Tidewechsel führten zu einer raschen Stabilisierung der Meßwerte, so daß bereits nach kurzer Zeit Aussagen zur Erdruhedruckverteilung gemacht werden konnten.

Eine Gegenüberstellung rechnerischer und gemessener horizontaler Erddrücke ist in den Bildern 53 und 54 durchgeführt. Die rechnerischen Erddruckordinaten ergaben sich bei Verwendung der Bodenkennwerte, wie sie im Bemessungsprofil angegeben und in die statische Berechnung eingeführt worden sind.

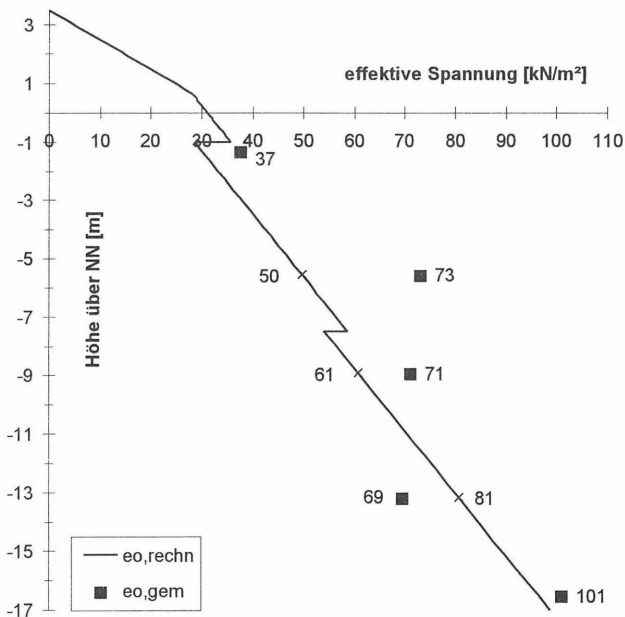


Bild 53: Rechnerische und gemessene Erddrücke vor Abbaggerung bei Tidehochwasser (Statik / Messung)

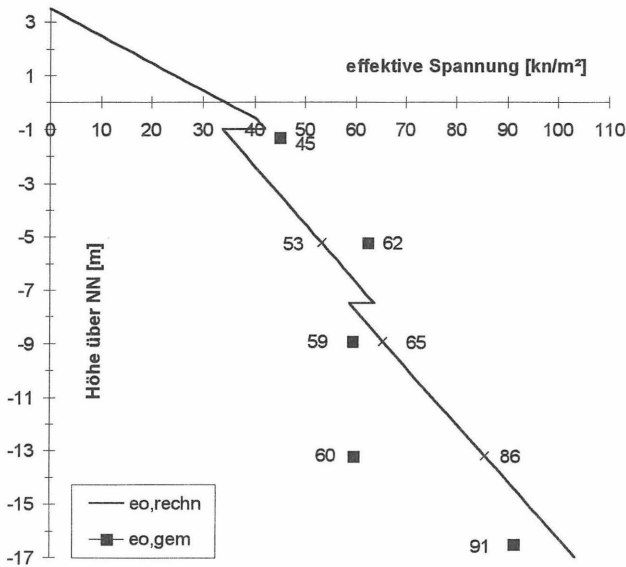


Bild 54: Rechnerische und gemessene Erddrücke vor Abbaggerung bei Tideniedrigwasser (Statik/Messung)

Man erkennt, daß die rechnerischen Erddrücke für den Ruhezustand einigermaßen zutreffend sind und sich die größten Abweichungen im Feldbereich ergeben. Die Spannungen werden für den THV-Fall im Mittel leicht unterschätzt und für den TNW-Fall i. M. leicht überschätzt.

Die für die FE-Analyse vor Baubeginn zugrunde zu legende Geometrie mußte auch die alte Kaimauer, hier im wörtlichen Sinn, beinhalten. Um die Relevanz der Abbildung der alten Konstruktion auf die berechneten Spannungs- und Verformungszustände zu bestimmen, sind Vergleichsrechnungen mit unterschiedlicher Konzeption durchgeführt worden. Die umgesetzte Lösung stellte den vor der zukünftigen Schlitzwand liegenden Körper als homogenes Bodenmaterial dar. Die Strukturwiderstände der alten Mauer wurden durch äußere Lasten simuliert. In den FE-Rechnungen ergeben sich die horizontalen und vertikalen Spannungen aus Eigengewicht und elastischem Materialverhalten. Die Vertikalspannungen erreichen am Schlitzwandfuß ca. 280 kN/m² und steigen bis zum Berechnungsrand auf 650 kN/m² an. Die Horizontalspannung liegen am Schlitzwandfuß bei 85 kN/m² und damit im Bereich der durch den k_0 -Wert bestimmten Grenzen.

Die Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Spannungen in Bild 56 zeigt, daß die numerische Rechnung zutreffende Zahlenwerte sowohl für den Tiedehoch- wie Tideniedrigwasserfall liefert.

ANSYS 5.0.5
 NOV 19 1995
 11:31:20
 PLOT NO. 1
 NOORL SOLUTION
 STEP=1
 SUBE=2
 TIME=1
 SX (PRY)
 RSYSD
 DYN 0.25E+06
 SNZ 0.5E+06
 SNX 0.1E+06
 ZV 1
 ZHS 0.501
 XYS 1.501
 XZE 1.501
 XZF 1.501
 XZF 1.501
 CENTROID HOLE
 -259.063
 -130.063
 -100
 -75
 -50
 -25
 0
 LINES
 LINES NUM

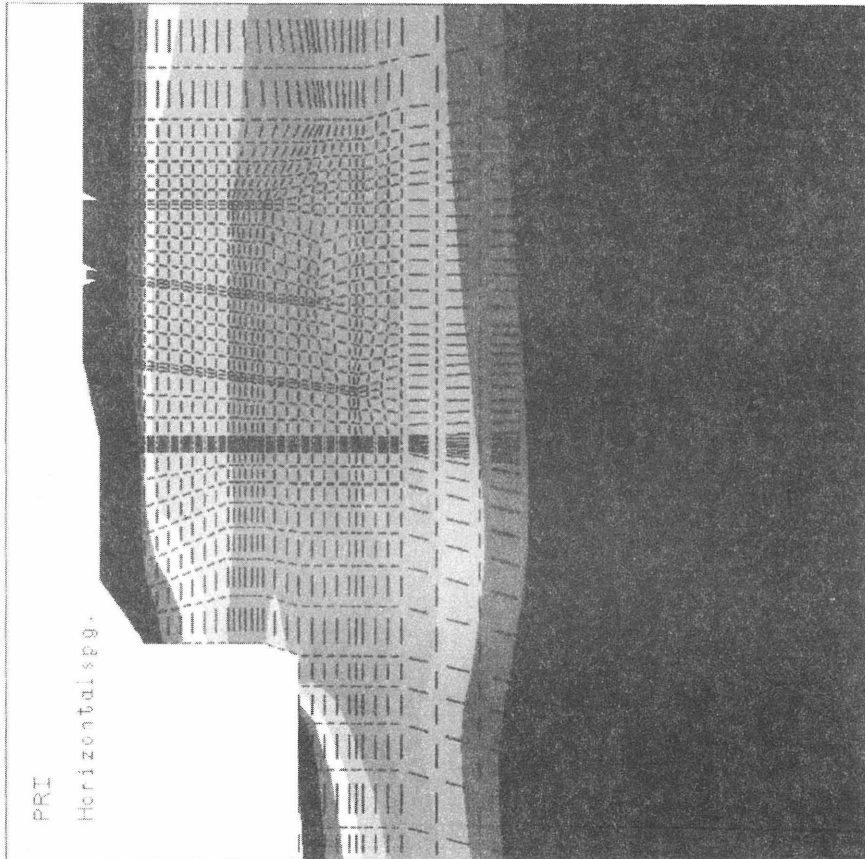


Bild 55: Horizontalspannungen im Primärzustand [kN/m²] (FE)

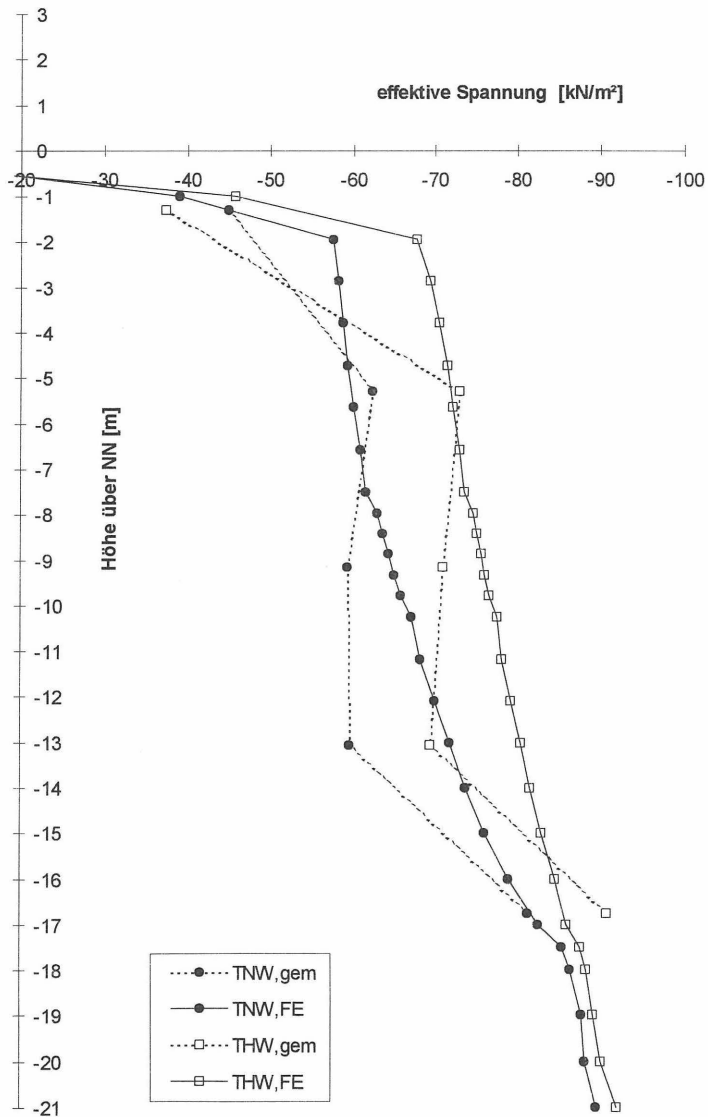


Bild 56: Horizontalspannungen im Primärzustand (FE / Messung)

11.3 Schlitzwandherstellung

Während der Herstellung der Schlitzwand unterliegen die Spannungszustände im Boden einer nachhaltigen Veränderung [Rodatz, 1992b]. Zunächst wird der Schlitz mit einem Greifer ausgehoben und durch die eingebrachte Stützflüssigkeit offen gehalten. Die primären Horizontalspannungen, die sich aus dem Produkt von Vertikalspannung und k_0 -Wert ergaben, stehen nun im Gleichgewicht zum Flüssigkeitsdruck, der mit der Tiefe linear ansteigt und am Wandfuß ca. 250 kN/m² beträgt. Beim Betonieren der Wand erwartet man eine weitere Spannungserhöhung, da die Dichte des zunächst flüssigen Betons nennenswert die der Stützflüssigkeit übersteigt.

Mit den im Vorlauf eingebrachten „kleinen“ und den am Bewehrungskorb installierten „großen“ Erddruckkissen standen zehn Meßstellen zur Erfassung der Spannungsveränderungen während der Herstellphase zur Verfügung. Bereits während des Einhängens des Bewehrungskorbes in den mit der Stützflüssigkeit gefüllten Schlitz waren alle Meßsysteme aktiviert. Im Bild 57 sind die Ergebnisse für die Phasen Einbau und Betonieren aufgeführt.

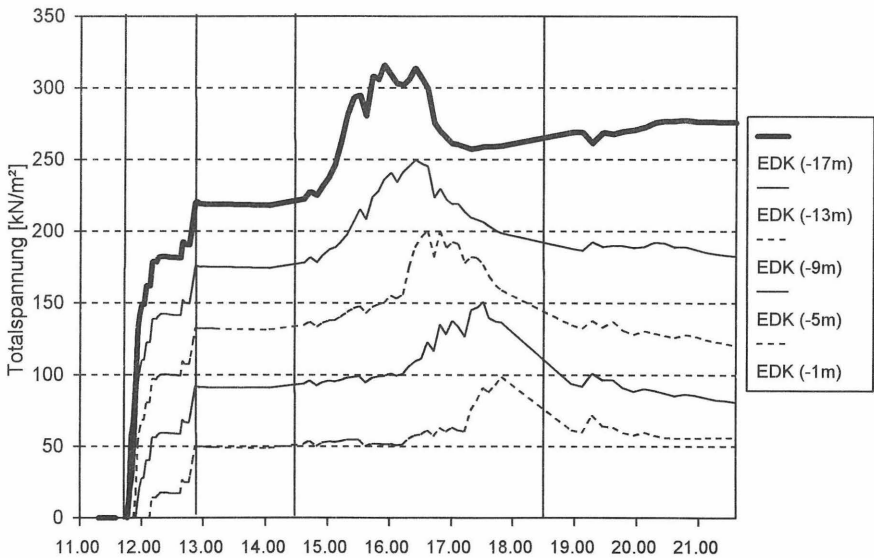


Bild 57: Spannungsmessungen während der Einbauphase (Große Erddruckkissen)

Im linken Diagrammteil ist das Eintauchen der großen Erddruckkissen in die Suspension erkennbar (11:40 bis 12:55 Uhr). Die Größe des Suspensionsdruckes wurde parallel mit einem eigens entwickelten Steigrohrsystem gemessen.

Nach einer Pause von 90 Minuten wurde der Beton eingebracht (ab 14:25 Uhr). Der Maximalwert des horizontalen Betondrucks wurde mit 320 kN/m^2 (etwa 70 % des hydrostatischen Betondrucks) gemessen. Bei Betonierende war der Druck auf 260 kN/m^2 (etwa 60 % des hydrostatischen Drucks) abgefallen. Das bedeutet, daß die horizontale Frischbetonspannung geringer ist als das Ergebnis der Multiplikation aus Wichte des Betons und der Höhe der Betonsäule.

Dieser Effekt ist auch aus Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen bekannt [z. B. van Impe, 1988]. Er wird dort als „Siloeffekt“ beschrieben und wird unter anderem auf die Wirkung der Bewehrung zurückgeführt.

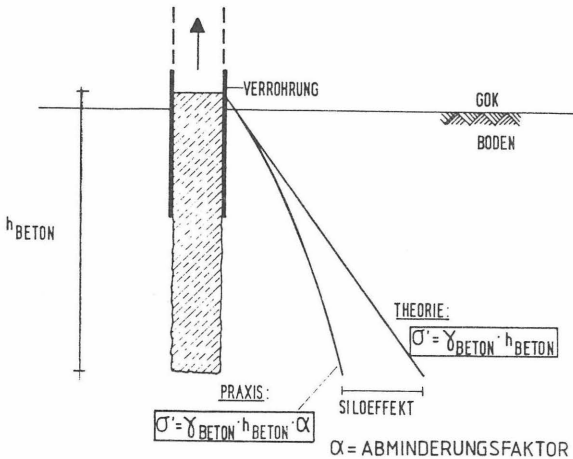


Bild 58: Siloeffekt des Frischbetondrucks, [Hartung, 1994]

In der dem Einbau des Betons folgenden Erhärtungs- und Abkühlungsphase tritt eine Volumenverminderung ein, die zu einer weiteren Entspannung des Bodens führt.

Grundsätzliche Angaben zur Spannungsentwicklung infolge Frischbetondruck können der DIN 18218 entnommen werden. In ihr werden sowohl die geometrischen wie zeitlichen Abhängigkeiten erläutert.

11.4 Pfahlherstellung

Die Ortbetonrammpfähle wurden nach Fertigstellung der Schlitzwand hergestellt. Durch das Einbringen des Betonvolumens in den anstehenden Boden ist ein Anstieg der Horizontalspannungen erwartet worden. Auf der Grundlage der Meßergebnisse leitet sich aber keine nennenswerte Anhebung des Spannungsniveaus ab.

Die Totalspannungen steigen zwar rasch an, aber sie beruhen zum allergrößten Teil auf einer temporären Erhöhung der Porenwasserdrücke, deren Abbau den ursprünglichen Spannungszustand nahezu unverändert wiederkehren läßt. Es kann also davon ausgegangen werden, daß der Einbringvorgang im wesentlichen als Bodenverdrängung eines verdichtbaren Bodens betrachtet werden muß [vgl. Rodatz, 1993].

Insgesamt bleibt festzuhalten, daß die Störung des Horizontalspannungszustandes durch den Herstellvorgang von Schlitzwand und Pfählen weit geringer als angenommen war (vgl. Abschnitt 2).

Die Nutzung der in Abschnitt 8.2 beschriebenen „*birth and death*“ option des FE-Programms für die Abbildung des Einbaus von Pfahl- und Schlitzwandbeton bildet deshalb in zutreffender Weise die Vorgänge ab. Auch hier sind nur geringe Änderungen des Spannungsniveaus berechnet worden, so daß eine gute Übereinstimmung von Messung und Rechnung vorliegt.

11.5 Herstellung der Kaiplatte

Nach Herstellen eines Planums auf der Unterkante der Kaiplatte bei NN +3,5 m und Freilegen der Pfahlköpfe ist zunächst ein Unterbeton eingebracht worden. Um für die Rückrechnung definierte Querschnittswerte zu erhalten, wurde zur Begrenzung der mittragenden Wirkung des Unterbetons eine Kunststoffolie eingelegt. Nach Abschluß der Bewehrungsarbeiten und der meßtechnischen Ausrüstung ist im November 1992 die Kaiplatte betoniert worden.

Da der Beton sich zunächst im bildsamen Zustand befindet, ist er als schlaffe Last zu betrachten. In die FE-Rechnung ist er deshalb in diesem Berechnungsschritt nahezu steifigkeitslos eingeführt worden, um eine Einleitung der aus Betoneigengewicht resultierenden Kräfte in den Boden zu gewährleisten.

11.6 Auffüllung

Die Auffüllung oberhalb der tiefliegenden Kaiplatte bis zur geplanten Geländehöhe erfolgte im Januar 1993. Die Erhärtungsphase des Kaiplattenbetons war bereits abgeschlossen, so daß Vertikalkräfte in die Pfähle eingeleitet werden konnten. Aus diesem Grund ergibt sich unter den Pfahlfüßen ein leichter Spannungsanstieg.

Im Bereich des Verpreßkörpers können ebenfalls Spannungsänderungen festgestellt werden, da die Anker vor dem Auffüllvorgang bereits angespannt worden sind.

ANSYS 5.0 A
 NOV 16 1995
 11:39:03
 PLOT NO. 13
 NODAL SOLUTION
 STEP=4
 SUB=2
 TIME=4
 (AVG)
 SXS=0
 SMX=0.241693
 SMN=-964.979
 SMX=15.363
 ZV=1
 KDIS=33.601
 XXF=1.503
 XYF=-63.764
 ZF=1.3
 CENTROID HIDDEN
 -964.979
 -120
 -105
 -90
 -75
 -60
 -45
 -30
 -15
 0

LINES
 MAT NUM

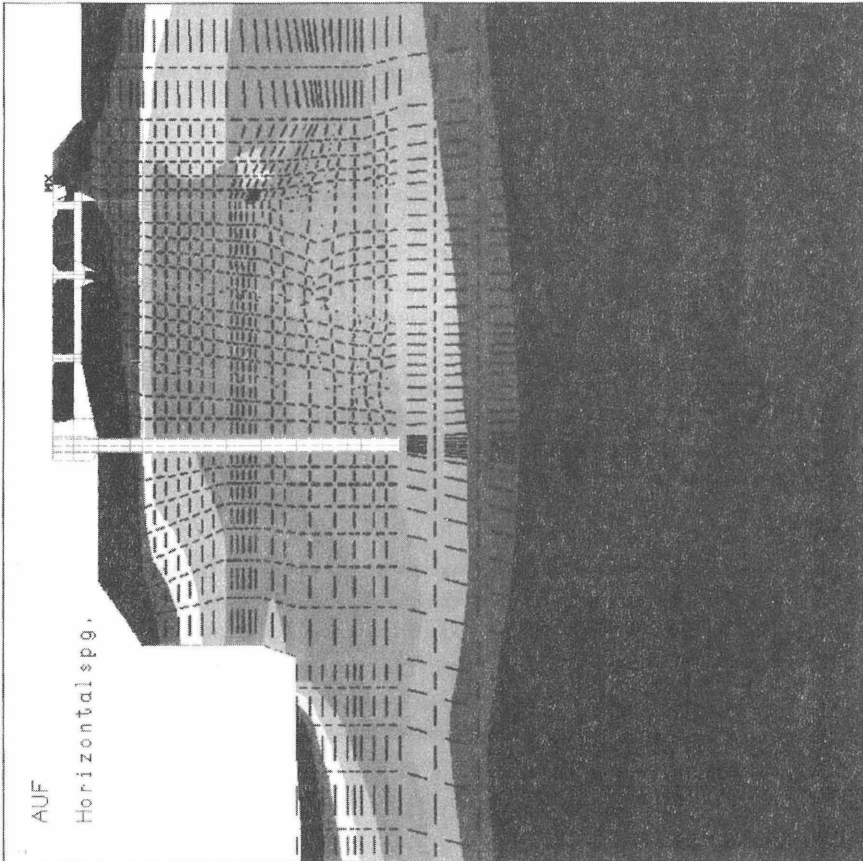


Bild 59: Horizontalspannungen nach Auffüllung [kN/m^2] (Bezugswerte, FE)

Die zu diesem Zeitpunkt herrschenden Spannungs- und Verformungszustände sind für alle Meß- und Rechenergebnisse als Bezugsgrößen gewählt worden.

Die Veränderungen infolge des weiteren Bauablaufs, insbesondere der Abbaggerung, werden also auf den Zeitpunkt nach Fertigstellung aller Betonbauteile und der Aufschüttung bezogen. Die berechneten und gemessenen Verformungen stellen die Differenzverschiebungen gegenüber diesem Zustand dar.

Der Betrachtungszeitraum endet mit dem Jahreswechsel 1994/95, da zu diesem Zeitpunkt die elektrische Meßwerterfassung infolge Hochwassers außer Betrieb gesetzt wurde.

11.7 Zwischenzustände während der Abbaggerung

Die Untersuchung der Zwischenzustände während der Abbaggerung bleibt auf die Dokumentation der Spannungs- und Verformungsentwicklung beschränkt. Da weder eine kontinuierliche noch ausreichend genaue Messung der aktuellen Baggersohlen möglich war, sind die geometrischen Verhältnisse, die den gerechneten und gemessenen Werten gegenüber zu stellen wären, nur grob angebbbar.

Beispielhaft sind für den 2. Aushubzustand die Ergebnisse der FE-Rechnung beigelegt. Die Kubatur des ausgehobenen Bodens wird durch die Linienstruktur verdeutlicht. Im Vergleich zu Bild 59 kann eine Abnahme der horizontalen Spannungen im oberen Schlitzwandbereich festgestellt werden.

11.8 Zustand nach Abbaggerung

Die Abbaggerung war Ende Juli 1993 abgeschlossen. Die sich rechnerisch nach Abbaggerung ergebenden Horizontalspannungen sind im Bild 61 aufgetragen.

ANSYS 9.0.4
 NOV 16 1995
 11:25:20
 PLOT NO. 29
 NODAL SOLUTION
 STEP=8
 SUB=2
 TIME=8
 SX (AVG)
 RSY=0
 CMX=0.23692
 CMY=15.7325
 SMX=17.022
 ZY=1
 XDIST=39.601
 XXF=1.503
 XYF=-23.784
 XZF=1.3
 CENTROID HIDDEN
 -237.325
 -120
 -105
 -90
 -75
 -60
 -45
 -30
 -15
 0
 LINES
 MAT NUM

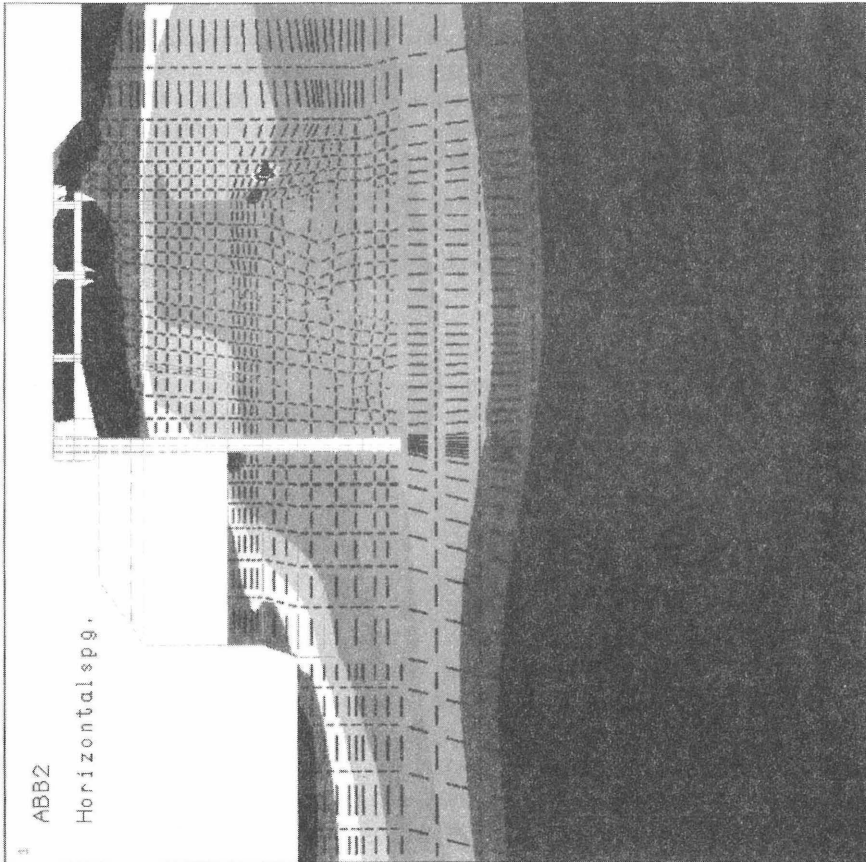


Bild 60: Horizontalspannungen für den 2. Aushubzustand [kN/m^2] (FE)

ANSYS 5.0 R
 NOV 16 1995
 11:36:25
 PLOT NO. 37
 NODAL SOLUTION
 STEP=10
 SUB=2
 TIME=10 (AVG)
 SSYS=0
 DMX=0.237475
 SMN=-324.179
 SMX=46
 ZV=1
 K0IST=3.601
 KXFE=1.593
 KYFE=-23.764
 KZFE=1.3
 CENTROID HIDDEN
 -324.179
 -120
 -100
 -90
 -75
 -60
 -45
 -30
 -15
 0
 LINES
 MAT NUM

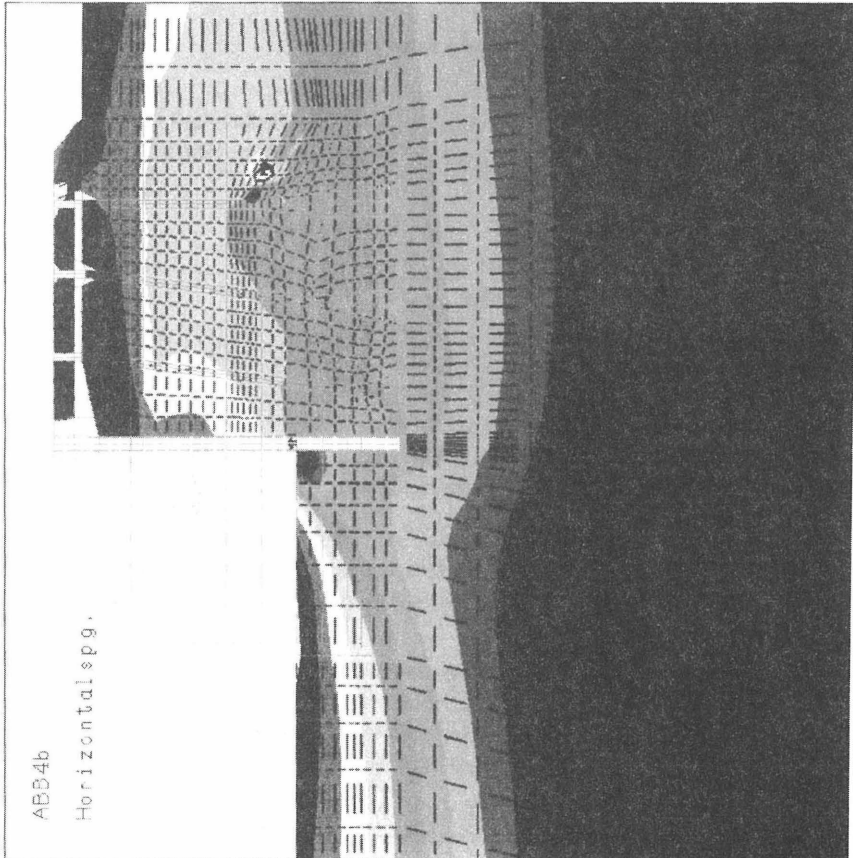


Bild 61: Horizontalspannungen für den 4. Aushubzustand [kN/m^2] (FE)

In den folgenden Rechenschritten sind deshalb ein fortschreitender Steifigkeitsverlust und eine Vergrößerung des entfestigten Bereiches angesetzt worden. Das eher empirische Annähern an die Zielwerte ist erforderlich, da eine Quantifizierung der Veränderung der bodenmechanischen Parameter infolge der mannigfaltigen und einer theoretischen Bestimmung nahezu unzugänglichen Einflüsse nicht möglich ist (s. Abschnitt 9.1.3).

Die Größe des entfestigten Bereiches ist für den letzten Iterationsschritt in Bild 63 angegeben, die zahlenmäßige Variation ist in Zusammenhang mit der Beurteilung der Verformungsentwicklung eingehend erläutert (s. Abschnitt 12.4).

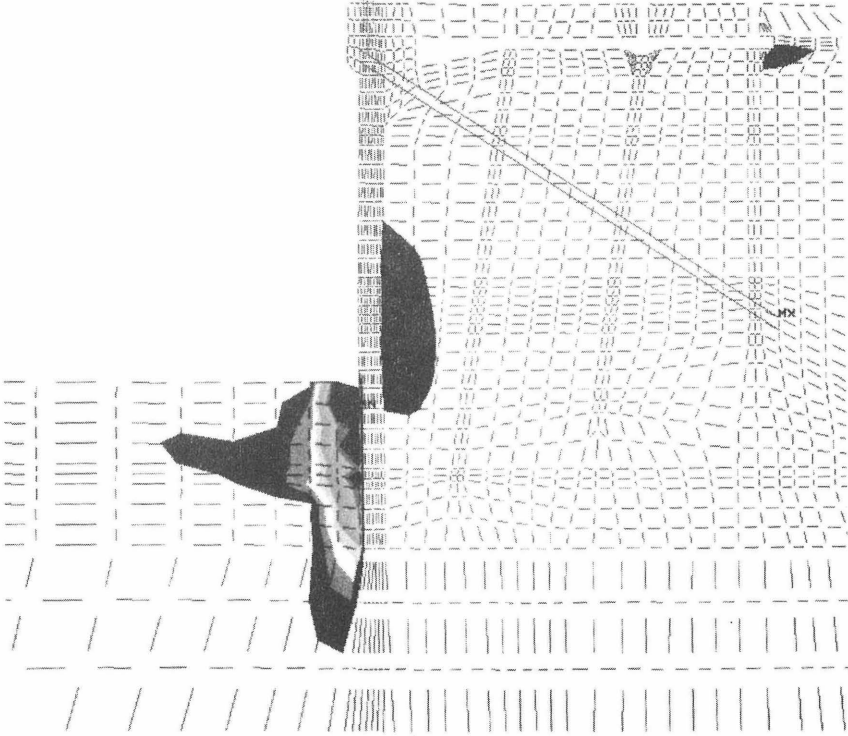


Bild 63: Entfestigter Bereich elbseitig und unterhalb der Hafensohle

Das o. g. Vorgehen führte zu einer Umlagerung der wirksamen passiven Erddrücke in größere Tiefen, sodaß sich nun eine Spannungskonzentration im Bereich der Glimmertone ergibt.

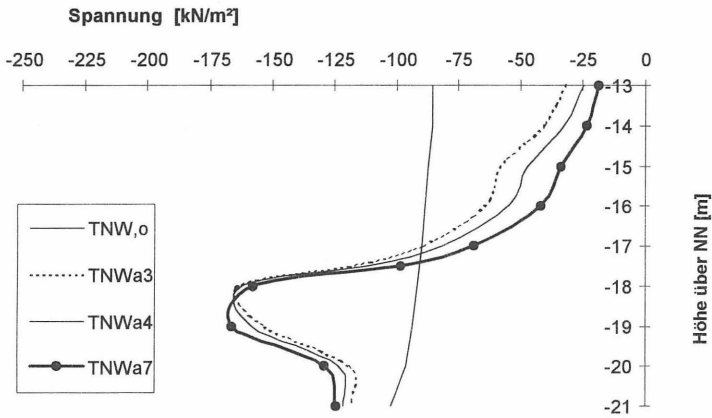


Bild 64 : Passive Erddrücke unterhalb der Hafensohle für den Zustand vor Abbaggerung (TNW,0) und die Iterationsschritte 3, 4 und 7 nach Abbaggerung (FE)

Die Änderung in der Lastabtragung kann gut aus dem Vergleich der Bilder 61 und 65 gewonnen werden. Die Horizontalspannungen betragen im Bereich der Mittelsande bis NN -17 m weniger als 50 kN/m^2 und steigen erst in den Glimmertonen stark an.

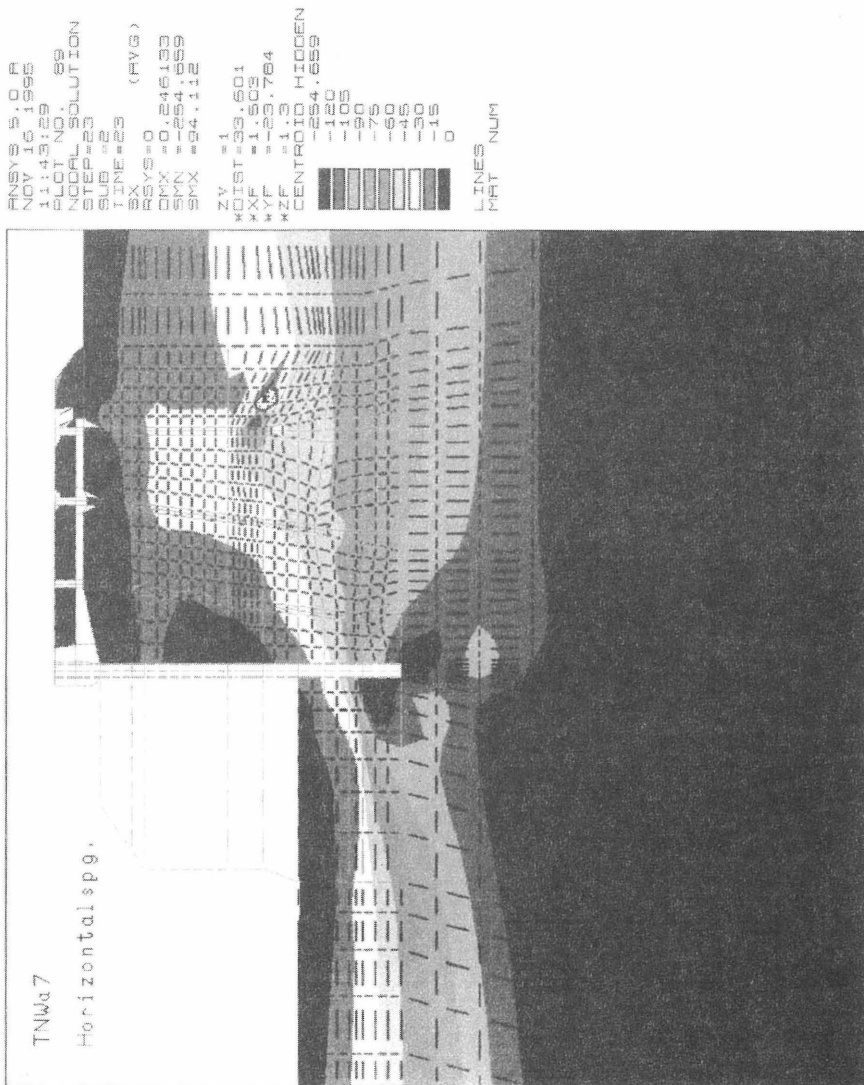


Bild 65: Horizontalspannungen für den Iterationsschritt 7 bei Tideniedrigwasser [kN/m²] (FE)

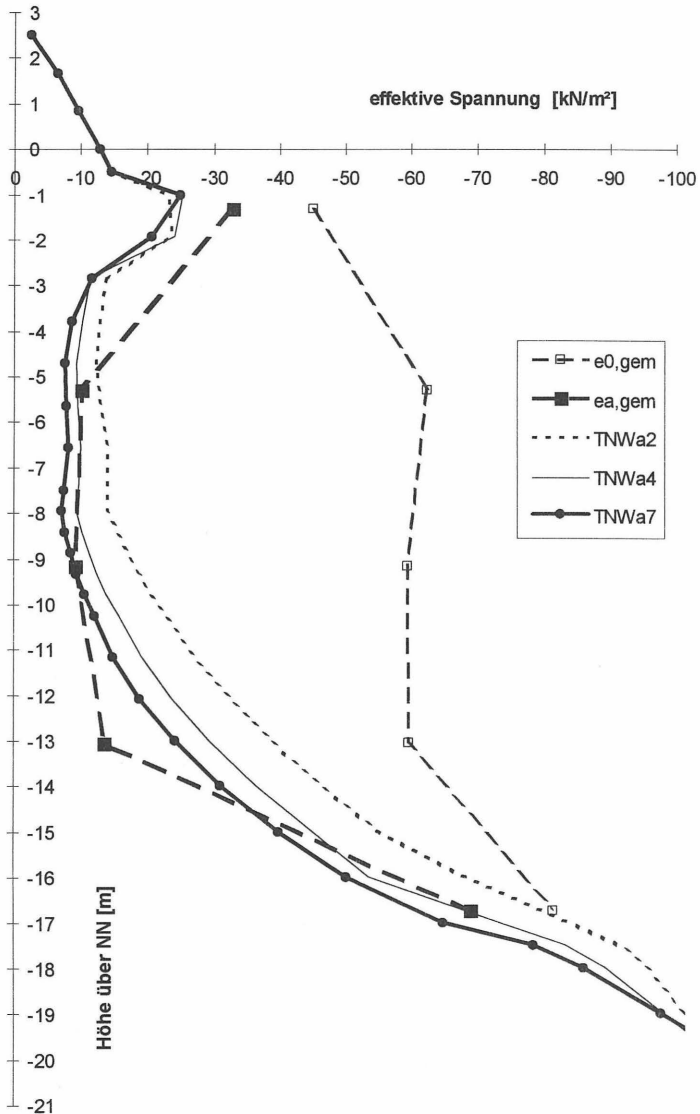


Bild 66: Horizontalspannungen für den Zustand vor Abbaggerung ($e_{0,gem}$) und die Iterationsschritte 2, 4 und 7 sowie $e_{a,gem}$ nach Abbaggerung (FE / Messung)

11.9 Veränderung der Spannungen infolge Abbaggerung

Neben der vergleichenden Betrachtung der Absolutwerte der horizontalen Spannungen ist die Gegenüberstellung relativer Veränderungen interessant. Aus meßtechnischer Sicht ergibt sich dabei der Vorteil, daß der Nullwert des Gebers infolge Differenzbildung fortfällt und nur noch die Empfindlichkeit in die Rechnung eingeht.

Um die Reduktion der Erddrücke sichtbar zu machen, sind in Bild 67 die Spannungsdifferenzen infolge Abbaggerung für den Tideniedrigwasserfall aufgetragen.

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Veränderungen der Erddrücke ist in Bild 68 dargestellt. Man kann deutlich die allmähliche Reduktion der Spannungen ablesen, die nach Abschluß der iterativen Parameteranpassung zu einer guten Übereinstimmung führt.

```

ANSYS 5.0.4
NOV 16 1995
11:09:11
NODAL SOLUTION
STEP=999 (AVS)
SX
RSTRES=0
OMX=0.04484
SMN=-70.715
SMX=112.134
ZV=1
KDIST=3.601
**KF=1.503
**ZF=3.784
CENTROID HIDDEN
-70.715
-49.0
-1.5
0
150
300
450
600

```

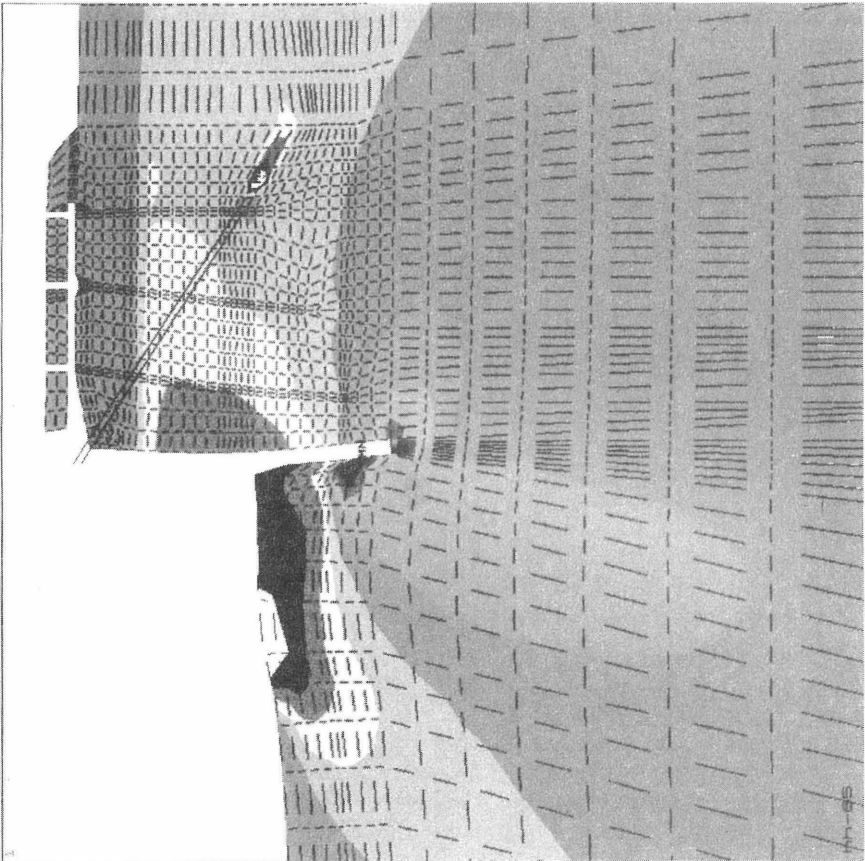


Bild 67: TNWa5 - TNWo, Horizontalspannungsdifferenzen infolge Abaggerung [kN/m²] (FE)

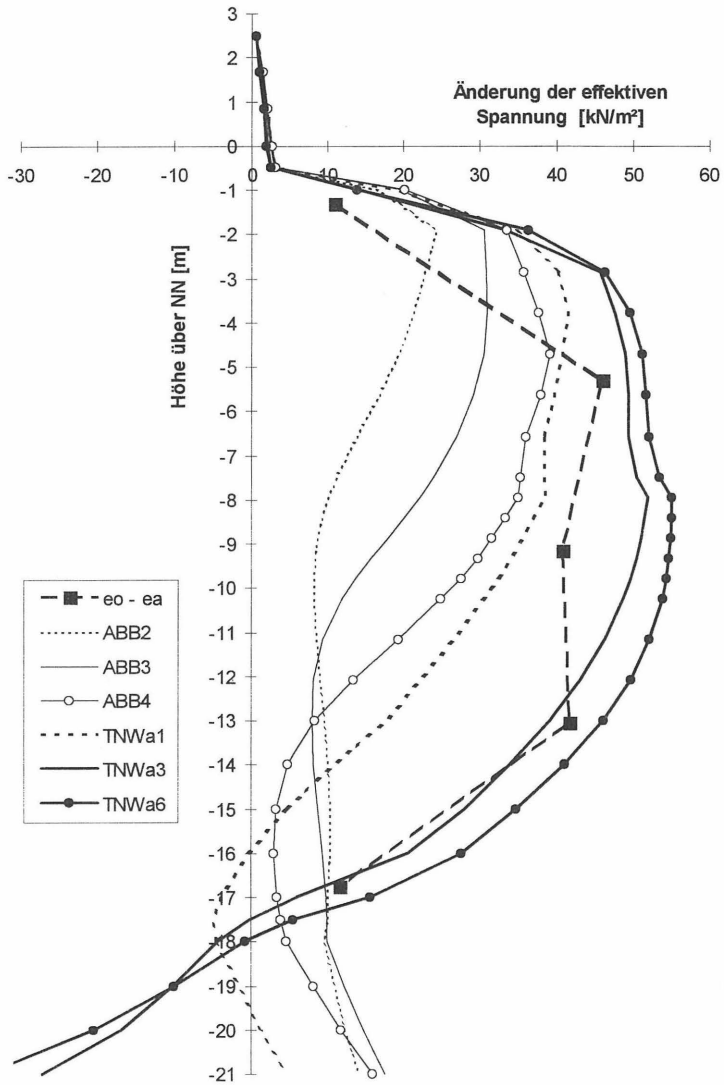


Bild 68: Gemessene ($eo - ea$) und berechnete Horizontalspannungsdifferenzen für die Abbaggerungsphasen 2, 3 und 4 sowie die Iterationsschritte 1, 3 und 6 (FE / Messung)

11.10 Veränderung der Spannungen infolge Tidewechsel

Eine der wesentlichsten Erkenntnisse wurde aus der Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhaltens der Konstruktion aus Bauwerk und Boden während des Tidewechsels gewonnen.

Im folgenden Diagramm ist die Veränderung der Spannungen infolge Tidewechsel für die Zeit nach Abschluß des Herstell- und Erhärtungsvorgangs aufgetragen.

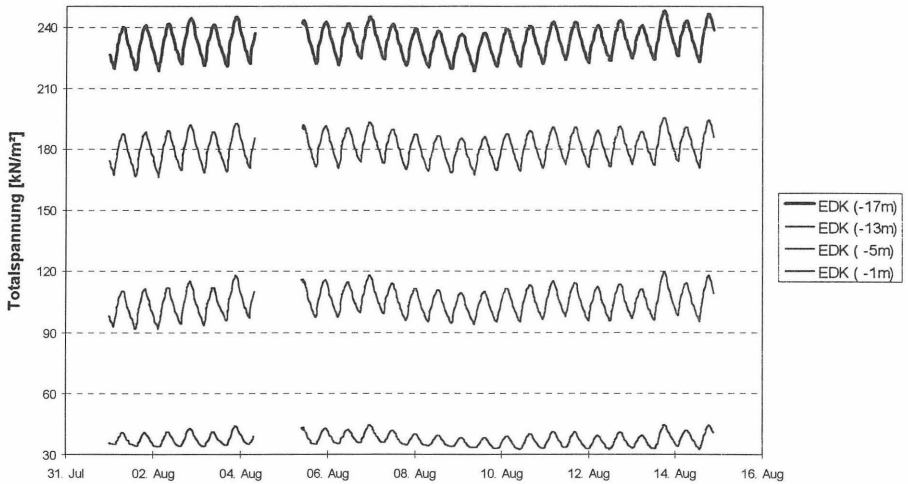


Bild 69: Spannungsentwicklung in den kleinen Erddruckkissen

Betrachtet man den Tidewassereinfluß, so stellt sich eine wechselseitige Belastung der Wand ein. Bei Tidehochwasser (THW) ergeben sich Wasserüberdrücke auf der Elbseite, bei Tideniedrigwasser (TNW) Wasserüberdrücke auf der Landseite (Bild 70).

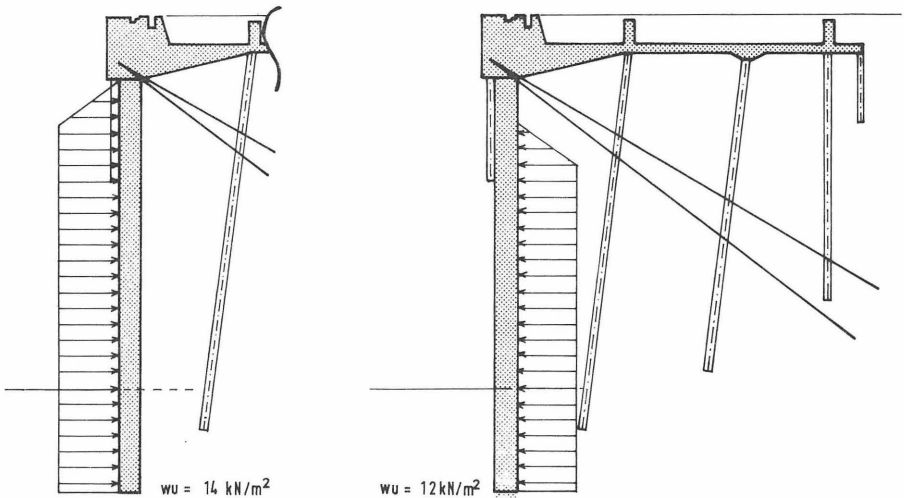


Bild 70: Wasserüberdrücke bei THW und TNW

Wegen der Abhängigkeit der gemessenen Erddrücke vom Innen- und Außenwasserstand wird zunächst die rechnerische Veränderung der Spannungen infolge Tidewechsel analysiert. Dabei werden die effektiven Spannungen bei ablaufendem Wasser betrachtet, d.h. die Differenz der Spannungswerte 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/m^2 (ea,rech) [Stahlhut, 1994].

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/m^2 .

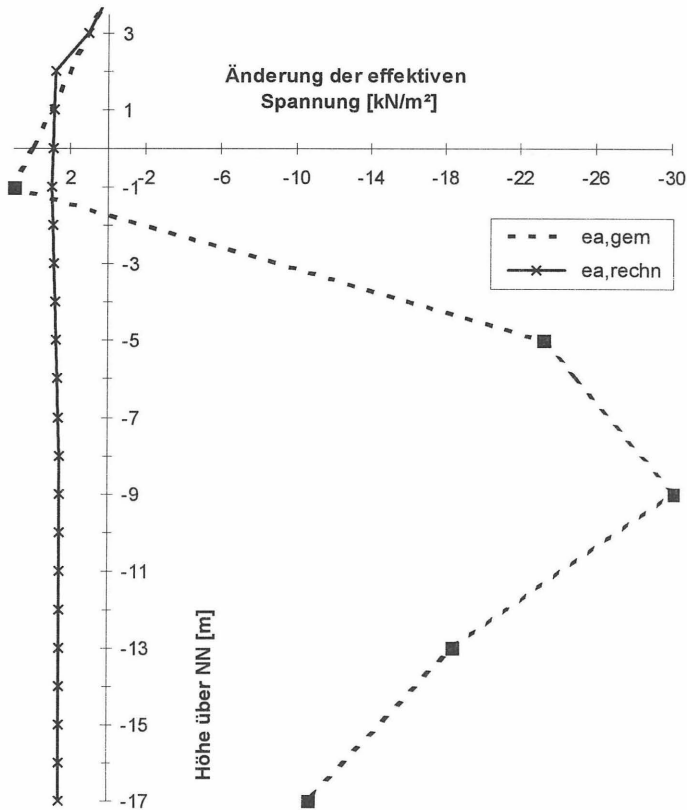


Bild 71: Gemessene (ea,gem) und rechnerische (ea,rechn) Horizontalspannungsdifferenzen bei ablaufendem Wasser

Um die Auswirkungen auf die Belastung der Wand beschreiben zu können, müssen gleichzeitig die Wasserüberdrücke betrachtet werden.

Werden für eine Tiefenposition (hier $t = \text{NN} - 9,15 \text{ m}$) die effektiven Spannungen (ea 03) zusammen mit den Wasserüberdrücken (Δu) aufgetragen, so kann man ablesen, daß die Erhöhung der landseitigen Wasserüberdrücke zu Reduktionen der Erddrücke in gleicher Größenordnung führt. Die auf die Schlitzwand einwirkende Last $p(9,15)$ bleibt mit knapp 20 kN/m^2 nahezu konstant.

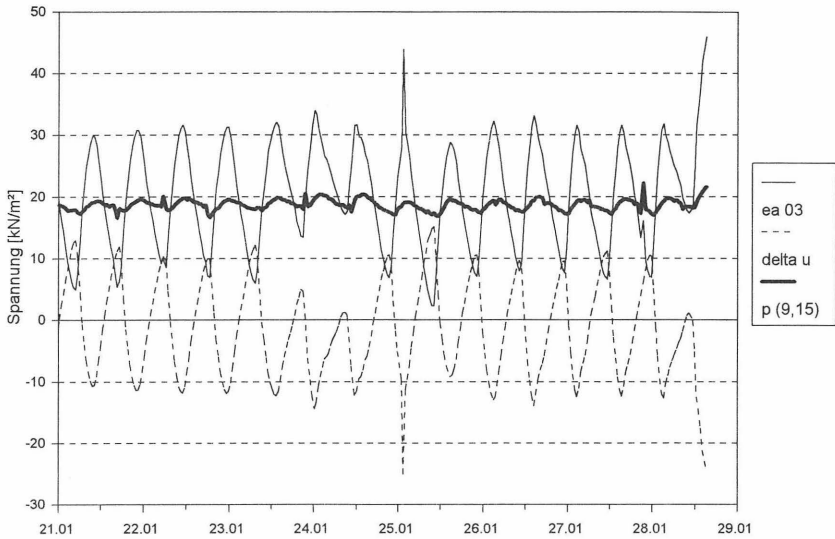


Bild 72: Belastungsänderung infolge Tidewechsel, $t = \text{NN} - 9,15 \text{ m}$

Die kontinuumsmechanische Abbildung der Vorgänge durch die FE-Rechnungen bestätigte die Meßergebnisse.

Auch hier zeigt sich eine deutliche Abnahme der Horizontalspannungen, die im Feldbereich ihr Maximum erreichen und zum Fuß- und Kopfpunkt abklingen. Die Grafik zeigt, daß es i. w. zu einer Reduktion der effektiven Spannungen und damit einem kleineren Gesamterdruck kommt und die Spannungsumlagerung infolge Tidewechsel nur gering ist.

Die dünn gestrichelte Linie in Bild 73 stellt die Verteilung der rechnerisch angesetzten Wasserüberdruckdifferenz von 25 kN/m^2 dar.

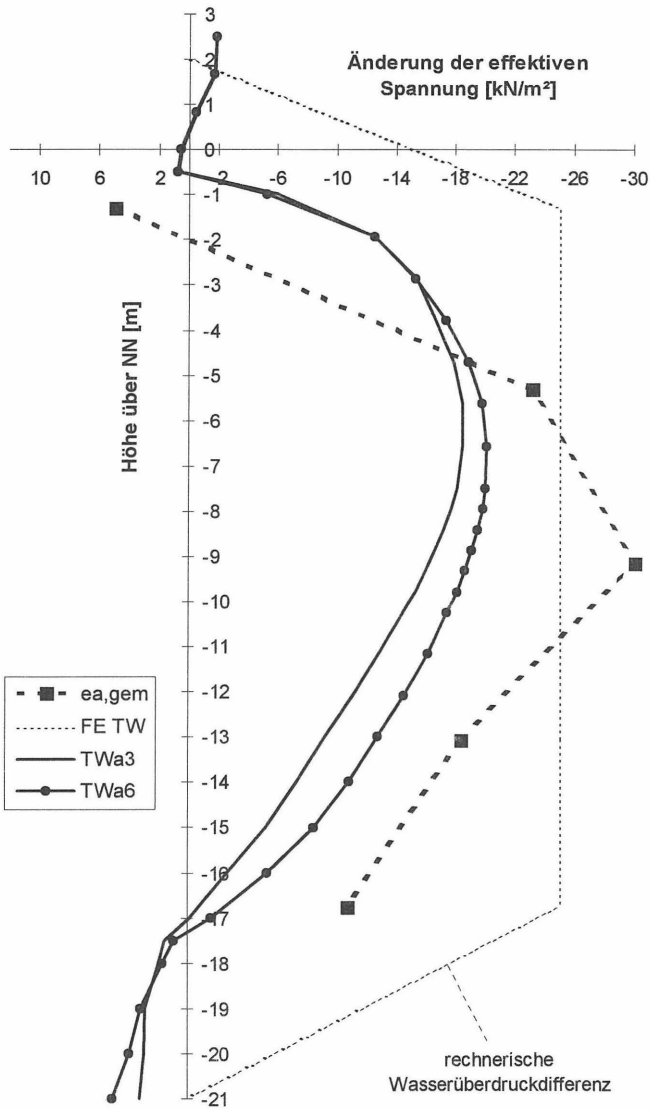


Bild 73: Gemessene (ea gem) und berechnete Horizontalspannungsdifferenzen bei ablaufendem Wasser (FE / Messung)

Die sich ergebende Belastungsänderung auf die Wand ergibt im Kopf- und Fußbereich leichte Erhöhungen. Im für die Biegebemessung maßgebenden Feldbereich kommt es infolge Tidewasserabfall nur zu geringen Belastungsänderungen.

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

In der erdstatischen Berechnung wird dieser Zusammenhang nicht berücksichtigt. Die gemessenen Erddrücke bei TNW unterschreiten deshalb die angesetzten Werte in Feldmitte nennenswert. Dies ist insbesondere deshalb von großer Bedeutung, da diese Differenzen den maßgebenden Lastfall entscheidend beeinflussen.

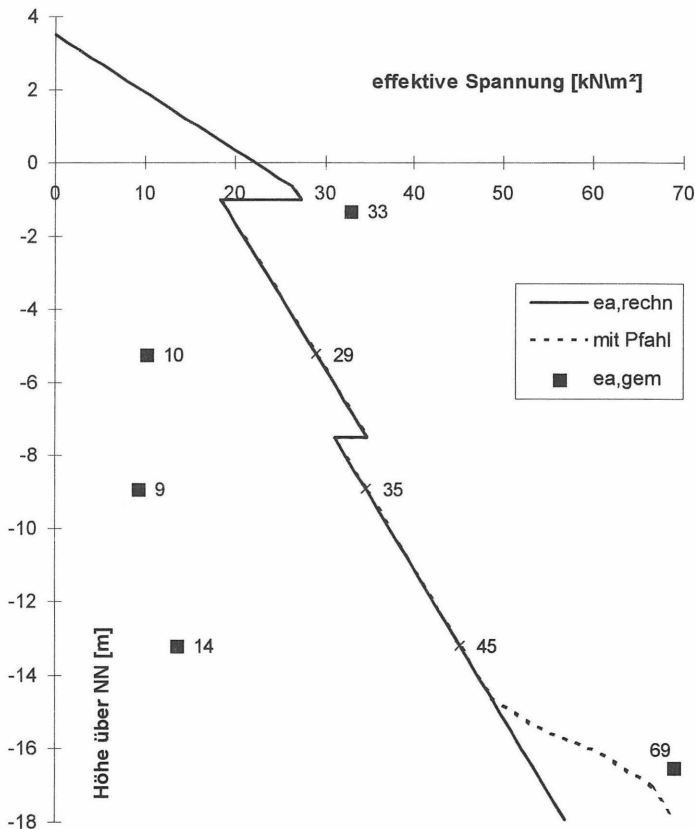


Bild 74: Rechnerische und gemessene effektive Spannungen bei TNW (Statik / Messung)

12 Verformungen

Die Bestimmung von Verformungen auf der Basis der Methode der Finiten Elemente ist wegen der Reduktion des unendlichen Halbraums auf einen begrenzten Berechnungsausschnitt und die Beschränkung von Elementdichte und Elementanzahl mit Ungenauigkeiten verbunden.

Eine Untersuchung der Einflüsse der Berechnungsstruktur auf die Zahlenwerte der globalen Verschiebungen ist in [Kremer, 1992] durchgeführt worden. Aus der Arbeit, die sich auf die Berechnung einer tiefen Baugrube konzentriert, lassen sich drei Erkenntnisse ableiten:

- Die berechneten Verformungen hängen von der Netzgröße und Topologie ab. Sie streben nicht, wie allgemein angenommen, asymptotisch einem Grenzwert zu, sondern besitzen ein mehr oder minder ausgeprägtes Maximum für „mittelgroße“ Berechnungsausschnitte.
- Die dreidimensionale Berechnung verbessert die Genauigkeit.
- Die Verwendung von Randelementen führt zu stabileren Verformungsergebnissen, sie sind deshalb empfehlenswert.

Um das Problem für den vorliegenden Fall näher zu betrachten, ist im Rahmen einer Studienarbeit eine Weiterführung der vorliegenden Arbeiten versucht worden [Kiel, 1994]. Dazu sind zunächst Vergleichsrechnungen mit gleichen geometrischen wie stofflichen Parametern durchgeführt worden. Insgesamt konnten dabei die von Kremer vorgelegten Ergebnisse qualitativ und quantitativ bestätigt werden.

Das war insbesondere von Bedeutung, da eine andere Simulation des Bauablaufs vorgenommen worden ist. Arbeitete Kremer auf der Basis von im Vorlauf ermittelten Ausbruchlasten, so kam bei Kiel die oben erläuterte Technik des geschlossenen Rechenablaufs mit Primärspannungsberücksichtigung zur Anwendung.

Wird die Bewegung des Verbaus nicht auf den Netzrand, der für verschiedene Netzgrößen unterschiedliche Bezugspunkte ergibt, sondern auf einen geometrisch festgelegten Ort in einem definierten Abstand zum Verbau bezogen, so erhält man damit Meßwerte, die in Struktur und Zahl mit geodätischen Messungen, die sich ja auch auf einen Festpunkt in definiertem Abstand beziehen, vergleichbar sind.

In Bild 75 sind die Absolutverschiebungen u_y in vertikaler Richtung und die Relativverschiebungen du_y des Knotens 168 gegenüber dem Netzpunkt BF aus der nichtlinearen Berechnung einer Baugrube aufgetragen. Die Werte sind als Verhältnis zum Bezugswert u_y (1000 m) aufgetragen, um durch diese normierte Darstellung die Rechenergebnisse insgesamt vergleichbar zu halten. Die für das zweidimensionale System berechneten absoluten Verschiebungen sind wegen der im ebenen Fall zu geringen geometrischen Dämpfung unzutreffend. Die Aussagekraft der Ergebnisse kann erhöht werden, wenn statt der absoluten Verschiebungen relative Werte betrachtet werden (vgl. Kremer, 1992).

Die absoluten Verschiebungen, welche im vorliegenden Fall die globale Verschiebung der Kaianlage darstellen, sind für die Betrachtung der Schlitzwandverformungen ohne Belang. Die den Messungen gegenübergestellten Relativverschiebungen sind i. w. von der Netzgröße unabhängig.

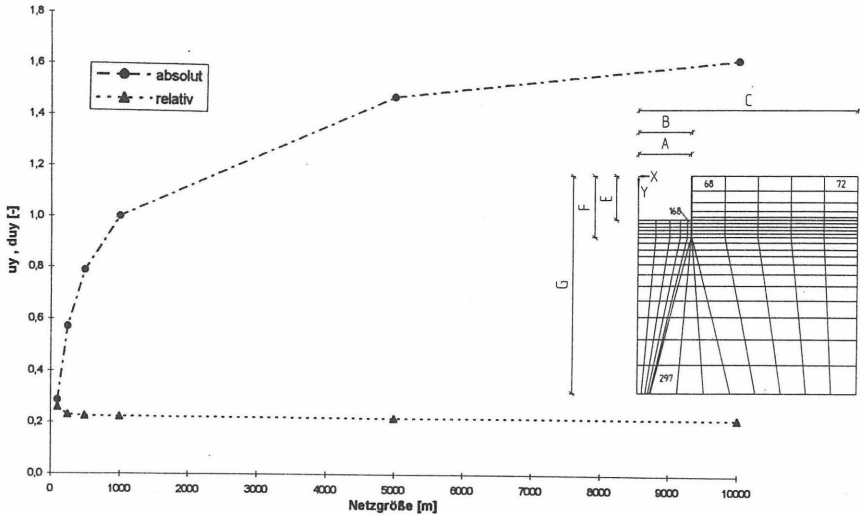


Bild 75: Einfluß der Netzgröße auf die Absolut- und Relativverschiebungen, [Kiel, 1995]

Die bei FE-Rechnungen üblichen Variationen der Netzgröße und der Elementdichte zur Beurteilung der Relevanz der geometrischen Strukturdaten wurden auch bei diesem Projekt vorgenommen.

Sinngemäß lassen sich die Erkenntnisse auch auf das Problem einer globalen Drehung übertragen. Durch die Abbaggerung großer Massen vor der Schlitzwand kommt es zu Hebungen, die rechnerisch eine Rotation der Struktur hervorrufen. Dieser Effekt ist physikalisch richtig wird aber durch den gegenüber den angegebenen Steifigkeiten vermutlich größeren Entlastungsmodul der tiefliegenden Glimmertonschichten überschätzt.

Die Vorgänge bleiben auf die Spannungs- und Verformungszustände im Schlitzwandbereich wegen ihres globalen Charakters ohne Auswirkung.

12.1 Meßtechnische Bestimmung der Schlitzwandverformungen

Wie Abschnitt 6.4.1 entnommen werden kann, sind in der Schlitzwand im Hauptmeßquerschnitt zwei Inklinometerrohre installiert worden. Die beiden Rohre sind im Inneren des Bewehrungskorbes mit der Längsbewehrung parallel laufend geführt worden. Eines war der Wasserseite zugewandt, das andere der Landseite. Der Meßachsenabstand betrug ungefähr 1,0 m.

Beide Rohre dienten gleichzeitig dem Einführen eines Gleitmikrometers. Mit den damit aufgenommenen Meßwerten kann durch Umrechnung der differentiellen Dehnungen in Verformungen ebenfalls die Biegelinie bestimmt werden.

Die Messungen wurden schon kurz nach dem Einbringen des Schlitzwandbetons begonnen und bei verdichtetem Meßraster während der Bauausführung bis heute fortgesetzt. Meßprinzip und Auswerteschema werden im folgenden nur, soweit hier zum Verständnis erforderlich, erläutert. Nähere Angaben sind den Herstellerunterlagen [Solexperts] oder auch [Glötzl, 1994] zu entnehmen.

Das entwickelte Meßkonzept beinhaltete auch begleitende geodätische Messungen, deren Durchführung nicht in den Händen des IGB-TUBS lag. Leider konnten die ausgeführten Messungen nicht in die Untersuchung eingebunden werden, da sie von Struktur und Qualität auch geringen Anforderungen nicht standhalten konnten. Das ist insofern bedauerlich, als die Angabe von Verschiebungen - statt Verformungen - der Kainanlage damit nicht möglich ist.

12.1.1 Inklinometermessungen

Zur Messung wird die Sonde in das Meßrohr eingeführt und an äquidistanten Meßpunkten, die durch Markierungen am Führungskabel zuverlässig erreicht werden können, positioniert. Mit Hilfe eines digitalen Aufnahmegeräts wird die Neigung am Meßpunkt erfaßt. Aus der Aufeinanderfolge der gemessenen Neigungen kann bei bekannter Sondenlänge ein Polygonzug, der den aktuellen Meßrohrverlauf approximiert, gewonnen werden. Durch Differenzbildung der Neigungsmeßwerte oder Meßrohrverläufe läßt sich die Verformungsfigur ableiten.

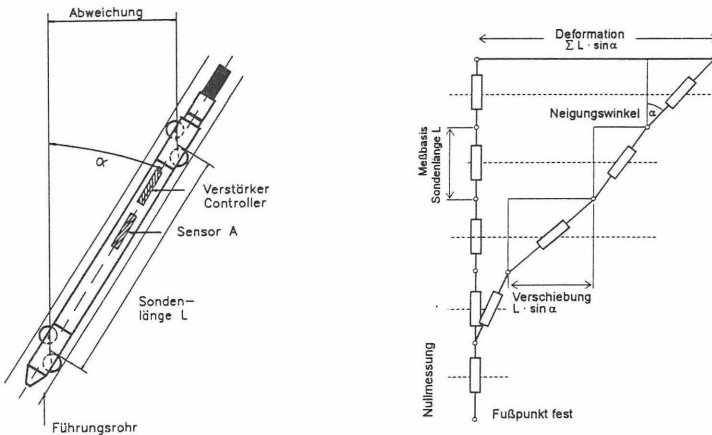


Bild 76: Meßvorgang IKL

Es sei auf die unverzichtbare Umschlagmessung, d.h. Messung mit um 180° um die Längsachse gedrehter Sonde, ausdrücklich hingewiesen.

Ziel jeder statistischen Untersuchung von Meßdaten ist es, die einzelne Meßgröße, in diesem Fall die Neigung des Meßrohrs, möglichst nah an ihren wahren Wert anzunähern. Die möglichen Abweichungen lassen sich in zufällige und systematisch bedingte Fehler aufteilen. Für den Meßwert x gilt somit:

$$x = x_w + e_r + e_s$$

mit

x_w wahrer Wert der Meßgröße

e_r zufällige Meßabweichung

e_s systematische Meßabweichung

Die Identifikation systematischer Meßabweichungen ist schwierig, da sie unterschiedliche Ursachen haben können, von denen nachfolgend in Anlehnung an Gödeke [1994] vier angegeben werden.

- Einflüsse aus Eigenerwärmung, Abnutzung oder Alterung des Meßgeräts
- Meßabweichungen durch fehlerhafte Kalibrierung der Meßsonde (Nullwertdrift)
- Durch den Beobachter verursachte Abweichungen
- Abweichung des Meßobjektes von der vorausgesetzten Geometrie

Die aus Abweichungen des Typs b) und eingeschränkt des Typs a) resultierenden Fehler können durch die Umschlagmessung mit um 180° gedrehter Sonde kompensiert werden und beeinflussen das Meßergebnis infolgedessen nicht.

Die durch den Beobachter verursachten Meßfehler (Typ c)) können nur durch eindeutige und detaillierte Festlegung aller Meßvorgänge minimiert werden. Da die Meßgrößen durch Differenzbildung gewonnen werden, ist vor allem die Gleichheit der Arbeitsabläufe zu gewährleisten.

Als Beispiel für eine systematische Meßabweichung des Typs d) kann der Meßfehler im Bereich der Stoßstellen betrachtet werden. In Sappa [1995] ist die Problematik leicht verständlich skizziert worden.

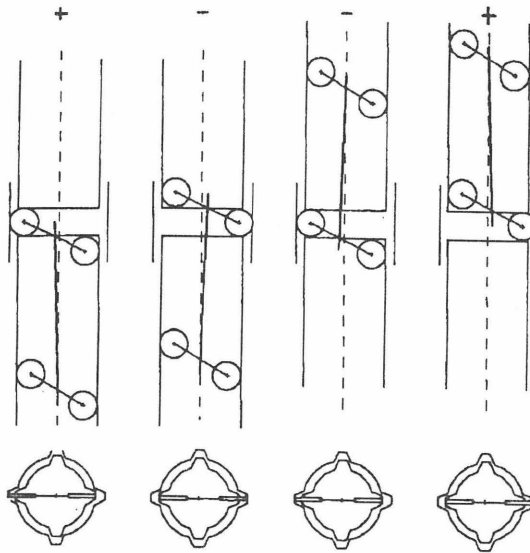


Bild 77: Meßfehler im Stoßbereich zweier Inklinometerrohre, [Sappa, 1995]

Im vorgestellten Meßprogramm sind diese Fehler durch deutliche Hinweise auf dem Meßprotokoll nahezu verhindert worden.

Insgesamt kann festgehalten werden, daß mit geeigneten Maßnahmen die systematischen Fehler entweder so gering wie möglich gehalten wurden oder durch Berücksichtigung bei der Messung oder in der Rechnung kompensiert worden sind.

Es wurde deshalb für die weiteren Untersuchungen vorausgesetzt, daß die Gesamtabweichung i. w. auf den zufälligen Fehlern basiert. Die zufällige Meßabweichung kann unter

Wiederholbedingungen bei konstanter Meßgröße quantifiziert werden. Im Rahmen des Meßprogramms sind entsprechende Meßreihen durchgeführt und in Gödeke [1994] statistisch ausgewertet worden. Die Beurteilung der Häufigkeitsverteilungen und der Häufigkeitssummenkurven bestätigte die Annahme, daß es sich bei den Meßabweichungen um zufällig streuende Werte handelt.

Die Auswertung konnte für das 95% Konfidenzintervall Vertrauensbereiche der in der Schlitzwand gelegenen Meßrohre mit $\pm 0,3$ mm bei einer Meßlänge von 23 m festlegen.

Aufgrund umfangreicher Untersuchungen konnte als deskriptiver Qualitätsindikator für Inklino-
metermessungen der Korrelationskoeffizient r von Messung (A+) und Umschlagmessung (A-) festgelegt werden.

Er beschreibt den Grad der Übereinstimmung und ist als

$$r = \text{cov}_{(A+, A-)} / (s_{(A+)} \cdot s_{(A-)}) \quad (29)$$

mit

cov Kovarianz

s Schätzwert

definiert. Je näher er betragsmäßig an „1“ liegt, desto besser ist die Übereinstimmung der beiden Messungen und damit die Qualität. Da der Koeffizient nur von der Form der Meßwertkurve bestimmt wird, ist die Unabhängigkeit von der gerätespezifischen Nullwertverschiebung (Translation der Kurve) gewährleistet.

Eine beispielhafte Auswertung ist in Bild 78 für die Meßstelle 20 gezeigt. Aus dem Bild kann abgelesen werden, daß die Verlässlichkeit mit dem Fortschreiten des Projektes stieg. Auf geschultes und geübtes Personal kann also nur eindringlichst hingewiesen werden. Für die Auswahl der Bezugsmeßreihen, die von besonderer Zuverlässigkeit sein sollten, waren diese Darstellungen eine wesentliche Entscheidungshilfe.

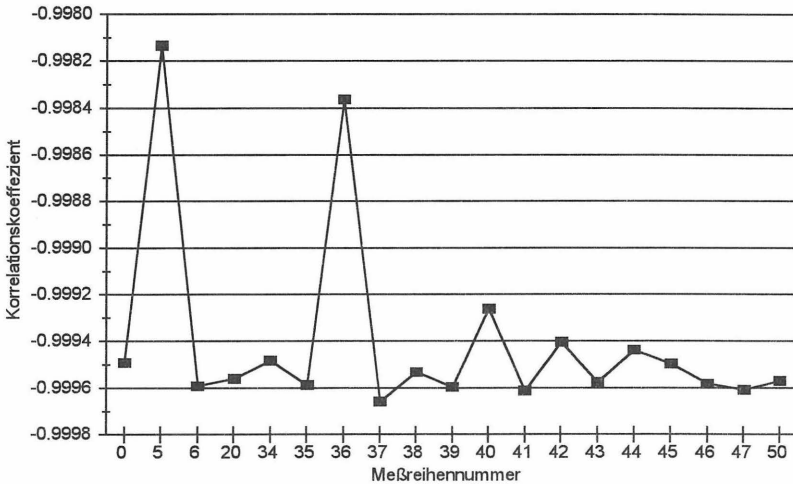


Bild 78: Entwicklung des Korrelationskoeffizienten über die Zeit

12.1.2 Gleitmikrometermessungen

Ein Gleitmikrometer ist ein hochpräziser Dehnungsmesser zur Bestimmung der differentiellen Verschiebungskomponenten entlang einer Meßlinie. Verwendet wurde ein Gleitmikrometer der Solexperts AG, Zürich.

Die hohe Genauigkeit des Gerätes beruht auf dem Kugel-Kegel-Prinzip. In einem Rohr befinden sich in einem Abstand von einem Meter kegelförmige Meßmarken. Durch das Andrücken der kugelförmigen Meßköpfe gegen die konische Oberfläche der Meßmarken ist die Position des Meßkopfmittelpunktes eindeutig definiert.

Der induktive Wegaufnehmer in der Sonde ermittelt die Meßwerte und überträgt diese über ein Kabel an ein digitales Datenerfassungsgerät, aus dem die Daten nach Abschluß des Meßvorganges direkt auf einen PC zur weiteren Bearbeitung übertragen werden können. Die Meßwerte entsprechen der lokalen Dehnung an der jeweiligen Meßmarke. Die Dehnungen werden dabei in Digits angezeigt. 1000 Digits entsprechen einer Dehnung von 1,0 ‰. Die Genauigkeit (mittlerer Fehler) wird vom Hersteller mit $\pm 0,003$ mm angegeben. Dies entspricht, bei einer Meßbasis von 1000 mm, einer Dehnung von $\pm 0,003$ ‰.

Die kalibrierte Sonde wird mit einem Führungsgestänge in das Meßrohr eingebracht und bis zur letzten Meßmarke über dem Fußpunkt des Rohres abgesenkt. Durch Ziehen des Führungsgestänges wird die Sonde schrittweise zu den jeweils einen Meter voneinander entfernten Meßmarken geführt. Nach jedem Meter durchfahren die beiden an den Enden der Sonde platzierten und mit Aussparungen versehenen Meßköpfe die ebenfalls mit Ausspa-

rungen versehenen Meßmarken (Gleit-Position). Durch Drehung um 45° und Ziehen am Führungsgestänge wird die Sonde mit den beiden Meßköpfen in jeweils zwei benachbarten Marken verspannt.

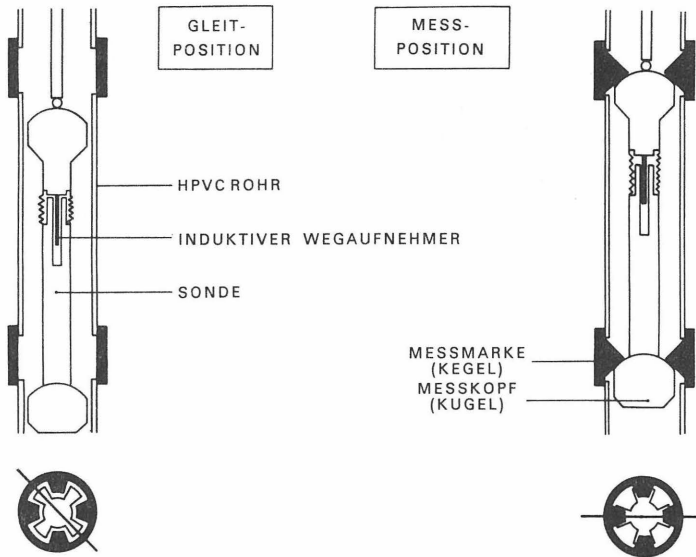


Bild 79: Schematischer Längsschnitt durch Bohrloch, Sonde und Meßrohr, [Solexperts]

In der Praxis hat sich folgendes Vorgehen zur Gewährleistung zuverlässiger Meßdaten als erforderlich herausgestellt. Die Sonde sollte bis zum Fußpunkt des Meßrohres abgesenkt werden, um dort solange zu verbleiben, bis eine gleichmäßige Temperatur aller Sondenteile erreicht ist. Die Verweilzeit ist ggf. durch Beobachtung der am Meßgerät angezeigten Sondeninnentemperatur zu kontrollieren.

Die Meßmarken sind in jeder Tiefenstufe mehrfach anzufahren und erst wenn die Repetierbarkeit nachgewiesen wurde, ist der nächste Meßpunkt anzusteuern.

Die Durchführung von Gleitmikrometermessungen gestaltet sich aufwendiger als Inklinometermessungen und ist demzufolge fehleranfälliger. Um eine rasche Kontrolle zu ermöglichen, wurden die Meßwerte in einer dreidimensionalen Darstellung visualisiert. Damit können falsche Positionierungen als auch Unstetigkeiten im Kurvenverlauf sofort detektiert werden.

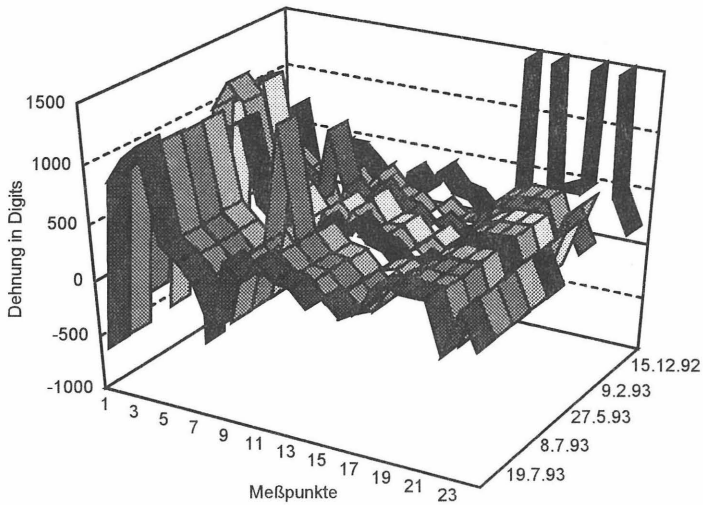


Bild 80: Dreidimensionale Darstellung eines Originaldatensatzes, [Schneehain, 1994]

Die fehlerhaften Meßwerte können anschließend durch Bildung von Gradienten über die Zeit (Entwicklung eines Meßwertes an einer Stelle für verschiedene Zeitpunkte) und Gradienten über die Tiefe (Veränderung der Meßwerte zu einem Zeitpunkt für verschiedene Lagen) ggf. korrigiert werden. Die Untersuchungen von Schneehain [1994] haben im übrigen gezeigt, daß die ingenieurmäßige Datenkorrektur einer mathematischen Formulierung gleichwertig ist.

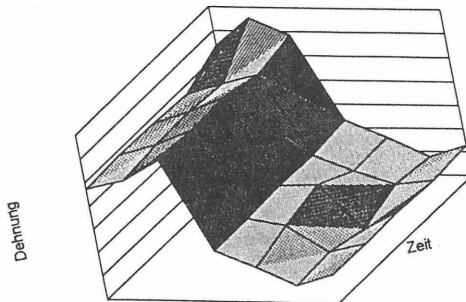


Bild 81: Dreidimensionale Darstellung der Tiefen- und Zeitgradienten (qualitativ), [Schneehain, 1994]

12.1.3 Korrelationsbildung

Durch Ausnutzung der Differentialgleichung des Balkens können die Meßwerte von Inklinometer und Gleitmikrometer ineinander überführt werden. Am Beispiel dieses Meß- und Untersuchungsprogramms kann aufgezeigt werden, daß die oben beschriebenen Verfahren verläßliche Meßgrößen bei insgesamt guter Kompatibilität und Korrelation gewährleisten. Beispielhaft sind für drei Zeitpunkte innerhalb der Abbaggerungsphase die gemessenen Deformationen gegenübergestellt.

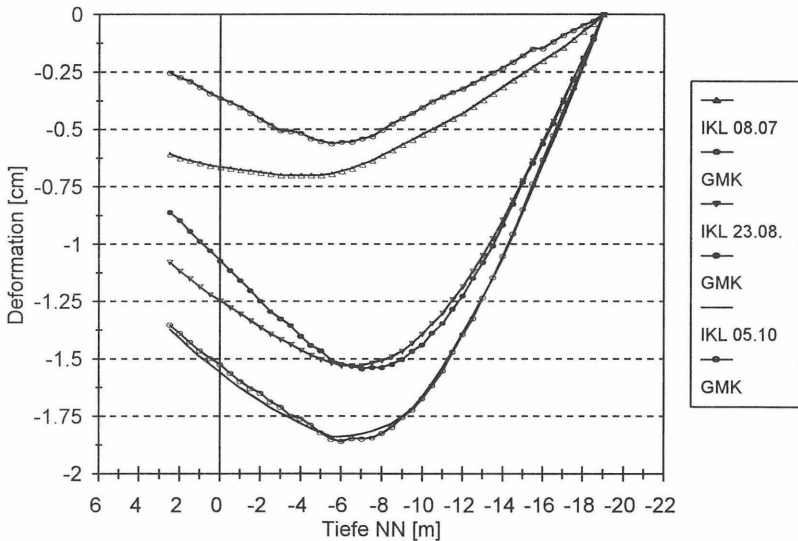


Bild 82: Vergleich der aus Inklinometer- und Gleitmikrometermessungen bestimmten Verformungsverläufe

12.2 Schlitzwandverformungen infolge Tidewechsel

Die FE-Berechnungen zeigen für den Tidehochwasserfall und den Tideniedrigwasserfall nahezu gleiche Schlitzwandverformungen. Die Bewegung stellt sich eher als eine Translation des Bauwerks dar. Die Auswertung einer Inklinometer- und Gleitmikrometermeßkampagne, die sich über den Zeitraum eines Tidewechsels erstreckte, zeigte ebenfalls deutlich, daß nennenswerte Neigungs- oder Krümmungsänderungen nicht festgestellt werden konnten. Die Erläuterung ist bereits im Abschnitt 11.10 „Veränderung der Spannungen infolge Tidewechsel“ diskutiert worden und wird durch diese Meßergebnisse bestätigt. Da die Unabhängigkeit der Inklinometermeßwerte vom Tidewasserstand vorausgesetzt werden konnte, dürfen Messungen miteinander in Bezug gesetzt werden, die zu beliebigen Zeitpunkten bzw. Wasserständen aufgenommen wurden.

12.3 Schlitzwandverformungen infolge Abbaggerung

Die berechneten Schlitzwandverformungen ergaben sich aus der Differenzbildung der Zahlenwerte des jeweiligen Bauzustandes und den nach Fertigstellung der Kaimauerkonstruktion bestimmten Verformungen. Sie sind zunächst als Ergebnis der Inklinometermessungen dargestellt. Die in das Diagramm übernommenen Fußpunktverschiebungen sind aus dem Vergleich mit Meßstellen hinter der Wand abgeschätzt worden.

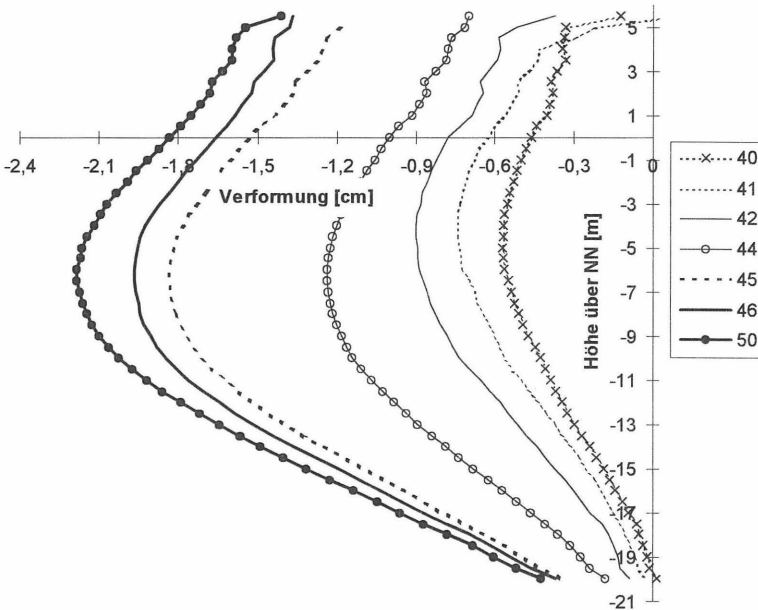


Bild 83: Verformung der Schlitzwand während der Abbaggerung, ermittelt aus Inklinometermessungen der Meßreihen 40 - 50

Man erkennt deutlich, daß sich nennenswerte Einspannmomente unterhalb der Hafensohle in keinem der Bauzustände ergaben. Die Wand besitzt ein ausgeprägtes Verformungsmaximum im Feldbereich und bindet nahezu unverformt in den Boden ein.

12.4 Verbesserung der Übereinstimmung durch Parameteranpassung

Die sich der Simulation des Abbaggerungsvorgangs anschließende iterative Verbesserung der Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung beruhte auf der Anpassung stofflicher Parameter.

Um die in Abschnitt 9.1.3 aufgeführten Störungen der Bodenstruktur zu berücksichtigen, wurden die rechnerischen Steifigkeiten der Mittelsand- und Geröllschichten bis auf 20%

bzw. 30% reduziert. Die Abminderung wurde zur Erzielung eines asymptotischen Verlaufs der Kurve am Iterationsende wie folgt berechnet:

$$E(\text{Mittelsand})_i = E(\text{MS})_0 / i^{0,7}$$

$$E(\text{Glimmertons})_i = E(\text{GT})_0 / i^{0,4}$$

mit $i = 1, 2, \dots, 7$

Die Verringerung der Schlitzwandsteifigkeit wird mit einem Aufreißen des Betonquerschnitts bis zur Achse der Längsbewehrung begründet (s. Abschnitt 9.3). Die bereits zu Beginn in die Rechnung eingeführte Reduktion der Betonsteifigkeit auf 85% wurde entsprechend berücksichtigt (vgl. Abschnitt 9.3).

$$E(\text{Beton})_i = E(\text{B})_0 / i^{0,2}$$

mit $i = 1, 2, \dots, 7$

Die in jedem Iterationsschritt erzielte Annäherung an die Meßergebnisse wurde mit Hilfe des Korrelationskoeffizienten der gemessenen und berechneten Schlitzwandverformungen bewertet.

Die Bewertung bezieht sich bei den FE-Ergebnissen auf global gedrehte Kurvenverläufe. Damit wurde der im Abschnitt 12 diskutierten Problematik der Bestimmung absoluter Verformungen Rechnung getragen. Die berechneten Verformungsverläufe sind deshalb auf eine gedachte Systemlinie, die sich aus den Krümmungswechselpunkten ableiten läßt, bezogen. Bei der weiteren Betrachtung muß berücksichtigt werden, daß damit neben der unbekannten Absolutverschiebung ein weiterer Freiheitsgrad in den Vergleich einbezogen worden ist.

In Bild 84 sind die Steifigkeitsreduktionen und die Entwicklung des Korrelationskoeffizienten, der das Maß der Übereinstimmung der FE-Ergebnisse und des Inklinometer-Approximationspolynoms beschreibt, dargestellt.

Auf der Ordinate sind die Lastfälle 10 (Zustand nach Abbaggerung) bis 23 (TNWa7, vgl. Abschnitt 8.3) gegenüber den relativen Steifigkeiten von Beton und Boden sowie dem Korrelationskoeffizienten aufgetragen.

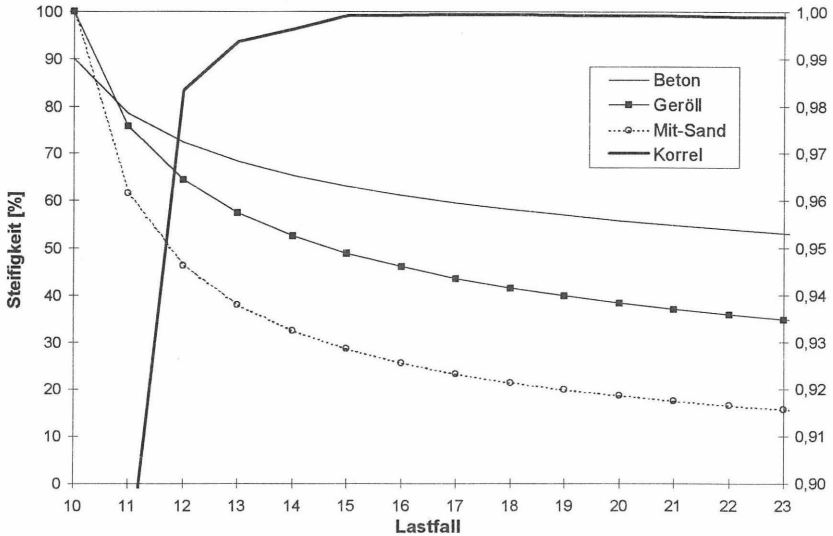


Bild 84: Steifigkeiten und Korrelationsindex bei der iterativen Parameteranpassung

Die erzielte Anpassung ist als Grenzwert zu betrachten, da die Übereinstimmung von Meß- und Rechenwerten die gleiche Größenordnung besitzt wie die zwischen Meßkurve und Approximationspolynom.

Insbesondere im Vergleich zu ähnlich gearteten Untersuchungen wie z. B. [von Wolffersdorff, 1994] muß die Übereinstimmung als gut betrachtet werden.

Es sei in diesem Zusammenhang noch einmal ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Parameteranpassung sich nur auf den Steifigkeitsverlust im Bereich der Hafensohle beschränkte. Die übrigen bodenmechanischen Festigkeiten gingen gegenüber den Ansätzen der statischen Berechnung unverändert in die FE-Analyse ein. Das iterative Vorgehen deckte damit nur grundsätzlich nicht quantifizierbare Einflüsse (siehe Abschnitt 9.1.3 „Entfestigung und Steifigkeitsverlust“) ab.

Die Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Verformungen zeigt in Bild 85 die kontinuierlich steigenden Übereinstimmungen der maximalen Durchbiegung und der Krümmungen im Feld- und Fußbereich.

Ist für den ersten Iterationsschritt (TNWa1) noch deutlich die Einspannwirkung unterhalb der Hafensohle zu erkennen, so ergibt sich für den letzten Lastfall (TNWa7) ein nahezu krümmungsfreier Verformungsverlauf.

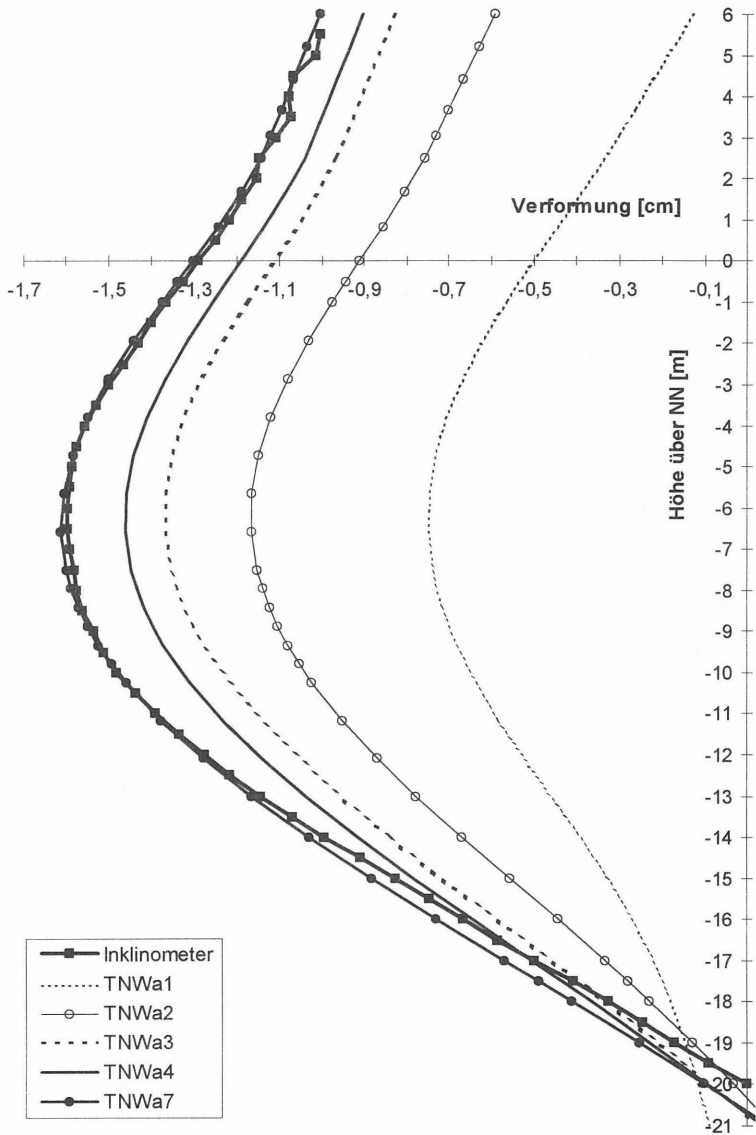


Bild 85: Schlitzwandverformungen nach Parameteranpassung (FE / Messung)

13 Ankerkräfte

Die Horizontallasten aus Erd- und Wasserdruck sollten am O'Swaldkai vornehmlich über geneigte Rohrverpreßpfähle abgetragen werden. Es handelt sich um gebohrte Pfähle, die einen rohrförmigen Querschnitt von 200 mm Durchmesser bei ca. 76 cm² Stahlfläche besitzen. Sie sind für Gebrauchslasten von 1000 kN ausgelegt und wurden zur Prüfung mit 1500 kN beaufschlagt.

Im folgenden wird für diese Bauglieder der Begriff „Anker“ verwandt, um dem Leser die Unterscheidung zum Vertikallast abtragenden Ortbetonpfahl zu erleichtern, auch wenn dies aus Sicht der Normung nicht unbedingt geraten erscheint.

Die Anker wurden nach Herstellung der Schlitzwand in Neigungen von 1:3 bzw. 1:2,6 in Abständen von i. M. 2,6 m und einer Länge von ca. 30 m gebohrt. Nachdem die Kaiplatte und der Kaikopf betoniert und ausgehärtet waren, sind die Anker zunächst geprüft und dann mit 300 kN festgelegt worden. Der Bauablauf mit der Abfolge von Oberbaufertigstellung und Ankervorspannung entsprach damit den üblichen Gewohnheiten.

Ziel jeder Ankervorspannung ist die Verringerung der Verformungen und eine Lastumlagerung aus dem Feldbereich in die Auflagerpunkte. Zur Vorwegnahme von Verschiebungen infolge Ankerschlupf oder ähnlichen Effekten sind bei der Anspannung bereits kleine Dehnwege ausreichend.

Die Reduktion der Horizontalspannungen im vor der Wand anstehenden Boden geht einher mit einem Anstieg der Erddrücke hinter der Wand. Die hierdurch erzielte Verringerung der stützenden Kräfte des abzutragenden Bodens führt zu einer insgesamt kleineren Veränderung der infolge Abbaggerung auf die Wand wirkenden Spannungen.

Im Rahmen der numerischen Analyse wurde aber augenfällig, daß ein Großteil der aus Anspannung resultierenden Ankerkräfte in die Kaiplatte eingeleitet worden war. Die erzeugten Stauchungen in der Stahlbetonkonstruktion sind wie die Vorspannung einer elastischen Feder zu verstehen. Sie tragen weder zur Umlagerung der Spannungen im Boden noch zur Verringerung der Gesamtverformungen bei.

Die im Diagramm fett durchgezogene Kurve stellt die Einbaubedingungen am O'Swaldkai dar. Die Anker sind vor Beginn der Auffüllung mit einer Last von 300 kN festgelegt worden, die durch den weiteren Bauablauf auf ca. 550 kN nach Beendigung der Abbaggerung gestiegen ist.

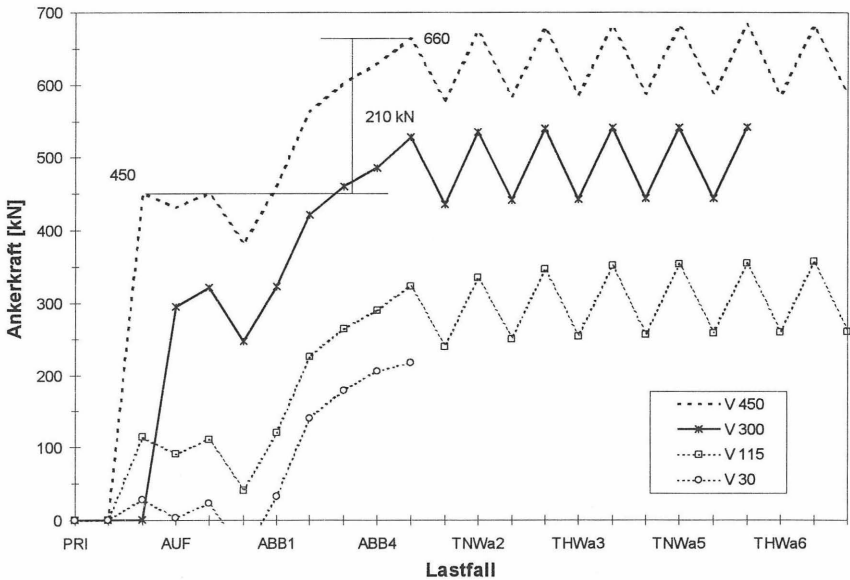


Bild 86: Anstieg der Ankerkräfte bei unterschiedlichen Anspannzeitpunkten und Festgelasten V [kN]

In Parameterstudien konnte rechnerisch nachgewiesen werden, daß der Anstieg der Ankerkräfte infolge Abbaggerung mit ungefähr 210 kN nahezu konstant und von der gewählten Vorspannung unbeeinflusst blieb.

Dies ist insbesondere deshalb von besonderer Bedeutung, da sowohl die Möglichkeit zur Änderung der Bauablaufbedingungen gegeben ist, wie der Einsatz weniger tragfähiger Anker denkbar wird. Werden die Anker z. B. mit nur 115 kN vorgespannt, so ergeben sich weit niedrigere Ankerlasten im Endzustand ohne das die Verformungen in nennenswerter Form zunehmen.

Die Absolutwerte der Ankerkräfte aus der FE-Rechnung stimmen gut mit den gemessenen Größen überein, wenngleich bei der Messung eine große Streuung zu verzeichnen war, die auch mit der z. T. nicht äquidistanten Anordnung sowie den unterschiedlichen Einbauwinkeln zu begründen ist.

Von besonderer Bedeutung war die Änderung der Ankerkräfte infolge Tidewechsel. Da die Übereinstimmung zwischen FE-Rechnung und der Messung der Kraftänderung, in beiden Fällen 90 kN, außergewöhnlich gut ist, dürfen die relativen Steifigkeitsverhältnisse von Boden, Bauwerk und Ankern als zutreffend gewählt gelten.

14 Schnittgrößen der Schlitzwand

Die Ermittlung der Schnittgrößen der Schlitzwand beschränkt sich auf den Momentenverlauf.

14.1 Ermittlung der Biegemomente aus Inklinometermessungen

Die einfachste Methode der Bestimmung von Biegemomenten aus Inklinometermessungen ist die direkte Ermittlung der Krümmungsradien aus der gemessenen Verformungsfigur. Dazu werden drei aufeinanderfolgende Meßpunkte herangezogen und dafür die Kreisgleichung

$$(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2 = R^2 \quad (30)$$

gelöst. Mathematisch ist die Bestimmung der Krümmung mit der zweimaligen Differentiation der Verformungsfunktion w identisch.

Da weiterhin

$$w'' = 1/R = -M/EI \quad (31)$$

gilt, ist bei bekannten Steifigkeits- und Querschnittswerten die Bestimmung der Momente abgeschlossen.

Leider führt aber die direkte Verwendung der Meßdaten nicht zum Ziel, da die Digitalisierung der Zahlenwerte eine Rasterung zur Folge hat. Das erklärt sich damit, daß analoge Meßsignale innerhalb eines bestimmten Werteintervalls, dessen Breite von der Auflösung des AD-Wandlers abhängt, ein und demselben Digitalwert zugewiesen werden. Daraus ergibt sich eine „Unstetigkeit“ der Kurve, die bei der Berechnung von Krümmungsradien zu physikalisch unsinnigen Ergebnissen führt.

Es ist deshalb erforderlich, die Meßwertkurve vorab zu glätten. Dies kann durch Bildung einer Approximationsfunktion, ggf. für Teilintervalle, oder durch nicht funktional beschreibbare Näherungen geschehen.

Da die Übereinstimmung zwischen der Approximationsfunktion, z. B. einem Polynom, und der Meßwertkurve zu den Intervallrändern abnimmt, kann die Verwendung von spline-Funktionen oder ähnlichen Näherungslösungen sinnvoll sein. Dies gilt insbesondere, wenn die Auswertung auf die Ableitung der Kurven abzielt.

Im Rahmen der Vorstudie [Maybaum, 1991] sind Glättungen auf der Basis von splines ermittelt und damit die Biegemomente der Schlitzwandkonstruktion bestimmt worden. Die recht aufwendige Umsetzung und die mangelnde Programmkompatibilität ließ es für dieses Untersuchungsprogramm geraten erscheinen, auf die Polynomapproximation zurückzugreifen.

14.2 Ermittlung der Biegemomente aus den FE-Ergebnissen

Da wie in Abschnitt 8.4 „Geometrie“ die Schlitzwand aus mehreren Schichten von 8-Knoten Elementen zusammengesetzt worden ist und nicht als Balkenelement in die Berechnung eingeführt wurde, können die Schnittkräfte nur mittelbar aus einer Rückrechnung gewonnen werden.

Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, sind die in Bild 87 dargestellten Momentenverläufe aus der FE-Rechnung ebenso wie die Inklinometerwerte durch Berechnung der Krümmungsradien gemäß Gleichung (30) hergeleitet worden.

Die Übereinstimmung kann insgesamt als gut bezeichnet werden, wenn auch hier die Überschätzung der Einspannwirkung unterhalb der Hafensohle (-15 m NN) innerhalb der FE-Rechnung, die auch in den Verformungsbildern sichtbar wurde, nun deutlicher hervortritt.

Die gemessenen maximalen Biegemomente in Feldmitte liegen bei ca. 1080 kNm/m und differieren zu den Werten des Berechnungsschrittes TNWa7 mit 930 kNm/m nur leicht. Eine Gegenüberstellung der Meß- und Rechenwerte mit den statischen Ansätzen wird im Abschnitt 14.5 durchgeführt.

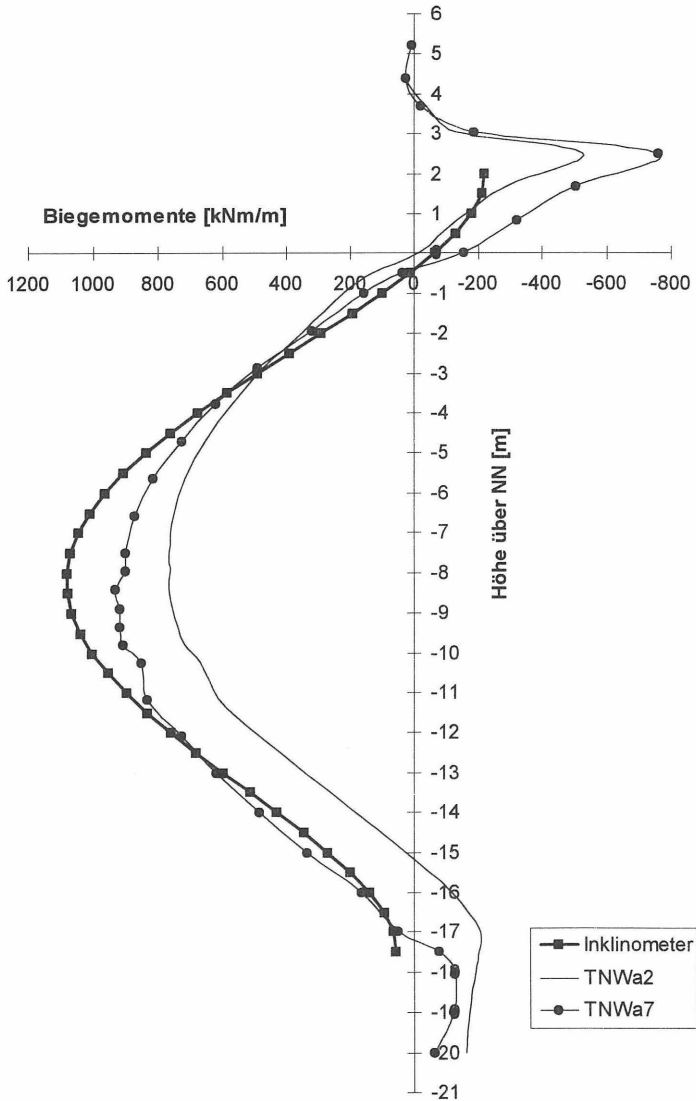


Bild 87: Momentenverlauf aus Inklinometermessung und FE-Berechnung

14.3 Korrelationsbildung unterschiedlicher Meßsysteme

Zur Korrelationsbildung unterschiedlicher Meßsysteme ist es erforderlich, die sich aus der Differentialgleichung des Balkens ergebenden formalen Zusammenhänge zu nutzen.

Zielgröße	formaler Zusammenhang	Meßsystem
Last q	$-q = Q' = w'''' \cdot EI$	Erddruckkissen
Querkraft Q	$Q = M' = w''' \cdot EI$	
Biegemoment M	$M = -w'' \cdot EI$	z. B. Gleitmikrometer
Neigung α	$\alpha = w'$	Inklinometer
Verformung w	w	geodätische Messungen

Bild 88: Funktionale Zusammenhänge aus der Differentialgleichung des Balkens

Wie bereits erwähnt sind alle Meßwertkurven durch Polynome approximiert worden.

Da sich der Grad des Polynoms mit jeder Ableitung um eins verringert, wird es erforderlich, die Verformungskurve w zumindest mit einer Funktion 8. Grades anzunähern um das Lastbild q mit einem Polynom 4. Grades abzubilden. Parameterstudien konnten aufzeigen, daß die Verwendung von Polynomen höherer Ordnung insbesondere an den Intervallrändern für die Ableitungen eher unbefriedigende Ergebnisse liefern.

14.4 Ermittlung der Biegemomente aus Gleitmikrometermessungen

Wie in Abschnitt 12.1.2 „Gleitmikrometermessungen“ beschrieben, lassen sich mit Gleitmikrometermessungen die Abstände der Meßmarken und durch anschließende Differenzbildung die Dehnungen der Betonkonstruktion bestimmen. Da sich innerhalb der Schlitzwand zwei Meßrohre befinden, erhält man einen Meßwert auf der Landseite ε_L und einen Meßwert auf der Wasserseite ε_W . Unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung lassen sich die Dehnungsdifferenzen damit wie folgt darstellen.

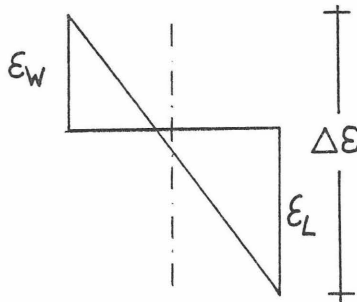


Bild 89: Dehnungsdifferenzen in der Schlitzwand

Die Dehnungen enthalten sowohl Momenten- wie Normalkraftanteile, so daß gilt

$$\varepsilon_W = \varepsilon_M + \varepsilon_N$$

$$\varepsilon_L = -\varepsilon_M + \varepsilon_N$$

Durch Umformung erhält man

$$(\varepsilon_W - \varepsilon_L) / 2 = \Delta\varepsilon / 2 = \varepsilon_M$$

Setzt man die Gültigkeit des Hook'schen Gesetzes

$$\varepsilon(z) = \sigma(z) / E \quad (32)$$

mit

z = Abstand zur Nullachse

voraus und verknüpft es mit den Gleichungen

$$\sigma(z) = M / w \quad (33)$$

und

$$w = I / z \quad (34)$$

so erhält man insgesamt

$$\varepsilon_M = M / EI \cdot z \quad (35)$$

oder

$$M = (\varepsilon_W - \varepsilon_L) \cdot EI / (2 \cdot z). \quad (36)$$

Die nach dem oben erläuterten Schema ermittelten Momentenlinien sind in Bild 90 für drei ausgewählte Zeitpunkte innerhalb der Abbaggerungsphase dargestellt. Die jeweils zugehörige Hafensohle ist im Diagramm eingefügt.

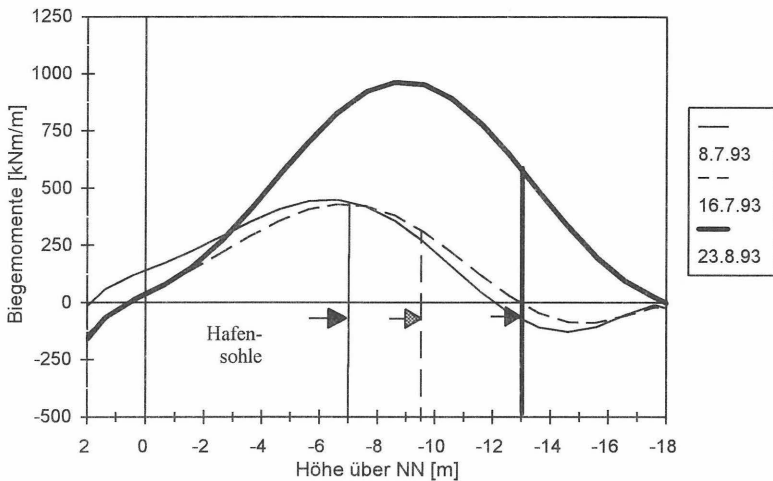


Bild 90: Momentenverlauf zu verschiedenen Zeitpunkten aus Gleitmikromettermessungen

Die Momente stimmen mit denen aus Inklinometermessung und FE-Rechnung ermittelten gut überein.

14.5 Vergleich mit den Bemessungsmomenten

Das unter den gegebenen Lasten mit der Stabstatik unter den in Abschn. 3.1 aufgeführten Annahmen errechnete Bemessungsmoment im Feldbereich wird mit 1783 kNm/m angegeben.

Wie den Bildern 87 und 90 zu entnehmen ist, ergibt sich aus meß- und rechentechnischer Sicht eine einheitliche Abschätzung der in situ auftretenden Momente. Zum Vergleich wird der aus Gleitmikromettermessungen ermittelte Maximalwert in Feldmitte $M = 1090 \text{ kNm/m}$ herangezogen. Die in situ aufgetretene Momentenbelastung liegt damit bei nur ca. 62% des rechnerischen Wertes.

Bei den Einspannmomenten in Boden und Kaiplatte ist die Situation nicht ganz so eindeutig. Bezieht man die Rechenwerte, auf der sicheren Seite liegend, auf die Umhüllende der drei Kurven (Inklinometer, Gleitmikrometer, FE-Rechnung) so bestimmen sich die Maximalwerte zu ca. 450 kNm/m sowohl für den Kopf- wie den Fußbereich.

Da die Bewehrungskörbe symmetrisch gefertigt wurden, besteht an der ausreichenden Dimensionierung für die negativen Momente kein Zweifel. Der Abstand zwischen Rechen- und Meßwert fällt hier aber deutlich geringer aus.

15 Vergleich mit Ergebnissen anderer Untersuchungen

Zur Kontrolle der Plausibilität der Ergebnisse sind eine Vielzahl vergleichbarer Untersuchungen ausgewertet worden. Im Rahmen dieser Arbeit soll auf drei Beispiele näher eingegangen werden.

15.1 Calais, Frankreich

Im Hafen von Calais wurde in den Jahren 1989 und 1990 eine neue Kaianlage von mehr als 800 m Länge erstellt.

Die Konstruktion, die bei einer freien Bauhöhe von 24 m 15 m in den Baugrund einbindet, besteht aus einer Schlitzwand und einem Ortbetonüberbau. Die Rückverankerung erfolgt in zwei Tiefenlagen mit der Krafteinleitung in zuvor gerammte Spundwände [Delattre, 1995].

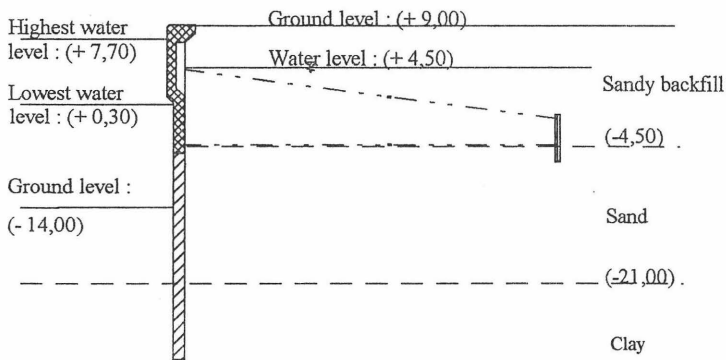


Bild 91: Querschnitt Schlitzwandkonstruktion, Calais, [Delattre, 1995]

Das Bodenprofil zeigt große Ähnlichkeit mit den Verhältnissen im Hamburger Hafen. Die sandigen Böden reichen bis in Tiefen von NN -21 m und werden von tonigen Böden unterlagert.

Die Verformungen sind mit Inklinometern bestimmt und durch geodätische Messungen bestätigt worden. Die Entwicklung der Verformungen infolge Abbaggerung und Veränderung der Wasserstände kann Bild 92 entnommen werden.

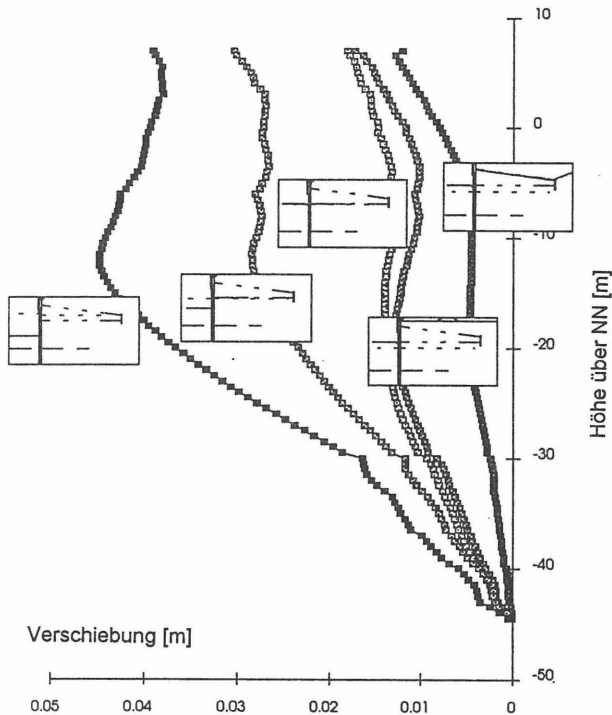


Bild 92: Wandbewegungen der Schlitzwandkonstruktion, Calais, [Delattre, 1995]

Als besonders interessant sind die Ergebnisse der Rückrechnung der Meßergebnisse zu bezeichnen. Die auf der Basis eines Bettungsmodulverfahrens ermittelte Verformungsfigur führte nur dann zu akzeptabler Übereinstimmung, wenn die bodenmechanischen Kennwerte, hier insbesondere die Steifigkeit, nennenswert modifiziert wurden [Delattre, 1995].

Die Bettungsziffer wurde für den Sand von 11 - 19 MN/m³ auf 2 - 3,8 MN/m³ herabgesetzt. Das entspricht einem Restwert von i. M. nur 20%. Dies bestätigt die im Abschnitt 12.4 getroffenen Annahmen für die Steifigkeitsreduktion des Mittelsandes.

Für den Ton ist eine Anhebung von 1,1 - 2,3 MN/m³ auf 2,6 - 4,6 MN/m³ in die Rückrechnung eingeführt worden. In Abschnitt 12 wird die globale Drehung des Gesamtsystems auf eine Unterschätzung der Glimmertoneigenschaften zurückgeführt und eine Anhebung der Materialparameter für den Entlastungsast vorgeschlagen.

15.2 Athabaskakai, Hamburg

Im Bereich des Containerterminals Burchardkai ist im Jahre 1989 am Athabaskakai eine Kaimauerkonstruktion in Schlitzwandbauweise erstellt worden.

Die Konstruktion enthielt als vertikale und horizontale Lasten abtragende Bauglieder vier Pfahlböcke mit Neigungen von 1:4 bzw. 1:5. Die ausgeführte Konstruktion hat eine Bauhöhe von 29,5 m, die 1,2 m dicke Schlitzwand eine Herstellungstiefe von 26,0 m.

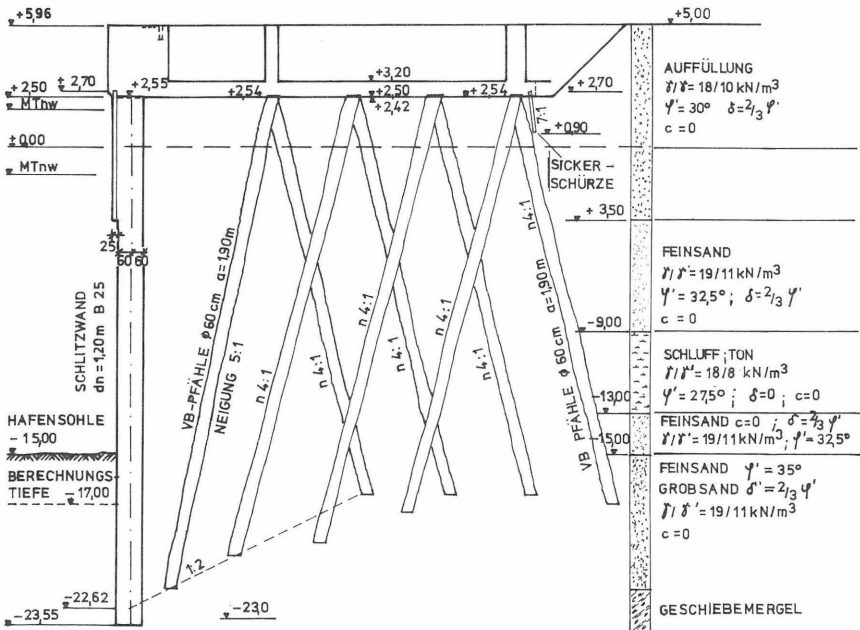


Bild 93: Querschnitt Athabaskakai

Die geometrischen Abmessungen sowie das Bodenprofil entsprechen damit den Gegebenheiten am O'Swaldkai. Der wesentliche Unterschied liegt im Verzicht auf die Konstruktion rückverankernde Bauteile.

Das begleitende Meßprogramm beinhaltete Betondehnungsmessungen auf DMS Basis und Neigungsmessungen in der Schlitzwand. Das IGB-TUBS wurde beauftragt, die am Athabaskakai durchgeführten Messungen zu analysieren und zu bewerten.

Die Neigungen wurden mit dem gleichen Meßsystem, allerdings älterer Bauart, wie am O'Swaldkai erfaßt. Da auch die Weiterverarbeitung auf demselben Prinzip beruhte, war die Vergleichbarkeit der Messungen gewährleistet.

Die Bestimmung der Biegemomente durch Rückrechnung aus den Inklinometermeßwerten (s. hierzu Abschnitt 14.1) ergab bei ca. 85% der Bemessungsmomente liegende Zahlenwerte. Auch hier wurde bereits deutlich, daß die in der Statik berücksichtigten Einspannmomente sich in situ nicht ausgebildet hatten.

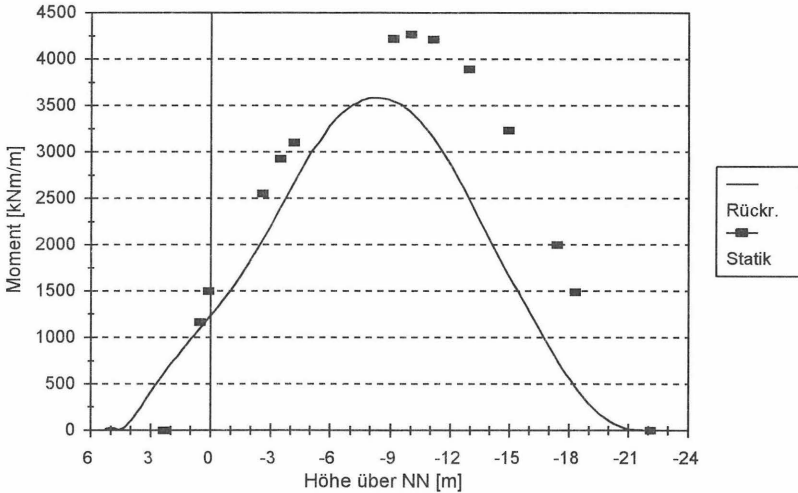


Bild 94: Gemessene und berechnete Biegemomente am Athabaskakai, [Maybaum, 1991]

15.3 Burchardkai, Hamburg

Auf dem ca. 1,4 Mio. m² großen Terminal Burchardkai sollte durch den Bau eines weiteren Liegeplatzes zwischen Parkhafen und Elbe der wasserseitige Engpaß behoben werden. Es wurde ein Ideenwettbewerb mit Baupreisangebot durchgeführt und letztendlich die im folgenden vorgestellte Konstruktion beauftragt.

Die Kaiwand wird in den Regelblöcken aus Peiner Profilen PSp 1000, die in einen flüssigkeitsgestützten Schlitz eingestellt wurden, gebildet. Die Einzel- und Zwischenbohlen, die zu einem Mörtel erhärtende Stützflüssigkeit und der Stahlbetonkopfbalken ergeben zusammen ein massives monolithisches Bauwerk.

Die horizontale Aussteifung übernehmen Rundstahlanker die bis zur kombinierten Rohrspundwand am Parkhafen geführt werden. Zur Bildung eines konstruktiven Kolschutzes sind der Wand sog. Reibepfähle vorgesetzt. Zur Abtragung vertikaler Lasten wird die Konstruktion durch drei Reihen von Bohrpfählen ergänzt.

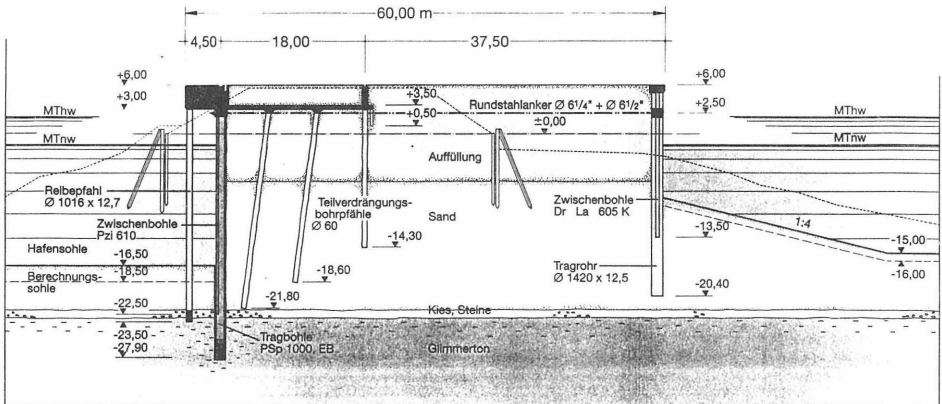


Bild 95: Querschnitt Burchardkai

Die Anlage wird vom IGB-TUBS meßtechnisch überwacht [Gattermann, 1994]. Die Inklinometermessungen entsprechen in Konzeption und Durchführung denen am O'Swaldkai.

15.4 Gegenüberstellung der gemessenen Verformungen

Um eine von den geometrischen Bedingungen und absoluten Zahlenwerten unabhängige Darstellung zu erzielen, sind die Verformungen als Verhältniswert zur größten Durchbiegung und die Tiefenlagen mit der Hafensohle als Bezugsebene eingeführt worden.

Aus der Grafik kann gut die qualitative Übereinstimmung der Verformungsfiguren abgelesen werden. Insbesondere die Drehung um den Fußpunkt ohne erkennbare Einspannung im Boden ist gemeinsames Merkmal aller Meßwertkurven. Die drei Kaimauern aus dem Hamburger Hafen stimmen zudem auch bezüglich der Lage der Verformungsmaxima überein.

Bei der Schlitzwand in Calais ist bemerkenswert, daß die größte Durchbiegung bereits kurz oberhalb der Hafensohle auftritt und sich trotz der enormen Einbindung von 15 m nur positive Krümmungen im theoretischen Einspannbereich erkennen lassen.

Insgesamt wird damit die Übertragbarkeit der Schlußfolgerungen auf ähnlich geartete Konstruktionen nachgewiesen.

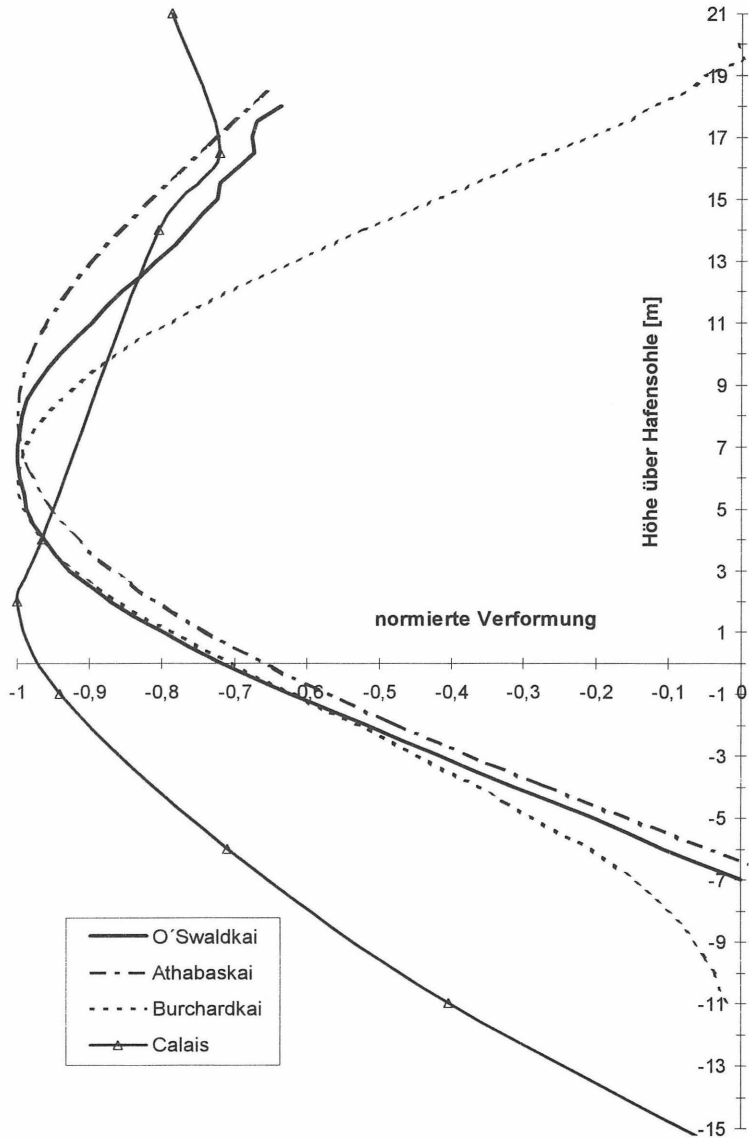


Bild 96: Normierte Verformungsfiguren der untersuchten Schlitzwände

16 Schlußfolgerungen

Die aus dem Meß- und Untersuchungsprogramm zu ziehenden Schlußfolgerungen leiten sich aus den zu Anfang der Arbeit genannten Zielen ab.

16.1 Projektbezogene Schlußfolgerungen

Die Ermittlung des Erddrucks auf der Grundlage der Coulomb'schen Theorie mit den erweiterten Annahmen gemäß Abschnitt 3.1 war für alle Bauzustände einigermaßen zutreffend, soweit Wasserüberdrücke nicht berücksichtigt wurden. Die Abminderung vom Erdruhedruck auf den aktiven Erddruck konnte meß- und rechentechnisch nachgewiesen werden.

Auf die Bemessung der Schlitzwand für erhöhten aktiven Erddruck, wie in der EAU, E 144 empfohlen, kann demzufolge verzichtet werden.

Im bemessungsrelevanten Fall führen jedoch die Wasserüberdrücke auf der Landseite zu einer Reduktion der Erddrucklasten in nahezu gleicher Größenordnung. Die fehlende Erfassung dieser Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in den derzeitigen Vorschriften führt damit zu einer nennenswerten Überschätzung der auf die Schlitzwand einwirkenden Lasten.

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

Bild 97: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Erddrücke

Zur Ermittlung der Erddrücke war die nach EAU für die Lastfälle 2 und 3 vorgeschlagene Erhöhung der zulässigen Spannungen durch eine Reduktion der angreifenden Lasten bereits umgesetzt worden. Die Pfähle wurden als den Boden vernagelnde Bauglieder eingeführt, deshalb wurde der rechnerische Reibungswinkel angehoben.

Trotz dieser beiden physikalisch nicht ableitbaren, die Erddrücke wesentlich reduzierenden Randbedingungen, betragen die im Rahmen dieses Meß- und Untersuchungsprogramms ermittelten Spannungen nicht einmal die Hälfte der Bemessungswerte.

Wie die Nachrechnung und insbesondere die Parameterstudien (siehe Abschnitt 12.4) zeigen, war die Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung und der Ansatz ideeller Biegesteifigkeiten für den Zustand II angemessen. Die Momente, vor allem im Feldbereich, wurden aber wegen der insgesamt zu hoch angesetzten Lasten weit überschätzt.

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

Bild 98: Vergleich der rechnerischen, gemessenen und berechneten Feldmomente

Die Schlitzwand am O'Swaldkai ist als eine frei aufgelagerte Konstruktion in der statischen Berechnung angenommen worden. Die gemessenen Verformungen belegen, daß dieser Ansatz richtig war, da sich eine Einspannung im Boden nicht einstellte.

Für die am O'Swaldkai erstellte Kaimauer ergeben sich damit aus allen Untersuchungen keinerlei Hinweise auf Überbeanspruchung einzelner Konstruktionsteile im Gebrauchszustand.

Die Kaimauer ist mehr als ausreichend dimensioniert und standsicher.

Es wird vorgeschlagen, die Forderung der EAU, E 77, die Momentenabminderung bei dicken Schlitzwänden nicht in Ansatz zu bringen, entsprechend zu modifizieren.

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

Der Vorschlag stellt sicher, daß weiterhin überschaubare Lastannahmen in die Berechnung einzuführen wären und bei der Beurteilung bestehender Konstruktionen ein einfaches Kriterium angewandt werden könnte.

16.2 Entwurfshilfen für neue Kaimauern

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

In der statischen Berechnung sollte die Kaimauer als ein frei aufgelagertes System betrachtet werden, da nachweisbar war, daß sich eine Einspannung im Boden nicht einstellt. Die in den Vorschriften verlangte Berücksichtigung von Auflockerungen im Hafensohlenbereich und die daraus abgeleitete Verlagerung der rechnerischen Hafensohle auf 2 m unter Solltiefe weist in die richtige Richtung.

Ob die Ansätze auch noch die durch Auskolkung hervorgerufene Schwächung des Fußauflagers ausreichend berücksichtigen, war in dieser Arbeit nicht zu beantworten.

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

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

16.3 Planungsgrundlagen für neue Meßkonzepte

Das entwickelte Meßkonzept hatte die Bestimmung der auf die Kaimauer einwirkenden Lasten zum Ziel. Es konnte nachgewiesen werden, daß diese Lasten durch im Boden eingebaute Spannungsgeber mit ausreichender Genauigkeit angegeben werden können.

Die Meßstellen sollten, in Erweiterung des verwirklichten Programms, immer Erddruckkissen und Porenwasserdruckgeber enthalten. Je nach Konstruktionshöhe wird die Anordnung von vier bis sechs Meßpunkten in Tiefenabständen von ca. 5 m für erforderlich gehalten.

Bereits die Installation einer solchen Meßkette kann die für die Beurteilung einer neuen oder bestehenden Konstruktion auftretenden Belastungsordinaten liefern. Insbesondere die Auswirkungen der Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk lassen sich so einfach und zutreffend erfassen.

Auf der Grundlage solcher Messungen ließe sich die zu erwartende geringere Gesamtbelastung aus Wasser- und Erddruck für den Bemessungswasserstand für Kaimauern in Tidehäfen nachweisen.

16.4 Anmerkungen zu numerischen Berechnungen

Aus den FE-Berechnungen können folgende Schlüsse gezogen werden:

Die wirklichkeitsnahe Simulation des Bauablaufs ist wegen des Einflusses der primären Spannungen auf den Endzustand unerläßlich. Die Berechnungen müssen außerdem die Abgrabung von Boden und den Einbau von Konstruktionsgliedern zutreffend darstellen können. Die vorgestellte Technik des „spannungslosen“ Einbaus stellt eine Vorgehensweise zur Lösung dieser Problematik dar.

Die geometrische Modellierung sollte ein dreidimensionales Abbild der Konstruktion sein, da nur so die Überschneidungen von Ankern und Pfählen dargestellt sowie die räumliche Begrenzung dieser Bauglieder in die Berechnung in angemessener Weise einfließen können.

Für das hier gewählte Modell des Drucker-Prager'schen Kompressionskegels war unter Beachtung der das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens beeinflussenden Effekte die Übernahme der in die Bemessungsstatik eingeflossenen Kennwerte folgerichtig und, wie die Ergebnisse zeigen, zutreffend.

Für andere Stoffgesetze oder Fließflächenformen sind die in die Berechnung eingehenden Parameter auf der Grundlage der aufgeführten theoretischen Überlegungen anders zu wählen.

Zur wirklichkeitsnahen Beschreibung der vor der Wand unterhalb der Hafensohle sich abspielenden bodenmechanischen Vorgänge ist die Verwendung einer Entfestigungsregel mit Berücksichtigung des Steifigkeitsverlustes unbedingt erforderlich. Als Entfestigungsparameter bietet sich die plastische Schubverzerrung an, der Steifemodul ist bei Vergleichsrechnungen iterativ zu reduzieren.

Für analytische Berechnungen wird die Bestimmung der wirksamen (Teil-)Erdwiderstände gemäß EAU, E 174 aus konservativer Abschätzung der zu erwartenden Verschiebungswege vorgeschlagen.

17 Zusammenfassung

In dieser Arbeit werden das mehrjährige Meß- und Untersuchungsprogramm, welches die Bestimmung der Erddruckentwicklung auf die am O'Swaldkai im Hamburger Freihafen in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer zum Ziel hatte, beschrieben sowie die Ergebnisse und Schlußfolgerungen dargestellt.

Für die im Rahmen dieser Untersuchung diskutierten Meßergebnisse der Inklinometer und Gleitmikrometer sind Verfahren zur statistischen Bewertung entwickelt und erläutert worden.

Die Gegenüberstellung der geotechnischen Messungen und der numerischen Berechnungen ermöglichte den Aufbau eines in sich konsistenten Tragwerkmodells für eine Kaimauer in Schlitzwandbauweise.

Es konnte gezeigt werden, daß die geotechnischen Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente das gemessene Spannungs- und Verformungsverhalten gut wiedergeben. Die dafür erforderliche stoffliche, geometrische und bauablauftechnische Strukturmodellierung wird im Detail beschrieben. Der Boden wird in die FE-Berechnung als ideal-elastisches ideal-plastisches Material eingeführt. Zur Beschreibung der passiven Erddrücke ist die Implementierung einer Entfestigungsregel mit Steifigkeitsreduktion erforderlich.

Die wesentlichen Erkenntnisse aus dem Meß- und Untersuchungsprogramm werden aus der Bestimmung der Verteilung und Größe der Erddrücke sowie der Verformungsfigur des Bauwerks gewonnen. Die Reduktion der Erddrücke vom Ruhedruck auf den aktiven Erddruck wurde durch die Verformung der Schlitzwand infolge Abbaggerung ermöglicht. Es wird weiterhin dargelegt, daß die Berücksichtigung der Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund zu geringeren Lastansätzen für die bemessungsrelevanten Tidewasserstände als heute üblich führt. Die ermittelten Erddrücke und die berechneten Biegemomente der Schlitzwand im Feldbereich, zeigen, daß die derzeitigen Rechenansätze, wie sie in Normen, Empfehlungen und Vorschriften verankert sind, zu mehr als ausreichenden Sicherheiten im Gebrauchszustand führen.

Es werden Vorschläge zur konstruktiven Ausbildung von zu erstellenden Kaimauern und Anmerkungen zur Wahl von Vorspannkraften und Anspannzeitpunkten der die Konstruktion sichernden Anker gemacht.

18 Ausblick

Die gewonnenen Erkenntnisse sollten in Zukunft mit weiteren und den zur Zeit durchgeführten Messungen an Kaimauern in Tidehäfen bestätigt werden. Die dafür erforderlichen Meßkonzepte sollten sicherstellen, daß die noch offen gebliebenen Fragen, z. B. zur quantitativen Bestimmung der passiven Erddrücke, zufriedenstellend beantwortet werden können.

Die Möglichkeiten, die sich aus einer konsistenten Korrelationsbildung verschiedener Meßsysteme ergeben, wurden in der vorliegenden Arbeit aufgezeigt. Die Entwicklung neuer und die Anwendung bekannter Verfahren zur statistisch abgeleiteten Verbesserung der Aussagequalität ist deshalb ein Ziel der weiterführenden Arbeiten des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS). Auch auf dem Feld der inversen Modellbildung wird in Zukunft noch weitere Forschung erforderlich sein. Erste Ansätze sind in Zusammenarbeit mit anderen Instituten der Technischen Universität dargestellt worden [Hosser et al., 1994].

Es darf erwartet werden, daß die Ergebnisse durch weitere Meß- und Untersuchungsprogramme qualitativ bestätigt werden, und sich damit für die bemessungsrelevanten Fälle geringere Lasten ergeben.

Die Möglichkeiten, die sich aus der Bereitstellung eines FE-Strukturmodells ergeben, sollten genutzt werden, um die Standsicherheit bestehender Anlagen zu beurteilen oder die konstruktive und statische Ausbildung zukünftiger Konstruktionen zu bewerten und zu verbessern.

19 Literaturverzeichnis

- ANSYS 1995 ANSYS User's Manuals I-IV, Revision 5.0A
- Bathold, U. 1994 Verfahren zur besten Kompromißbildung unter mehreren Optimierungszielen; 12. CAD-FEM Users' Meeting, Miesbach, 19.-21. Oktober
- Betonkalender 1994 Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften
- Binnewies, W. 1992 Überlegung zur zukünftigen Konstruktion und Berechnung von Kaimauern; Hansa 7, S. 710-714
- Blümel, W. 1991 Auswertung von Inklinometermessungen zur Böschungsüberwachung; Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 7 S. 510-517
- Böttger, H. 1992 Umstrukturierung O'Swaldkai; Dücker, H. P. Hansa 8, S. 804-810
- Braaker, H. 1974 Durch Spannungsdehnungsmessungen ermittelte Beanspruchungen von Kaimauergründungsteilen bei Erddruck- und Erdwiderstandsumlagerung und Pfahlquerbelastung; 6. Int. Hafenkongress, Rotterdam
- Breymann, H. 1983 Experimentelle Bestimmung des Seitendruckverhaltens kohäsionsloser Böden in der Entspannungsphase; Dissertation an der Technischen Universität Graz (A)
- Bronstein, I. N. 1979 Taschenbuch der Mathematik; Semendjajew, K. A.: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig
- Brückner, M. 1993 Fertigteile im Kaimauerbau; Hansa 12, S. 54-61
- Bruhns, B.J. 1992 Alte Baggertechnik mit verbesserter Wirkung; Hansa 5, S. 519
- Bui, H.D. 1995 Inverse problems in engineering mechanics; Tanaka, M. Second international symposium on inverse problems; Paris, 2.-4. November; Balkema Rotterdam
- CAD-FEM 1992 Expertengespräch ANSYS in der Geomechanik und Waste-Disposal-Technologie; Hannover, 29. April, CAD-FEM

- Cherubini, C.
Cucchiara, L.
Orr, T.L.L.
1995
Comparison between measured and calculated values in geotechnics; Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10.-12. April, SEGEditoriali Padova, S. 267-274
- Coulomb, C.-A.
1773
Sur une application des re'gles de Maximis & Minimis a' quelques Proble'mes de Statique, relatifs a' l' Architecture
- Delattre, L.
Mespoulhe, L.
Faroux, J.P.
1995
Monotoring of a cast in place concrete quay wall at the port of Calais (France); Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10.-12. April, SEGEditoriali Padova, S. 73-80
- Dong, J.
Nakamura, K.
Tatsuoka, F.
Kohata, Y.
1994
Deformation characteristics of gravels in triaxial compression tests and cyclic triaxial test; Pre-failure deformation of geo-materials, Sapporo (J), 12.-14. September, Balkema Rotterdam, S. 17-23
- Dücker, H. P.
1992
Kaimauerbau in Hamburg, Neue Konzepte gesucht; Hansa 7, S. 704-710
- Dücker, H. P.
1994
Ideenwettbewerb zum Bau einer Kaianlage im Hamburger Hafen; Hansa 3, S. 74-84
- Duddeck, H.
1984
Der interaktive Bezug zwischen in-situ-Messung und Standsicherheitsberechnung im Tunnelbau; Felsbau 2, S. 8-16
- Duddeck, H.
1986
Leistungsfähigkeit und Grenzen der Methode der Finiten Elemente in der Geotechnik; Felsbau 4, S. 126-33
- Duddeck, H.
1993
Entwicklung unserer Strukturmodelle: Woher? Wohin?; Baustatik Baupraxis, München, 11. u. 12. März
- Dunncliff, J.
1995
The practical use of geotechnical instrumentation, some problems and solutions; Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10.-12. April, SEGEditoriali Padova, S. 239-256
- EAB
1994
Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" der deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Ernst & Sohn
- EAN
Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., veröffentlicht in der Zeitschrift Geotechnik
- EAU
1990
Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Ernst & Sohn

- Evers, G.
1993
Schlitzwand-Konstruktionen für Hafenbauwerke, Beispiele aus Frankreich; Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, S. 181-186
- Förster, K.G.
1971
Die Ufereinfassung als Infrastrukturnaßnahme, Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft
- Früchtenicht, H.
1984
Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 15
- Gattermann, J.
1994
Meßtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, S. 175-196
- GBT
1993
Grundbau-Taschenbuch; Ernst & Sohn
- Giszas, H.
1992
Transportentwicklung, Containerverkehre, Reaktionen; Hansa 2, S. 110-112
- Glözl, F.
1994
Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, S. 47-64
- Gödeke, S.
1994
Auswertung und Interpretation von Inklinometermessungen; Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Gollub, S.
1994
Beurteilung der Beanspruchung von bestehenden Kaimauern auf der Grundlage von Meßergebnissen; Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Groß, H.
1981
Korrekte Berechnung des aktiven und passiven Erddrucks mit ebener Gleitfläche bei Böden mit Reibung, Kohäsion und Auflast; Geotechnik 4
- Grundmann, H.
Hartmann, Chr.
1991
Zum Einfluß zufällig streuender Einflußgrößen in FE-Berechnungen; Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis, Karlsruhe, 5. u. 6. September 1991, Ernst & Sohn, S. 407-417
- Gudehus, G.
Dierssen, G.
1990
Sicherheitsnachweise für eine verankerte Spundwand in Sandboden; Geotechnik 13, S. 188-195
- Gudehus, G.
1994
Ein umfassendes Konzept zum Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik; Geotechnik 17, S. 84-103

- Harden, G.
Schmidt, W.
1992
Erfahrungen bei bodenmechanischen Untersuchungen des Glimmertons; Hansa 7, S. 726-728
- Hartung, M.
1994
Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 45
- Hilmer, K.
1976
Erddruck auf Schleusenkammerwände; Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 6
- Hosser, D.
Gensel, B.
1994
Auswertemethoden; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, S. 159-174
- Katzenbach, R.
1993
Baugrund- und Gründungsgutachten zum Neubau des Commerzbank Hochhauses, Frankfurt am Main; unveröffentlicht
- Kezdi, A.
1969
Handbuch der Bodenmechanik; VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- Kiel, S.
1995
Analyse von Verschiebungen bei FEM-Rechnungen Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Kovári, K.
Amstad, Ch.
1982
A new method of measuring deformations in diaphragm walls and piles; Géotechnique Vol. XXXII, No. 4, S. 402 - 406
- Kovári, K.
Amstad, Ch.
1983
Fundamentals of Deformation Measurements International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zürich, September 5 -8, S. 219-239
- Kremer, K.
1992
Randelement Methode für elasto-plastische Struktur-berechnungen im Grundbau und ihre Kopplung mit der Finite-Element-Methode; Institut für Statik der Technisch Universität Braunschweig, Bericht 92-67
- Kudella, M.
1995
Grafische Dartsellung von Hauptspannungszuständen; Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Laumanns, Q.
1977
Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens; Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 7

- Magda, W.
1993 Stabilitätsbedingungen von sandigen Böden in der Nähe einer Kaimauer in Spundwandbauweise; Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, Heft 36
- Maybaum, G.
1991 Entwicklung eines Meßkonzepts; Bericht für das Amt für Strom- und Hafenbau, Hamburg, unveröffentlicht
- Maybaum, G.
1992 Geotechnische Berechnungen für die Ringschachtdeponie Hoheneggelsen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 37, S. 345-358
- Maybaum, G.
Kayser, J.
1993 Spannungsberechnungen überschütteter Dichtwände Theorie und Praxis numerische Modelle in der Bodenmechanik; Sonthofen, 30.09. - 1.10.
- Maybaum, G.
Vittinghoff, T.
1994 Gründung von Hochhäusern auf engstehenden Pfahlgruppen; 12. CAD-FEM Users' Meeting, Miesbach, 19.-21. Oktober
- Maybaum, G.
1995a Vergleichsberechnungen zur Gründung des neuen Commerzbank-Hochhauses in Frankfurt; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 48, S. 247-262
- Maybaum, G.
Gattermann, J.
Rodatz, W.
1995b Pressure and deformation measurements at two retaining walls at the port of Hamburg; Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10.-12. April, SEGEditoriali Padova, S. 191-300
- Meißner, H.
Wibel, A.
1974 Parameter eines elasto-plastischen Stoffansatzes für körnige Erdstoffe; Die Bautechnik 8, S. 263-269
- Natke, H.G.
1995 The progress of engineering in the field of inverse problems; Second international symposium on inverse problems; Paris, 2.-4. November, Balkema Rotterdam, S. 439-444
- Niehoff, M.
1992 Statistische Untersuchungen zu den Messungen am O'Swaldkai, Hamburg; Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Plate, Erich J.
1993 Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitsrechnung für Bauingenieure; Ernst & Sohn
- Polony, S.
1987 ... mit zaghafter Konsequenz, Aufsätze und Vorträge zum Tragwerksentwurf 1961 - 1987; Vieweg & Sohn, Braunschweig

- Prodinger, W.
1984 Vergleichende Untersuchungen zum Trag- und Setzungsverhalten von Bohrpfählen und Schlitzwandelementen; Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik Felsmechanik und Grundbau der TU Graz (A)
- Ricken, H.
1994 Der Bauingenieur, Geschichte eines Berufes
Verlag für Bauwesen, Berlin
- Rodatz, W.
1972 Berechnung räumlicher, hydraulisch-mechanischer Wechselwirkungen im klüftigen Fels; Dissertation an der Universität Karlsruhe
- Rodatz, W.
1990 Vorlesungsumdruck 7. + 8. Semester, Grundbau und Bodenmechanik IV; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Rodatz, W.
1992a Notwendigkeit und Ziel baubegleitender Messungen; Hansa 7, S. 722-725
- Rodatz, W.
Hartung, M.
Maybaum, G.
1992b Geotechnische Messungen am O'Swaldkai, Hamburg
Konferenzband des Hafentages der SMM, Hamburg
- Rodatz, W.
Maybaum, G.
1993a Calculations of big shafts for waste disposal; Application of computer methods in rock mechanics; Xian (VR China), 24.-28. April, Shaanxi science and technologie Press Xian, S. 1029-1034
- Rodatz, W.
1993b Überblick über Pfahlsysteme, Untersuchungsbedarf
Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, S. 1-12
- Rodatz, W.
1994 Geotechnischer Prüfbericht zum Commerzbank-Hochhaus, Frankfurt am Main; unveröffentlicht
- Rodatz, W.
1995 Vorlesungsumdruck 4. + 5. Semester, Grundbau, Bodenmechanik und unterirdisches Bauen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Rojas-Gonzales, L.F.
Lewis, K.H.
 Use of finite element method in analyzing laterally loaded drilled piers, University of Pittsburgh
- Romberg, W.
1973 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand;
Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt
- Römisch, K.
1993 Propellerstrahlinduzierte Erosionserscheinungen in Häfen; Hansa 8, S. 62-68

- Ruppert, F.-R.
1980 Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 80-4
- Rütz, D.
1987 Beitrag zur Berechnung von Spannungs- und Deformationsfeldern im Baugrund mit Hilfe der FEM; Dissertation an der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar
- Sakurai, S.
1993 Interpretation of field measurement results for assessing the stability of cut slopes; Application of computer methods in rock mechanics, Xian (VR China), 24.-28. April, Shaanxi science and technologie Press Xian, S. 63-68
- Sappa, M.
Sappa, G.
1995 Observations on inclinometer measurements; Field measurements in geomechanics, Bergamo (I), 10.-12. April, SEGEditoriali Padova, S. 333-340
- Sass, H. H.
1990 Neubau einer Kaimauer mit baubegleitendem Meßprogramm Bautechnik 12
- Schad, H.
1992 Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik; Institut für Geotechnik, Stuttgart, Mitteilung 36
- Schmidt, W.
1992 Überlegungen zu Lastansätzen und Konstruktionmerkmalen beim Kaimauerbau; Hansa 7, S. 714-720
- Schneehain, O.
1994 Beurteilung der Beanspruchung einer Kaimauer in Schlitzwandbauweise auf der Grundlage von Messungen; Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Schnell, W.
1994 Spannungsmessungen; Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 44, S. 83-104
- Schweiger, H.F.
Haas, W.
Handel, E.
1991 Finite-Element-Berechnungen zur Lösung boden- und felsmechanischer Probleme mit speziellen Elementformulierungen; Bauingenieur 66, S. 311-321
- Schweiger, H.F.
1993 Zur Wahl des Stoffgesetzes für praktische FE-Berechnungen Theorie und Praxis numerische Modelle in der Bodenmechanik; Sonthofen, 30.09.-1.10.
- Schweiger, H.F.
1994 Ein Beitrag zur Anwendung der Finite-Element-Methode in der Geotechnik; Habilitation an der Technischen Universität Graz (A), Fakultät für Bauingenieurwesen

- Schwing, E.
1991 Standsicherheit historischer Stützwände; Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 121
- Shibuya, S.
Mitachi, T.
1994 Pre-failure deformation of geomaterials; International symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Sapporo (J), 12.-14. September, Balkema Rotterdam
- Solexperts AG
Gleitmikrometer - Gerätebeschreibung
SOLEXPERS AG, 8603 Schwerzenbach (CH)
- Spotka, Hans
1979 Einfluß der Bodenverdichtung auf den Erddruck einer Stützwand; Geotechnik 2, S. 1-7
- Stahlhut, Olaf
1994 Bodenmechanische Beurteilung von Erd- und Wasserdruckmessungen am O'Swaldkai; Studienarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig
- Stiglat, K.
1995 Näherungsberechnung der Durchbiegung von Biegetraggliedern aus Stahlbeton; Beton und Stahlbeton, Heft 4, S. 99-101
- Strom- und
Hafenbau
Musterblatt 15 des Amtes für Strom- und Hafenbau, Hamburg: Empfehlung für die Spundwandberechnung
- Strom- und
Hafenbau
1992 Hafenerweiterung Altenwerder, Zukunft für Hafen und Stadt
- Teachavorasinskun, S.
Tatsuoka, F.
Presti, D.C.F.
1994 Effects of the cyclic prestraining on dilatancy characteristics and liquefaction strength of sand; Pre-failure deformation of geomaterials, Sapporo (J), 12.-14. September, Balkema Rotterdam, S. 75-80
- Ulrichs, K. R.
1980 Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden; Universität Essen
- van Impe, W.F.
1988 Consideration on the auger pile design; First geotechnical seminar on deep foundations on bored and augered piles, Gent (B)
- Vogt, J.
Meißner, H.
1992 Tragverhalten von Schlitzwandelementen; Veröffentlichungen des Fachgebiets für Bodenmechanik und Grundbau der Universität Kaiserslautern
- Vogt, N.
1984 Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand; Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 22

- Weißbach, A.
1993 Auswertung der Berichte über Messungen an ausgesteiften
Trägerbohlwänden in nichtbindigem Boden; Baugrund -
Grundbau, Universität Dortmund
- Wilde, F
1992 Erfahrungen beim Kaimauerbau in Hamburg in den letzten 20
Jahren; Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft,
S. 143 - 151
- Wolffersdorff, P.-A. von
1994 Feldversuch an einer Spundwand im Sandboden:
Versuchsergebnisse und Prognosen; Geotechnik 17, S 73-83
- Zienkiewicz, O.C.
Naylor, D.J. The adaption of critical state soil mechanics for use in finite
elements; Stress strain behavior of soils, Foulis, S. 537-547

Synopsis

1 Problem

Because of the further deepening of the harbor basins specially in the German seaports the retaining wall construction will gain importance in future. The higher surface jumps and for the driving unfavorable ground conditions in the Hamburg harbor will replace the for decades prevailing sheet pile wall construction method. The larger height of the constructions and the application of fundamentally other construction methodologies raise the question whether the current design codes and designing rules still deliver a correct description of the structure loading.

The most decisive differences at the comparison of retaining wall- and sheet pile wall construction are in the development of the earth pressures. During the driving work of the sheet pile wall in the water no earth pressure occurs. Finally through the sluicing of the back-packing material appear horizontal stresses whose size can not be indicated exactly. Under the assumption of relieving wall displacements one can proceed that after the backfilling or back-packing nearly the active earth pressure has adjusted (pic. 6).

Considering the retaining wall which is constructed in contrast to the sheet pile wall on a on-land construction site, there is first of all a primary state of stress, the earth pressure at rest, in the soil whose size can only be estimated. The slot is excavated with a gripper and supported through a fluid. Thereby, the primary state of stresses are transformed into one the fluid pressure corresponding condition. By concreting in the slot horizontal stresses emerge which correspond to the concreting pressure and lie over the stresses forced by the fluid because of the larger unit weight of the unset concrete. With the following driving of the cast-in-place pile a further increase of the stresses is expected [Rodatz, 1992b].

The development of the stresses behind a quay wall construction, however, does not only depend on the construction method, but also on the possible displacements. So the question raises whether a retaining wall present a similar flexible system as the sheet pile wall to allow the necessary movement for the creation of the active earth pressure.

Basically with these constructions, which differ in geometry, constructivity and methodology clearly from the current methods a new way of constructing is followed up. That is why the Institute of Foundation and Soil Mechanics of the Technical University of Braunschweig (IGB-TUBS) conducted this measuring and investigating program in the Hamburg harbor [Rodatz 1992a].

2 Project Description

To accept further traffic in the Hamburg free port the expansion of the O'Swaldkais was designed for additional berths. The loading and unloading procedure should be conducted with both traditional cranes and container loading bridges. For this the quay wall construction has to provide a crane track of 6 m and 18 m [Böttger et al, 1992].

For the conduction a joint venture of the enterprises GKT Spezialtiefbau, H.C. Hagemann and Dyckerhoff and Widmann INC in 1992 was authorized. The accomplished steps at the O'Swaldkai west can be arranged into three partitions (pic. 21, 22):

- Completion of an approx. 60 m long Offer
- New building of an approx. 130 m long quay wall as a retaining wall construction
- New building of a tie-back construction

The constructed quay wall has a height of 27.0 m, the retaining wall a construction depth of 25.0 m. The thickness of the retaining wall is 1.2 m, the segment is 4.35 m wide. In these segments which were separated through flat joint elements from the soil and/or the next working process, two homogeneous, side by side lying reinforcement cages have been inserted. The top part is approx. 6.0 m above sea level, construction depth lies in -15,0 m below sea level, that means 2.0 m below the harbor basin (pic. 21). This emerges to a surface jump of 21.0 m. The upper layers of the glacially formed soil in the Hamburg harbor consist of holocene clay containing sea silt, peat and layers of sand and gravel. These layers reach from the usual ground level of NN +6,0 m with in about 2 m thick filling down into a depth of 8 m. The up to a depth of -17 m following glacial, pleistocene layers of middle sand, coarse sand and coarse gravel lay on a tertiary layer of mica clay, basin clay, and basin silt. Problematic for the construction of the quay wall are the shingle layer available in the transition area of the pleistocene to the tertiary layers, in which large stones can be stored.

With the different and for the most part of each other independent measuring systems information about the stress and deformation should be gained. Thereby the measurements were accomplished on both the load side, which means in the soil and also on the resistance side, which means in the reinforced concrete structure. The created measuring concept is presented with some of the mutual interlocks in picture 24. The electric devices were installed in five depth positions in the area of the retaining wall and at three places in the area of the quay plate (pic. 26). The devices were customary, but adjusted to the special conditions, measuring systems with electric data taker capability. The development of extensive earth pressure cushions (pic. 28, 29) and their technical conception is described in [Rodatz et al., 1992b] or [Schnell, 1994]. The registration and notation of all measurements - except the inclinometer-, sliding micrometer and settlement measurement values which were determined through manual import of the measuring sonde - resulted continuously in freely selectable time intervals. A 60- canal- Analog-Digital converter was used. It was connected with a measuring cable to a computer which stood in a container in a distance of approx. 100 m (picture 30).

3 Current design concept

Usually the investigation of the loads affecting quay wall are based on an analytical calculation, which leans on the soil parameters, angle of internal friction and cohesion. The sequence of the calculation and the obeyed boundary conditions are described in the "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, harbors and waterways" [EAU]. In Hamburg the general design codes are completed with the specimen of the office for Strom- und Hafenbau in details expanded and explained. In the development of the measuring concept and the establishment of the design assumptions for the retaining wall at the O'Swaldkai the experiences and know-how of the calculation of quay wall in the sheet pile construction method were appropriately considered. In details following assumptions had been met:

- The determination of the earth pressure results on the basis of the Coulomb's theory. The activation of the active earth pressure is presupposed.
- The piles work as a nailing and increase mathematically the angle of internal friction.
- According to the EAU (E 20) the usual decrease of 1/3 of the field moment of the sheet pile wall is reduced because of the higher bending stress of the wall to 1/6.
- The head beam is designed to be a rigid frame corner. The retaining wall may be regarded as fixed in the quay plate.
- The determination of the forces acting on a section results after theory I. Order. The concrete structure is idealized as a plane frame. The tearing up of the cross-sections in the tensile area of the retaining wall is considered with an ideal stiffness of 60% of the geometric cross section values.
- According to the EAU, index E20-1 for the load case 2 and 3 permissible addition to the stresses from load case 1 of 15 or 30 % may be considered as a reduction on the load side.

The safety- and measuring concept rests on the introduction of reduced soil parameters which must fulfill the demands of global safety in the stability analysis. The earth static calculation gives only the loads, which are to be considered in the static calculation of the building. Essential shortcoming of the analytical calculation exists in the insufficient consideration of the interaction between soil and building. The stress - and deformation fields adjusting at quay wall constructions can not get the necessary degree of admittance in the judgment of the stability. In soil mechanics it is usually proceeded on the assumption that in the active limit state the determining earth pressures concerning the theory of Coulomb adjust as the smallest possible loads. The comparison of wall deformation and earth pressure shows a move direction from the soil continuously decreasing earth pressures (pic. 9). Investigations of Breymann [1983] have shown, however, that smaller horizontal stresses are measured. All accomplished attempts showed that first of all in dependence on the strain a so-called point of failure is reached, at which the pertinent coefficient of active earth pressure remains clearly below the k_{ah} -value. First with increasing values the curve approaches asymptotically from below (!) the Coulomb's borderline. (pic. 11 - 13).

4 Finite Element Model

The calculations were accomplished with the Finite element program ANSYS (version 5.0A). The Structural model divides into the three parts material modelisation, geometric modelisation and order of the construction events (pic. 31). The simulation the order of the construction events must contain the following calculation steps:

- Load case 1: Primary state of stress (PRI)

It is calculated the situation before the construction beginning. Therefore the existing quay wall construction is reproduced as homogeneous with external loads supported soil.

- Load case 2: retaining wall (SLW)

In the second calculation step the excavation results, the concreting of the retaining wall and the piles as well as the installation of the anchors.

- Load case 3: Quay plate (KPL)

In the third step the concreting of the quay plate is reproduced. For that the concrete of the quay plate is assumed as a building material with less strength to guarantee the introduction of the dead weight forces in the soil.

- Load case 4: Soil Backfill (AUF)

The sandfilling above the quay plate up to the top of the terrain is simulated in the calculation step 4. The quay plate is given a final strength. The anchors are prestressed.

- Load case 5: Low Tide Case (TNW,0)

To quantify the consequence of the tidal range for the „earth pressure at rest“ (Index 0) after the construction of all components, the load case „inside water pressure“ is introduced in the calculation.

- load case 6: High tide case (THW,0)

The system is calculated for the load case „outside water pressure“. Subsequently the water pressure loads are set again to „zero“.

- Load case 7 - 10: Soil extraction (ABB1 - 4)

The soil extraction in front of the quay wall is numerically simulated in four steps. For that the extracted soil elements in front of the wall are set stiffnessless and weightless. The load cases „inside and outside water pressure“ for the „active earth pressure“ follow consequently (Index a). For the simulation of the cyclical loads several tidal range are added.

- Load case 11, 13, 15 ...: Low Tide Cases (TNW,a)

The Load cases were developed from the water level measured at the O'Swaldkai in front of and behind the wall. The Elbe water level was assumed with NN -1,7m, the corresponding inside water level with NN -0,5m.

- Load case 12, 14, 16...: High Tide Cases (THW,a)

The Elbe water level was assumed with NN +2,5m, the corresponding inside water level with NN +1,1m. Accordingly the water excess pressure emerges on the inside to 14 kN/m².

5 Constitutive Equations and Material Parameters

For the soil the constitutive equation of Drucker- Prager (pic. 37) with expansions for the registration the stiffness loss was used and the isotropic change of the yielding cross section. The application of Drucker's compression cone rather overestimates the strength of the soil. This effect is compensated in the FEM- calculations through the selection in the design profile for angle of shearing friction ϕ' and cohesion c' indicated numerical values. These values contain already a reduction of the tangens of the angle of friction, so that the in situ activated angle of shearing friction is certainly larger. In addition to that the sandy soil in the area of small exstresses has structural resistance which favorably influences the strength behavior, too. The parameter are to be taken from the following design profile. For the shingle layer the mechanical soil parameter have been taken from the overstocking middle sand (pic. 50).

In shear tests on cohesive and non-cohesive soil the appearing shearing stress rises first at increase of the deformation and then falls after reaching a maximum value again. For non-cohesive soil this behavior can be described with the help of the so-called rest of the angle of internal friction. Because of construction management and hydraulic demand of the soil underneath the basin of the harbor the structural changes besides the loss of cohesion and resistance to friction (final strength) are to be considered ,too. They have been recorded as reductions of the stiffness in the calculation. The four decisive influences are:

- wash-out through berth - and cast off of ships
- Loosening of the soil during the excavation period
- Disturbance of the equilibrium through the current circulation of the wall (pic. 46)
- Liquefaction of the soil due to wave propagation (pic. 47, 48)

While the loosening of soil in front of the retaining wall through a multi bucket dredger, as it was used here, large dynamic loads appear in the basin of the harbor. Constant burdens also effect the soils underneath the basin of the harbor which have their reason in the vertical current circulation of the wall during the changes of the tides. At low tide a pressure difference emerges from inside - (ground -) and outside water level (Elbe water level) whose potential balance calls upwards directed current forces which disturb the equilibrium in the area of the basin. In addition to that pore water pressure gradient from natural or due to a vessel wave propagation exists which can provoke a liquefaction of the soil in the area of the surface [Magda, 1993]. However, the extent of the four named effects in the soil mechanical sense provoked parameter changes can, if at all, be estimated only rough for each single case. As part of the check of the calculation it is tried to quantify the influences of final strength and stiffness loss through parameter variations and final value comparison in their entirety.

The reinforced concrete piles are described as linear elastic, since the compression stresses appear only underneath the permissible working stress and therefore no plastic deformations are to be expected. Accordingly the material parameter for the concrete pile contain a constant young's module without varification of yield - or failure condition.

To gain realistic starting parameters two core drills have been executed in the retaining wall. The results were median values of a young's module of 33000 MN/m^2 . To quantify the stiffness loss from stage I to stage II the in Stiglat [1995] given formula for the calculation of the bending has been evaluated. For the existing geometric circumstances a increase of the bending emerges compared to the mathematical value of approximately 88%.

6 Stresses in the soil

The stresses within the soil consist of the pore water pressure and the effective stresses. The development of the water pressure distribution resulted on the basis of the determination of the free groundwater level in open levels under acceptance of a linear hydrostatic increase. The change of the water levels in the soil and in the Elbe is presented in picture 52 exemplary for it 04. January 1994. Since a direct measurement of the effective stresses is not possible, 13 earth pressure cushions were installed, which record the total stresses, so that the effective stresses could be computed with the help of the neutral stresses. For the judgment of the primary stage of stress in the soil five earth pressure cushions were inserted in drillings approx. 50 cm from the retaining wall already before the beginning of the construction. The void free filling of the drilling wholes with quartz sand and the constant tidal ranges led to a quick stabilization of the measured values, so that already after a short time statements could be made for the earth pressure at rest (pic. 53, 54). In the FE - calculation the horizontal and vertical stresses emerge from the dead weight and elastic material behavior. The horizontal stresses lie in the retaining wallbase with 85 kN/m^2 in the area of the boundaries determined through the k_0 -values (pic. 55) . In the diagrams the „measured“ stresses (index $_{gem}$) and the „computed“ stresses from the FEM - calculations are presented together. A comparison of the measured and on the static calculation based stresses has already been published in [Maybaum, 1994]. It is depicted in picture 56 that the numerical computation gives correct numerical values both for the high tide - and low tide water case.

During the manufacture of the retaining wall the stress state of in the soil are subject to an enduring change. First of all the slot is excavated with a gripper and kept open through the support liquid. The primary horizontal stresses which emerged from the product of vertical stresses and k_0 -value, are now in equilibrium with the liquid pressure which rises with the depth linearly and totals at the wallbase to approx. 250 kN/m^2 . Already during the inserting of the reinforcement in the slot filled with the support liquid all gages were activated. The measuring results which were more closely explained in [Rodatz et al., 1992b], showed that the horizontal stresses of the concrete brought in with the tremie method reach only about 60% the hydrostatic pressure (pic. 57, 58).

The in-situ pile formed by driving were constructed after completion the retaining wall. With the inserting of the concrete volume in the impending soil an increase of the horizontal stresses has been expected. On the basis of the measured results no considerable increase, however, derives from the stress niveau. In fact the total stresses rise quickly, but they depend to the greatest part on a temporary increase in the pore water pressure.

All in all it can be said that the disturbance of the horizontal state of stress was far smaller than assumed through the construction of retaining wall and piles.

After the construction of a formation on the bottom edge of the quay plate at NN +3,5m and the exposing of the pile heads first a concrete underneath has been brought in place. At the end of the reinforcement work and the measurement installation the quay plate has been concreted in November 1992. Since the concrete is first in the harden-out condition, it has been introduced in the FEM - computation in this calculation step almost stiffnessless to guarantee an introduction of the forces resulting from concrete dead weight in the soil.

The backfill above the deep-set quay plate up to the planned elevation was completed in January 1993. The to this point in time existing, in picture 59 presented stress - and deformation states have been chosen for all measuring - and computation results as reference values. Therefore the changes due to the further construction steps, particularly the excavating, are related to the point in time after completion of all concrete parts and the soil backfill. The calculated and measured deformation present the difference of the displacements compared to this state. The harden-out phase of the quay plate concrete has been completed already, so that vertical forces could be introduced in the piles. For this reason a slight stress increase emerges under the pile foot. In the area of the injected body stress changes can be registered, since the anchors have already been prestressed before the backfill phase.

The excavation was completed at the end of July 1993. The mathematical emerging horizontal stresses after excavating are depicted in picture 61. First considering the land side it has obviously occurred a reduction of the active earth pressures particularly in the field area. The absolute stresses total to 65 kN/m^2 in the primary case (pic. 55) and 30 kN/m^2 for the completed excavation. The earth pressure reduction is limited in the area of the pile foot because of the here existing load introduction. In general this effect is not considered in the remaining calculation assumptions although the principle of the pile load distribution is known and the calculation on the basis of simple formulae is possible. In [Gollub, 1994] it was proofed that in all explored cases it comes to an essentially improved agreement of measurement and calculation if the earth pressure causing load introduction is considered (pic. 62, 74). Furthermore a stress concentration is recognized on the passive side in the area of the harbor basin surface.

If the calculated and measured deformation curves for the construction end phase are compared with each other the influence of the fixed support is clearly overestimated. The considered final stiffness events due to excessive shearing demand do not enough to receive a realistic picture of the stress - deformation behavior of the retaining wall and soil in the fixing area. Therefore in the following calculation steps a progressing stiffness loss has been assumed. The empirical approximating to the expected values is necessary, since a quantification of the change of the soil mechanical parameters due to the diverse and a theoretical determination of the inaccessible influence is not possible. The mathematical stiffness of the middle sand - and shingle layer were reduced to 20% or 30%.

The reduction of the retaining wall stiffness to 55% is explained with a tearing up of the concrete cross section up to the axis of the longitudinal reinforcement. The above mentioned steps led to a redistribution of the effective passive earth pressures in larger depths and on the land side to a reduction of the effective stresses in the area the harbor basin at -13 mNN of approx. 40 kN/m² for the 2. iterationstep (TNWa2) to approx. 12 kN/m² for the last iterationstep (TNWa7) (pic. 65, 66).

Due to the tides a reciprocal load of the wall adjusts. At high tide the excess water pressure emerge on the river side, at low tide the excess water pressure on the land side (pic. 70). In the earth static calculation only the change of the unit weight of the soil impeding behind the wall front to enter. Because of the linear connection between unit weight and effective stresses larger earth pressures emerge mathematically from low tide than from high tide. In contrast to that the measured values of the effective stresses showed a clear reduction at low tide [Maybaum, 1994]. To be able to describe the consequences of the wall load, simultaneously the excess water pressures must be considered. Get the effective stresses (ea 03) of a depth position (-9,15 m NN) plotted along with the excess water pressures (Δu), one can see that the increase of the land side excess water pressures leads to reductions of the earth pressures in equal order. The load $p(9,15)$ affecting on the retaining wall remains constant with roughly 20 kN/m² (pic. 72).

The continuous mechanical diagram of the processes with the FEM - calculations confirmed the measured results. Also here a clear decrease of the horizontal stresses can be seen which reach their maximum in the mid field area and diminish to the foot - and head points (Twa3, TVa7). The graphic shows that in general it comes to a reduction of the effective stresses and so to a smaller general earth pressure and the stress redistribution due to tidal range is only slight. The thinly dotted line in picture 73 depicts the distribution of the mathematically set water pressure difference of 25 kN/m².

7 Deformations

In the main measuring section of the retaining wall two inclinometer tubes have been installed. The both tubes have been led continuously in the interior the reinforcement cage parallel to the longitudinal reinforcement. One was facing the water side the other the land side. The distance of the measuring axes were approximately 1,0 m. Both tubes served simultaneously for the import of a sliding micrometer. With the exploitation of the differential equation of the beam the measurements of inclinometer and sliding micrometer can be transferred in one another (pic. 88). Using the example of this measuring - and investigation program it can be demonstrated that the above described processes guarantee reliable measurements with an overall good compatibility and correlation [Maybaum et al., 1995].

The comparison of the measured (IKL MR 46) and calculated deformations shows the continuously increasing agreements of the maximum deflection and the curvature in the field - and foot area. The fixed effect is still clearly to be recognized for the first iterations step (TNWa1) underneath the harbor basin, in comparison to the last load case (TNWa7) where a almost bending free deformation graph can be observed (picture 83).

8 Anchor forces

The horizontal loads from earth - and water pressure at the O'Swaldkai should be transferred mainly over inclined tube injected piles. These are drilled piles which have a tubular cross-section of 200 mm diameter with approx. 76 cm^2 of steel. They are designed for working forces of 1000 kN and were tested with 1500 kN. After the quay plate and the quay head have been concreted and hardened out, the anchors are examined first and then stressed with 300 kN. The construction step with the sequence of superstructure completion and prestressing of the anchors corresponded with the usual habits.

The goal of each anchor prestressing is the reduction of the deformation and a load redistribution from the field area to the supports. The reduction of the horizontal stresses in the soil impending in front of the wall proceeds with an increase of the earth pressures behind the wall. In the numerical analysis it became obvious, however, that a large part of the anchor forces had been introduced in the quay plate. The compressive strain in the reinforced concrete structure are to be understood like the prestressing of an elastic spring. They contribute neither to the redirection of the stresses in the soil nor to the reduction the general deformation. The fat drawn through curve in the diagram represents the placing conditions at the O'Swaldkai. Before the beginning of the backfill the anchors have been stressed with a load of 300 kN which has increased through the further construction phases to approx. 550 kN after the completion of the excavation. In parameter studies it could be shown that the increase of the anchor forces due to the excavation remained with approximate 210 kN almost constant and unaffected by the chosen prestressing. If the anchors e. g. were prestressed only with 115 kN far lower anchor loads emerge from the final condition without the deformation gaining in a considerable way (pic. 86).

The determination of the forces acting on a section of the retaining wall is restricted to the moment distribution from inclinometer measurements (IKL MR 46) and FEM - calculation (TNV a2, TNV a7). The designed moment calculated for the given loads with the truss static in the field area is 1783 kN/m^2 . As depicted from picture 87, an uniform estimation of the moments appearing in situ emerges from measured - and calculated view.

9 Conclusions

The determination of the earth pressure on the basis of the Coulomb's theory with the expanded estimates according to paragraph 3 was to some extent correct for all construction phases, as far as excess water pressures were not considered. The reduction of the earth pressure at rest to the active earth pressure could be proved measured - and calculated wise. On the design of the retaining wall for increased active earth pressure, as recommended in the EAU, E 144, can be dispensed accordingly. In the design relevant case the excess water pressures on the land side lead to a reduction of the earth pressure loads in almost the same order. The missing registration of this interaction of buildings and construction sites in the current codes leads to a considerable overestimation of the loads affecting on the retaining wall.

For the determination of the earth pressures the proposed increase of the permissible stresses with a reduction of the applying loads according to EAU for the load cases 2 and 3 had already been applied. The piles were introduced as the soil nailing up construction members, therefore the angle of internal friction was increased. Despite this the earth pressures essentially reducing boundary conditions, the stresses determined by this measuring - and investigation program do not even have half of the designed values (pic. 97).

It is suggested for future calculations according to the EAU, R19-1 to reduce the assuming excess water pressures for the load case 2 and 3 in their maximum values. Since in this existing case a reduction of approx. 50% the results of the measurement and calculation reflects, a reduction factor of e.g. 0.9 (LC 2) or 0,8 (LC 3) is put up for discussion.

As the check and particularly the parameter studies show the determination of the forces acting on a section according to the theory I. order and the formulation of ideal bending stiffness for the condition II was appropriate. However, the moments, especially in the field area, were fairly overestimated because of the in general too high applied loads. It is proposed, that the demand of the EAU, E 77, the moment reduction of thick retaining walls not to take into account, to modify accordingly (pic. 98).

The retaining wall at the O'Swaldkai has been assumed as a free supported construction in the static calculation. The measured deformations show that this formulation was right because the creation of a fixation in the soil has almost not occurred. For analytical calculations becomes the determination of the effective (part -) earth resistance is proposed according to the EAU, E 174 due to conservative estimation of the expected displacements.

The creation of a bending restricted frame corner at the passage from the retaining wall to the quay plate is statically only limited effective. Is considered that beside the reduction of the field moments also a reduction of the quay head displacement is caused, however this type of construction can be recommended at monolithic buildings made out of reinforced concrete where it is not too great additional expense.

The prestressing forces and especially the prestressing time of the horizontally stiffening anchors of the construction should be subjected to a critical test. The accomplished studies showed that there has to be expected also with clearly smaller prestressing forces no change of the load carrying behavior of the general system.

In contrast to the current recommended estimates one should consider the introduction of pile forces particularly from the first pile row lying directly behind the quay wall construction.

For the quay wall at the O'Swaldkai no indication of individual overloaded construction parts emerge from all the investigations. The quay wall is more than sufficient designed and classified as stable.

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik

Nr. 76-1	Scheffler, E.	Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, 1976
Nr. 78-2	Frank, H.	Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde - untersucht mit Finiten Elementen, 1978 *
Nr. 79-3	Schnell, W.	Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen, 1979
Nr. 80-4	Ruppert, F.-R.	Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 1980
Nr. 81-1	Schuppener, B.	Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken, 1981 *
Nr. 6	Wolff, F.	Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten, 1981
Nr. 7	Bätcke, W.	Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum, 1982
Nr. 8	Meseck, H. Schnell, W.	Dichtungswände und -sohlen, 1982 *
Nr. 9	Simons, H. Ruppert, F.-R.	Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen, 1982 *
Nr. 10	Beckmann, U.	Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982

- | | | |
|--------|---------------------------|--|
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde, 1983 |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts, 1984 |
| Nr. 14 | Raabe, W. | Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenurgeologischen Merkmalen, 1984 |
| Nr. 15 | Früchtenicht, H. | Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden, 1984 |
| Nr. 16 | Knüpfer, J.
Meseck, H. | Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, 1984 |
| Nr. 17 | N.N. | Ablagerung umweltbelastender Stoffe - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985 * |
| Nr. 18 | Simons, H.
Reuter, E. | Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers, 1985 * |
| Nr. 19 | Meseck, H. | Dynamische Pfahltests - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985 |
| Nr. 20 | Meseck, H. | Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986 * |

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 21 | Balthaus, H. | Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethode, Diss., 1986 |
| Nr. 22 | Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A.
Hermanns, R. | Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen, 1986 |
| Nr. 23 | Meseck, H. | Dichtwände und Dichtsohlen - Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987 |
| Nr. 24 | Krause, Th. | Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation, 1987 |
| Nr. 25 | Meseck, H. | Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen, Dissertation, 1987 |
| Nr. 26 | Reuter, E. | Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren, Dissertation, 1988 |
| Nr. 27 | Wichert, H.-W. | Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen, Dissertation, 1988 |
| Nr. 28 | Geil, M. | Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand, Dissertation, 1989 |
| Nr. 29 | Kruse, T. | Standssicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen, Dissertation, 1989 |
| Nr. 30 | Rodatz, W.
u.a. | Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, 1989 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|--|---|
| Nr. 31 | Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. | Standssicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen - Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. März 1990 |
| Nr. 32 | Knüpfer, J. | Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen, 1990 |
| Nr. 33 | Beckefeld, P. | Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken - Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991 |
| Nr. 34 | He, G. | Standssicherheitsberechnungen von Böschungen, Dissertation, 1991 |
| Nr. 35 | Rodatz, W.
Sehrbrock, U. | Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten), Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991 |
| Nr. 36 | Kahl, M. | Primär- und Sekundärspannungszustände in überkonsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahnen Tiedükers, Dissertation, Dissertation, 1991 |
| Nr. 37 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. | Standssicherheiten im Deponiebau, Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992 |
| Nr. 38 | Rodatz, W.
Meier, K. | Dynamische Pfahltests, Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991 |
| Nr. 39 | Rösch, A. | Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren, Dissertation, 1992 |

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 40 | Sehrbrock, U. | Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff, Dissertation, 1993 |
| Nr. 41 | Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. | Pfahl Symposium 1993
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993 |
| Nr. 42 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Hartung, M. | IGB-TUBS Lexikon - Sammlung ca. 5500 technischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch - zusammengestellt in 4 Bänden, 1993 |
| Nr. 43 | Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M.
Kayser, J. | Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau - Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994 |
| Nr. 44 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. | Messen in der Geotechnik '94
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994 |
| Nr. 45 | Hartung, M. | Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Dissertation, 1994 |
| Nr. 46 | Hemker, O. | Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 47 | Voigt, Th. | Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen, Dissertation, 1994 |
| Nr. 48 | Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. | Pfahl-Symposium 1995
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995 |
| Nr. 49 | Kayser, J. | Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen, Dissertation, 1995 |



IGB-TUBS

- | | | |
|--------|---|--|
| Nr. 50 | Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B.
Vittinghoff, T. | Messen in der Geotechnik '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23.
Februar 1996 |
| Nr. 51 | Rodatz, W.
Knoll, A. | Deponieseminar '96
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 22
März 1996 |
| Nr. 52 | Maybaum, G. | Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbau-
weise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996 |

* = vergriffen