Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig

Heft Nr.15

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. H. Simons

Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden

von
Harald Früchtenicht

Braunschweig 1984

VORWORT

Herr Früchtenicht untersuchte das Spannungs- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden.
Zu beantworten waren folgende Fragen:

- Ist die Bemessung von Schlitzwänden mit den üblichen Ansätzen für den aktiven und passiven Erddruck hinreichend genau und sicher ?
- Wieweit können die Setzungen hinter Schlitzwänden vor allem unter Bebauung zutreffend vorausgesagt werden ?

Diese Fragen nach dem Grenzzustand und dem Gebrauchszustand wurden in der Arbeit untersucht.
Es zeigte sich, daß Finite Element Berechnungen sowohl mit dem nichtlinearen Stoffgesetz von Schad als auch mit dem elastoplastischen Stoffgesetz von Arslan die Setzungen des Bodens nicht zutreffend beschrieben. Durch Vergleich von Bauwerksmessungen an Schlitzwänden in nichtbindigen Böden mit den FE-Ergebnissen wurden für die Abweichungen Erklärungen gefunden.
Für die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens zur Bemessung von Schlitzwänden und Ermittlung ihrer Horizontalverschiebungen wurden Vorschläge gemacht. Für die Berechnung der Setzungen wurde auf Grundlage der Plastizitätstheorie ein einfaches praxisgerechtes Verfahren vorgeschlagen.
Auslösend und eine Grundlage der Arbeit war das vom Bundesminister für Forschung und Technologie geförderte Forschungsvorhaben "Entwicklung neuer Technologien zur Reduzierung der Umweltbeeinträchtigungen bei der Erstellung tiefer Baugruben in Ballungsgebieten", das von den Firmen Philipp Holzmann AG, Hauptniederlassung Düsseldorf und Erdbaulaboratorium Essen unter Mithilfe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig durchgeführt wurde. Aus diesem Forschungsvorhaben entstanden sehr wertvolle baupraktische Erkenntnisse, so daß sich die umfangreichen Messungen und Auswertungen gelohnt haben.
Die Deutsche Forschungsgemeinschaft unterstützte uns anschließend in dankenswerter Weise im Rahmen des Forschungsvorhabens "Tiefe Baugruben", die offen gebliebenen Fragen theoretisch weiter zu bearbeiten.

Braunschweig, den 8.8.1984

Hanns Simons

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Zusammenfassung

Summary

Vorwort des Verfassers

Erklärung der verwendeten Formelzeichen

1. Einleitung 1

1.1 Probleme bei der Berechnung tiefer Baugruben 2

1.1.1 Grenzzustand 2

1.1.2 Gebrauchszustand 2

1.2 Bisherige Lösungsansätze 4

1.2.1 Ebener Verzerrungszustand 5

1.2.2 Kontinuumsmodell mit Finiten Elementen 6

1.2.3 Ersatzbalken-Verfahren 7

1.2.4 Starrkörper-Bruchmechanismen 8

1.2.5 Verformungen im Gebrauchszustand 9

1.3 Zielsetzung und Umfang der Arbeit 11

1.3.1 Untersuchung des Bodenverhaltens 12

1.3.2 Bauwerksmessungen 12

1.3.3 Finite Element Berechnungen 13

1.3.4 Technische Anwendungsmodelle 14

2. Verhalten des Bodens 15

2.1 Baugrundverhältnisse bei zwei Baugruben in Düsseldorf 15

2.2 Baugrundverhältnisse bei einer untersuchten Baugrube in Braunschweig 19

2.3 Laborversuche zum Spannungs-Verformungsverhalten 21

2.3.1 Meßverfahren und -genauigkeit im Triaxialgerät 23

2.3.2 Versuche mit verschiedenen Spannungspfaden 24

2.3.3 Isotrope Kompressionsversuche 28

2.3.4 Triaxiale Kompressionsversuche 29

2.4 Grenzzustände 33

2.4.1 Grenzzustand der Spannungen 33

2.4.1.1 Bruchkriterium von Mohr-Coulomb 33

2.4.1.2 Das Bruchkriterium von Lade 38

2.4.2 Verformungen im Grenzzustand 44

2.5 Schlußfolgerungen 48

Seite

3. Bauwerksmessungen 49

3.1 Baugrube West LB, Düsseldorf 49
3.1.1 Meßprogramm 49
3.1.2 Meßergebnisse 50

3.2 Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf 53
3.2.1 Meßprogramm 53
3.2.2 Meßergebnisse 54

3.3 Baugrube Landeszentralbank, Braunschweig 56
3.3.1 Meßprogramm 58
3.3.2 Meßverfahren 58
3.3.3 Meßergebnisse 60
3.3.3.1 Einfach verankerte Wand 60
3.3.3.2 Unverankerte Wand 63

4. Numerische Berechnungen mit der Finiten Element Methode 65

4.1 Stoffgesetze 65
4.1.1 Das Stoffgesetz NOEL von Schad (1979) 66
4.1.2 Ermittlung der Parameter für das Stoffgesetz NOEL 70
4.1.3 Nachrechnung der Triaxialversuche mit dem Ansatz von Schad 74
4.1.4 Ausnutzungsgrad 76
4.1.5 Das elasto-plastische Stoffgesetz von Arslan (1980) 78
4.1.6 Ermittlung der Parameter für das Stoffgesetz von Arslan 85

4.2 Berücksichtigung des Bauablaufs 95
4.2.1 Primärspannungszustand 95
4.2.2 Simulation des Bodenaushubs 96
4.2.3 Wasserüberdruck 97
4.2.4 Rechnerischer Einbau von Ankern oder Steifen 98

4.3 FE-Berechnungen für eine Baugrube mit rückwärtiger Verankerung 98
4.3.1 Ergebnisse 99
4.3.2 Vergleich mit Bauwerksmessungen 102

4.4 FE-Berechnungen für eine Baugrube mit geschoßweiser Deckenaussteifung 106
4.4.1 Ergebnisse 106
4.4.2 Vergleich mit Bauwerksmessungen 109

Seite

4.5 Beurteilung der FE-Ergebnisse 111

5. Berechnungsvorschläge für tiefe Baugruben 113

5.1 Ansatz der Bodenparameter 114

5.2 Erddruckansätze 121
5.2.1 Rückverankerte Wände 121
5.2.2 Deckenausgesteifte Wände 122

5.3 Berechnung der Horizontalverformung der Wand 123
5.3.1 Größe und Verteilung des Bettungsmoduls 124
5.3.2 Beispiel: Einfach verankerte Schlitzwand 128
5.3.3 Zusammenfassung der Empfehlungen zum Bettungsmodulverfahren 133

5.4 Verfahren zur Ermittlung der Setzungen hinter der Wand 134
5.4.1 Voraussetzungen und Annahmen für das Verfahren 134
5.4.2 Ableitung des Verfahrens 136
5.4.3 Ansatz des Dilatanzwinkels 141
5.4.4 Anwendung und Vergleich mit Bauwerksmesssungen 142
5.4.4.1 Baugrube West LB, Düsseldorf 143
5.4.4.2 Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf 146
5.4.4.3 Baugrube Tiefgarage, London 147
5.4.4.4 Baugrube Flurstraße, Zürich 149
5.4.5 Schlußfolgerungen 150

6. Ausblick 152

Literaturverzeichnis 153

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden verformungsarme Baugrubenwände aus 60 cm starken Schlitzwänden untersucht, die sich durch vier verschiedene Aussteifungssysteme unterscheiden: Eine frei auskragende, im Baugrund eingespannte Wand, eine einfach verankerte Wand, eine sechsfach verankerte und eine dreifach ausgesteifte Wand. Die untersuchten Baugruben liegen in nichtbindigen Böden: Dem Braunschweiger Sand und dem Düsseldorfer Kies-Sand.

Zur Klärung des Materialverhaltens dieser Böden wurden neben den Standarduntersuchungen 34 Triaxialversuche an Proben mit 10 cm Durchmesser auf verschiedenen Spannungspfaden durchgeführt. Für diese Versuche wurde eine Einrichtung entwickelt, mit der zusätzlich die Volumenänderung der Probe gemessen wurde.

Aus den Versuchen werden die Parameter für Stoffgesetze entwickelt, die zur Nachrechnung der Düsseldorfer Baugruben mit der Finiten Element Methode eingesetzt werden.

Als Ergebnis wird zunächst ein Verfahren vorgeschlagen, mit dem die Horizontalverformungen der Wand aus Erd- und Wasserdruck vorhergesagt werden können. Im einbindenden Bereich wird dabei die Wand als elastisch gebettet betrachtet.

Danach wird auf der Grundlage der Plastizitätstheorie ein Verfahren abgeleitet, mit dem die Setzungen hinter der Wand berechnet werden können. Dabei wird der Boden als ideal plastisch betrachtet. Mit der Wahl eines konstanten Dilatanzwinkels (nichtassoziierte Fließregel) kann eine Volumenzunahme des Bodens berücksichtigt werden.

Die Leistungsfähigkeit der Verfahren wird durch Vergleich der Ergebnisse mit den Bauwerksmessungen nachgewiesen.

SUMMARY

This thesis is a study of retaining walls, slurry walls of 60 cm thickness with different structural systems: A cantilever wall, anchored walls with one or with six rows of anchors, and a wall with three levels of bracing. The excavations were carried out in non-cohesive soils, the sand of Braunschweig and the gravel of Düsseldorf.

To determine the stress-strain behaviour of the materials 34 triaxial tests with specimens of 10 cm-diameter were conducted following different stress paths. For these tests a device was developed to measure the volume change characteristics of the specimen.

The parameters for numerical constitutive laws were derived from the triaxial test results in order to carry out Finite Element analysis.

At first a method is proposes for estimating the horizontal deflections of the wall causes by earth and water pressure. For the embedded part of the wall the soil is assumed to behave elastically with an increasing modulus of subgrade reaction.

Secondly a method based on the theory of plasticity is presented for predicting the settlements behind the wall. Behind the wall the soil is assumed as purely plastic. A non-associated flow rule with a constant angle of dilatancy includes the possibility to model an increase of the soil's volume during plastic deformation.

The validity of the developed theory and the capability of the proposed calculation models is proven by comparison of the results with the measured actual deformations on existing walls.

Vorwort des Verfassers

Für die Übernahme des Referats danke ich zuerst den Berichterstattern Herrn Prof. Dr.-Ing. H.Simons und Herrn Prof. Dr.-Ing. H.Duddeck aus Braunschweig sowie Herrn Prof.Dr.-Ing.H.Nendza aus Essen.
Bei der Anfertigung der druckreifen Vorlage waren mir dankenswerterweise Herr H.Waßmann beim Zeichnen und Frau I.Lück beim Tippen behilflich.
Ein besonderer Dank gilt den Kollegen und Freunden, die als Wissenschaftler, als Praktiker oder auch als interessierte Laien das Manuskript gelesen haben und wertvolle Anregungen gegeben haben.
Herrn Dipl.-Ing. W.Brieke von der Philipp Holzmann AG in Düsseldorf danke ich außerdem dafür, daß er für diese Arbeit die Bilder 1 und 2 zur Verfügung stellte.
Nicht zuletzt danke ich Herrn Dipl.-Ing. D.Winselmann vom Institut für Statik an der TU Braunschweig für etliche Fachgespräche über den Einsatz elasto-plastischer Stoffgesetze.

Braunschweig, im Oktober 1983

Erklärung der verwendeten Formelzeichen

A	:	Spannstahlquerschnitt des Ankers
a_h	:	Horizontaler Ankerabstand
b	:	Breite des plastischen Bodenkörpers
C	:	Federkonstante der Anker
c	:	Kohäsion
$\bar{c}$	:	Mittlere Kohäsion
d_L	:	Aufnehmbarer Deviator nach Lade
d_{MC}	:	Aufnehmbarer Deviator nach Mohr-Coulomb
E	:	Elastizitätsmodul
E_s	:	Steifemodul
e	:	Porenzahl
e_{ah}	:	Horizontale Komponente des aktiven Erddrucks
e_o	:	Erdruhedruck
f_ϕ	:	Erhöhungsfaktor für den Reibungswinkel
G	:	Schubmodul
G_o	:	Anfangsschubmodul nach Schad
G_{ur}	:	Schubmodul für Ent- und Wiederbelastung
h	:	Aushubtiefe
I_1, I_2, I_3	:	Invarianten des Spannungstensors σ_{ij}
I_d	:	Bezogene Lagerungsdichte
K	:	Kompressionsmodul
K_o	:	Anfangskompressionsmodul nach Schad
K_{ur}	:	Kompressionsmodul für Ent- und Wiederbelastung
k_1	:	Bruchkonstante von Lade
k_o	:	Erdruhedruckbeiwert

k_s : Bettungsmodul

l_{fSt} : Freie Stahllänge des Ankers

n : Porenanteil

n_{max} : Porenanteil bei lockerster Lagerung

n_{min} : Porenanteil bei dichtester Lagerung

p : Mittelwert der Hauptspannungen

r : Resultierende Verformung eines Bodenelementes hinter der Wand

S : Anisotropieindex

s : Scherzahl (Ausnutzungsgrad)

t : Einbindetiefe der Wand

u : Vertikalverformung eines Bodenelementes hinter der Wand

v : Horizontalverformung eines Bodenelementes hinter der Wand

w : Horizontale Wandverformung

x, y, z : Koordinaten

α : Neigungswinkel der Mohr-Coulombschen Bruchgeraden

α_k : Parameter für den Kompressionsmodul nach Schad

α_g : Parameter für den Schubmodul nach Schad

β_g : Parameter für den Schubmodul nach Schad

γ : Feuchtraumwichte oder Schubverzerrung

γ' : Feuchtraumwichte unter Auftrieb

$\overline{\gamma}$: Mittlere Wichte

Δ : Vorzeiger für Inkremente

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: Hauptverzerrungen (Stauchung positiv)

ε_v : Bezogene Volumenänderung

ε_{ij} : Verzerrungstensor

ε_x : Horizontale Stauchung

ε_y : Vertikale Stauchung

η : Sicherheitsfaktor

μ : Querdehnzahl

ν : Dilatanzwinkel

ξ : Gleitflächenrichtung

ρ_d : Trockendichte

φ : Winkel der inneren Reibung

φ_{mob} : Mobilisierter Reibungswinkel

$\bar{\varphi}$: Mittlerer Reibungswinkel

φ_{EVZ} : Reibungswinkel für den ebenen Verformungszustand

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Hauptspannungen (Druck positiv)

σ_{ij} : Spannungstensor

σ_h : Horizontalspannung im Boden

σ_v : Vertikalspannung im Boden

σ_{dL} : Maximale Deviatorspannung nach Lade

σ_{dM} : Maximale Deviatorspannung nach Mohr-Coulomb

τ : Schubspannung

1. Einleitung

Das unterirdische Bauvolumen in unseren Städten nimmt zu. Dies hat u.a. folgende Gründe:

a.) Die notwendige Entflechtung des innerstädtischen Verkehrs zwingt zum Bau von U-Bahnen und Tiefstraßen. Hochstraßen oder -bahnen sind als Alternative zwar meist billiger, werden aber als architektonisch störend empfunden und sind wegen ihrer Schallemission nicht wünschenswert.

b.) Hochhäuser wirken in unmittelbarer Nähe niedriger Bauwerke aus älteren Bauepochen in der Regel als abstoßende Gegenpole. Der große Raumbedarf von Geschäfts- und Verwaltungsgebäuden und gleichzeitig das beengte Platzangebot in den Städten führt deshalb zu einem zunehmenden "Bauen in den Boden hinein". In unterirdische Geschosse verlegt man vorzugsweise Lager, Haustechnik oder Parkebenen.

c.) Der Bebauung der letzten freien Flächen in den Städten fallen nicht selten Parkplätze für den Individualverkehr zum Opfer, was man durch den Bau von Parkhäusern ausgleicht. Aus den gleichen Gründen, wie unter b.) genannt, werden Tiefgaragen gegenüber den Parkhochhäusern bevorzugt.

Der Aushub der für die genannten Bauwerke erforderlichen Baugrube bedingt fast immer einen Verbau der Baugrubenwände, weil für eine freie Böschung kein Platz vorhanden ist. Mit zunehmender Tiefe der Baugruben ergeben sich neue Probleme für die Baugrubenwände und ihre Aussteifung.

1.1 Probleme bei der Berechnung tiefer Baugruben

Wie bei vielen Ingenieurbauwerken wird die rechnerische Analyse tiefer Baugruben in zwei Schritten durchgeführt, der Untersuchung des Grenzzustandes und des Gebrauchszustandes.

1.1.1 Grenzzustand

Die Untersuchung des Grenzzustandes dient dem Nachweis der Standsicherheit, wobei ein ausreichend großer Sicherheitsabstand gegenüber dem Versagensfall eingehalten werden muß.

Die stochastisch verteilten Parameter bei der Berechnung einer Baugrubenwand sind die Auflast aus Verkehr oder Gebäuden neben der Baugrube, die Wichte des Bodens und der Seitendruckbeiwert für den Erddruck, der von der Scherfestigkeit abhängt. Ferner beeinflussen der Grundwasserstand, die Verformbarkeit der Wand, ihre Rauhigkeit und die Festigkeit der Verbaumaterialien die Berechnung. Diese Vielzahl von Daten, die zur sicheren Seite abgeschätzt werden, macht deutlich, daß die Sicherheit bei Baugruben wahrscheinlich relativ hoch ist. So sind bei Baugrubenwänden bisher nur selten Versagensfälle bekannt geworden. Dennoch sind einige der genannten Parameter oft schwierig zur sicheren Seite abzuschätzen. Hierzu gehört in erster Linie die Größe und Verteilung des Erddrucks.

1.1.2 Gebrauchszustand

Wenn die Standsicherheit der Baugrubenwand nachgewiesen ist, muß noch untersucht werden, ob die im Gebrauchszustand eintretenden Verformungen unschädlich sind. Die Verformungen sind am Beispiel einer rückwärtig verankerten Wand in Bild 1 und am Beispiel einer geschoßweise ausgesteiften Wand in Bild 2 dargestellt.

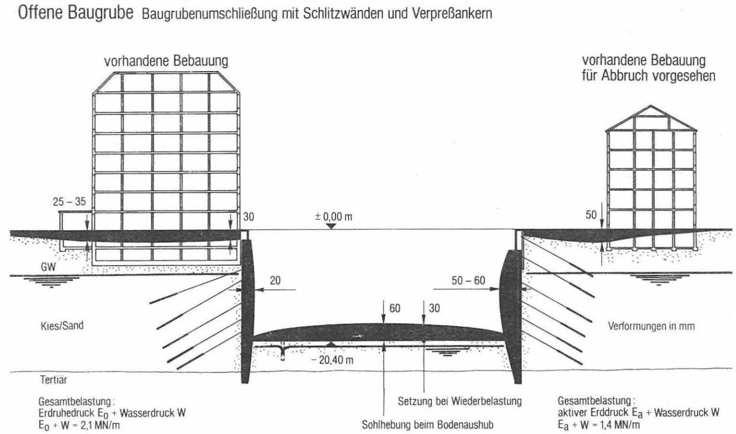


Bild 1: Verformungen bei einer rückwärtig verankerten Baugrube (nach Pause/Brieke, 1981)

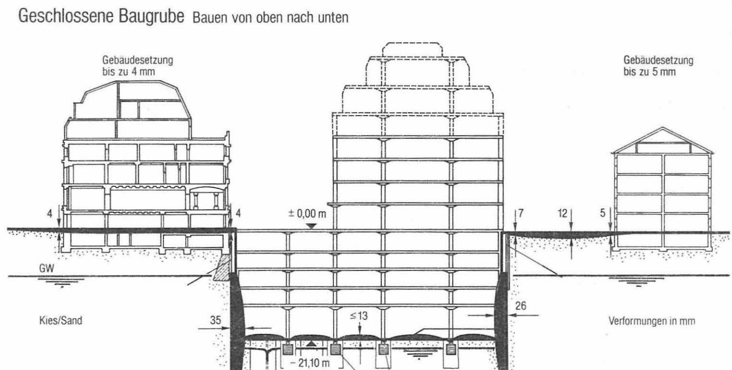


Bild 2: Verformungen bei einer geschoßweise ausgesteiften Baugrube (nach Pause/Brieke, 1981)

Das große Bodenvolumen, das ausgehoben wird, bewirkt wegen der Entlastung eine Hebung der Baugrubensohle. Bei nichtbindigem Baugrund tritt diese Hebung sofort ein und wird durch einige Zentimeter Mehraushub bis zur Solltiefe behoben und meist gar nicht bemerkt. Die horizontalen Verformungen der Wand müssen minimiert werden, weil sie Setzungen der Oberfläche hinter der Baugrubenwand verursachen. Für Aushubtiefen von ca. 20 m - wie in den Bildern 1 und 2 dargestellt - sind dazu relativ steife Bohrpfahl- oder Schlitzwände erforderlich.

Die Setzungen klingen mit zunehmender Entfernung von der Baugrube ab und ergeben damit für die dort stehende Bebauung eine Schrägstellung. Das Gebäude rechts der Baugrube in Bild 1 erhält z.B. unterschiedliche Setzungen zwischen 50 mm und 0 mm auf einer Länge von ca. 16 m, was einer Schrägstellung von 1/320 entspricht.

1.2 Bisherige Lösungsansätze

Für die Berechnung wird die Baugrube in ein "Modell" übersetzt (Duddeck, 1980). Für ein Forschungsmodell wird die Wirklichkeit durch relativ wenige vereinfachende Annahmen idealisiert, was in der Regel mit hohem Rechenaufwand verbunden ist. Hierzu sind im Folgenden zunächst die bisherigen Arbeiten am Kontinuumsmodell vorzustellen, die sich der Finiten Element Methode bedienen.

Technische Anwendungsmodelle, die danach vorgestellt werden, idealisieren die Realität der Baugrube noch weitergehend, um den Berechnungsaufwand zu verringern, ohne daß dadurch die Ergebnisse stärker vom wirklichen Bauwerksverhalten abweichen müssen.

Die grundlegende idealisierende Annahme aller folgenden Modelle ist der Ansatz des "ebenen Verzerrungszustandes".

1.2.1 Ebener Verzerrungszustand

Das räumliche Problem einer Baugrube kann in der Regel für die Berechnung vereinfacht werden. Weil in Längsrichtung zur Wand (Richtung z in Bild 3) keine Verformungen auftreten, kann in guter Näherung der "ebene Verzerrungszustand" angenommen werden, d.h. das Problem wird auf eine zweidimensionale Scheibe mit Einheitsdicke reduziert. Zum "ebenen Verzerrungszustand" gehört ein dreidimensionaler Spannungszustand, bei dem sich die mittlere Hauptspannung in Längsrichtung aus der Verformungsbehinderung ergibt. Dieser Ansatz ist dann korrekt, wenn keine Veränderungen der Verformungen in Längsrichtung auftreten. Diese Bedingung ist in der Nähe der Baugrubenecken verletzt, weil hier die Verformungen wegen der großen Steifigkeit der Ecke abnehmen. Die Verminderung der Verformungen ist jedoch erwünscht und wird deshalb nicht weiter untersucht. Die mit der Abnahme der Verformungen verbundene Zunahme des Erddrucks kann von der Steifigkeit der Ecke im allgemeinen problemlos aufgenommen werden.

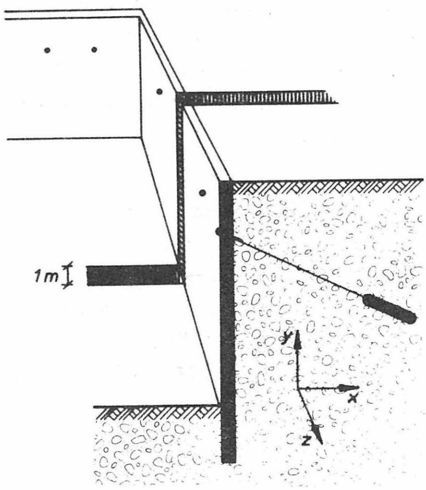


Bild 3: Ebener Verzerrungszustand

1.2.2 Kontinuumsmodell mit Finiten Elementen

Die aus dem Kontinuum "herausgeschnittene" Scheibe mit Einheitsdicke kann mit der Finiten Element Methode berechnet werden. Hierfür müssen für den Boden und die Verbaumaterialien geeignete Stoffgesetze formuliert werden. Finite Element Berechnungen von Baugruben wurden bisher selten durchgeführt, weil sie mit relativ großem numerischen Aufwand verbunden sind.

Die Finite Element Methode ist in der Lage, den gesamten Beanspruchungszustand von Boden und Bauwerk zu erfassen, wenngleich damit nicht alle Phänomene, die an Baugruben beobachtet werden, gleich gut reproduzierbar sind. Finite Elemente wurden deshalb vorwiegend zur Lösung spezieller Probleme und zur Betrachtung von Einzelaspekten angewendet.

So untersuchten Clough und Duncan (1971) und Huder (1976) eine Stützmauer bzw. eine Schlitzwand in Sand mit dem Stoffgesetz von Duncan und Chang (1970). Stroh (1974) und Scheffler (1976) wendeten dasselbe Stoffgesetz auf Trägerbohlwände in bindigen Böden an. Simpson und Wroth (1972), Laumans (1977) und Wanninger (1980) versuchten, Modellversuche an Baugrubenwänden mit Finiten Elementen nachzurechnen. Städing behandelte 1979 das Kriechverhalten von Ton bei Baugruben, Gartung 1978 die speziellen Probleme einer Bohrpfahlwand in Keupersandstein. All die vorstehenden Arbeiten, deren Aufzählung keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt, haben gezeigt, daß die Finite Element Methode bei der Ermittlung der Spannungen, der Horizontalverformungen und der Sohlhebungen gute Ergebnisse erzielt. Die berechneten Setzungen stimmen dagegen oft weniger gut mit Meßergebnissen überein.

Ähnliche Ergebnisse haben jüngst Sommer, Wittmann und Ripper (1982) an rückverankerten Baugruben in Ton, Dysli und Fontana (1982) an ausgesteiften Wänden in Schluff und Felix, Frank und Kutniak (1982) an einer Kaimauer in Sand erzielt.

1.2.3 Ersatzbalken-Verfahren

Die Finite Element Methode erfordert die rechnerische Simulation des Zusammenwirkens von Boden und Verbaumaterial. Mit dem Ersatzbalkenverfahren umgeht man dieses Problem, indem man in einfacher Näherung die Wand vom Boden losgelöst betrachtet. Die in der Fuge zwischen Wand und Boden wirkenden Spannungen (Erddruck) sind unbekannt. Man nimmt hierfür jedoch Näherungen vor, die auf der Coulombschen Erddrucktheorie basieren, wonach das Bodenverhalten als starr-plastisch unterstellt wird. Als Fließbedingung wird das Mohr-Coulombsche Kriterium (Kap. 2.4) angenommen, das der Boden in einem Gleitkörper hinter der Wand überall erreicht.

Wenn durch Aussteifung der Wand oder durch Eigensteifigkeit der Wand ("verformungsarmer Verbau") die Fließbedingung nicht überall erreicht wird, muß man den Erddruck näherungsweise erhöhen und umlagern. Dieses Vorgehen ist in Deutschland durch die "Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben" (EAB, 1980) zum Stand der Technik geworden. Die Empfehlung 5 der EAB sagt jedoch: "Wegen der Vielzahl der Einflüsse kann die tatsächlich auftretende Erddruckverteilung nur näherungsweise ermittelt werden". Die EAB läßt demzufolge auch mehrere sinnvolle Erddruckverteilungen zu (Bild 4).

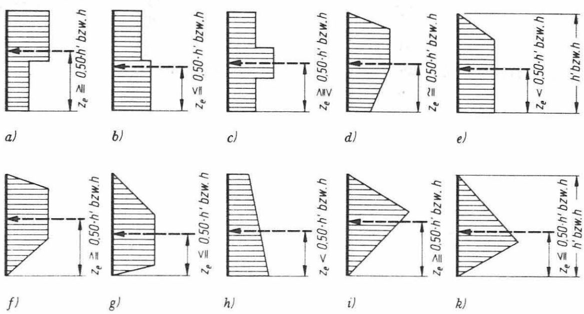


Bild 4: Mögliche Erddruckverteilungen nach EAB

Mit der Belastung der Verbauwand durch den Erddruck werden die Schnittgrößen für die Bemessung nach der Elastizitätstheorie am Ersatzbalken ermittelt. Das Erdauflager des Balkens wird dabei heute meist als Flächenfeder (Bettungsmodulverfahren) angesetzt, obwohl für die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens bei Baugruben noch keine anerkannten Regeln der Technik aufgestellt sind (vgl. Empfehlung EB 19 der EAB).

1.2.4 Starrkörper-Bruchmechanismen

Die Sicherheit gegen den Zusammenbruch des ganzen Systems wird üblicherweise mit Hilfe von Starrkörper-Bruchmechanismen nachgewiesen. Der Boden besteht dabei aus einzelnen starren Scheiben, die sich bei Überschreiten der Scherfestigkeit in den Bruchfugen relativ zueinander verschieben können. Da man die Form der wahrscheinlichsten Bruchkörper nicht im voraus kennt, untersucht man verschiedene Bruchfiguren und weist nach, daß mit ausreichender Sicherheit keine Überschreitung der Scherfestigkeit des Bodens in den gewählten Gleitfugen auftritt.

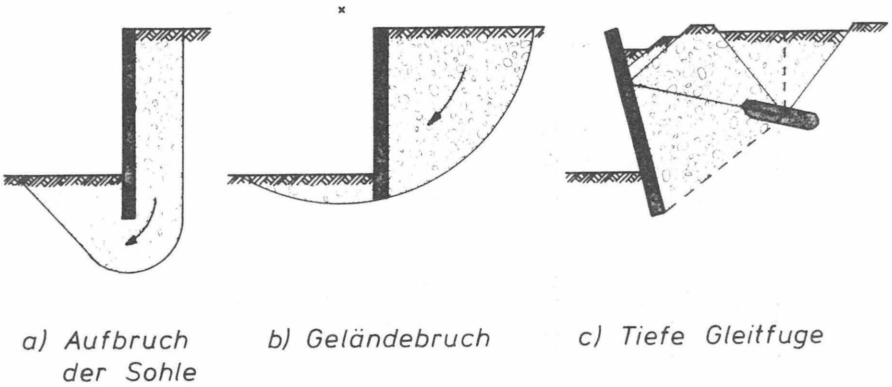


Bild 5: Starrkörper-Bruchmechanismen

Je nach Boden und Bauwerk sind unterschiedliche Gleitkörper möglich (Bild 5). Bei weichen bindigen Böden muß unter Ansatz der Anfangsfestigkeit nach Peck (1969) der Nachweis gegen Aufbrechen der Baugrubensohle nach Bild 5 a) geführt werden. Ebenfalls nur bei weichen bindigen Böden oder extrem hohen Lasten neben der Baugrube kann nach Weißenbach (1977) ein Geländebruch (Bild 5 b) auftreten. Bei rückverankerten Baugruben ist nach Ranke und Ostermayer (1968) ein Bruchkörper mit einer "tiefen Gleitfuge" (Bild 5 c) maßgeblich. Über die Standsicherheit in der "tiefen Gleitfuge" wird die Länge der Anker dimensioniert.

1.2.5 Verformungen im Gebrauchszustand

Für den Nachweis der Verformungen im Gebrauchszustand sind bislang erst wenige Modelle entwickelt worden. Für ausgesteifte Baugruben können, wenn die Eigenschaften der Steifen und des Erdauflagers hinreichend genau bekannt sind, aus den Schnittgrößen am Ersatzbalken die Horizontalverformungen der Wand näherungsweise ermittelt werden. Es muß hierbei rechnerisch nachvollzogen werden, daß die Verformungen mit dem Aushub anwachsen und mit dem sukzessiven Einbau von Steifen behindert werden.

Bei rückwärtig verankerten Baugruben wurden größere Verformungen beobachtet als die am Ersatzbalken berechneten, weil die Verpreßkörper der Anker im Gegensatz zu starren Steifen keine Festpunkte sind, sondern sich mit dem umgebenden Boden bewegen. Diese zusätzlichen Verformungen des gesamten Systems aus Wand, Ankern und Boden kann man näherungsweise nach der "Fangedammtheorie" von Nendza und Klein (1973) berechnen, wobei der "Fangedamm" (Bild 6) als elastische Scheibe betrachtet wird.

Das Modell von Nendza und Klein ist 1974 von Stroh und 1980 von Ulrichs verfeinert worden.

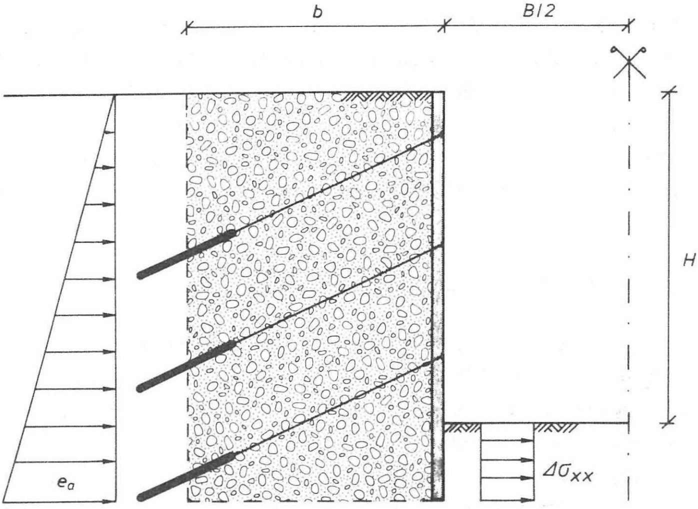


Bild 6: Fangedammodell von Nendza/Klein (1973)

Für die Berechnung der Setzungen an der Oberfläche hinter der Wand - ein Gesichtspunkt, dem bei der Konstruktion erhebliche Bedeutung zugemessen werden muß - ist z.Z. nur der Ansatz von Ulrichs (1980) bekannt. Ulrichs nimmt an, daß die Setzungen von den Horizontalverformungen der Wand abhängen, wobei er unterstellt, daß der Boden sich volumenkonstant verformt. Auch die Forschungsmodelle mit Finiten Elementen haben bislang nur Ergebnisse gebracht, die deutliche Abweichungen von gemessenen Setzungen zeigten.

1.3 Zielsetzung und Umfang der Arbeit

Diese Arbeit stützt sich auf die Messungen an zwei Baugruben in der Düsseldorfer Innenstadt, die in den Jahren von 1979 bis 1981 ausgeführt wurden. Beide Baugruben wurden bis auf ca. 20 m unterhalb des Geländes ausgehoben, wobei die eine rückwärtig verankert und die andere ausgesteift wurde. Ferner wurde 1983 an einer 9 m tiefen Schlitzwand-Baugrube in Braunschweig gemessen. Die drei Baugruben sind aus folgenden Gründen interessant:

- Die Meßprogramme waren außerordentlich umfangreich.
- Die Aushubtiefe war in allen Fällen so groß, daß gut meßbare Verformungen eintraten.
- Die Baugruben wurden mit unterschiedlichen Bauverfahren hergestellt (rückwärtige Verankerung, schrittweise Geschoßaussteifung und Kragarm), die sich zum Vergleich anbieten.
- Für mehrfach verankerte oder ausgesteifte Ortbetonwände treffen die Voraussetzungen des klassischen Erddruckansatzes nach Coulomb nicht zu. Die Erddrücke hierfür sind noch nicht hinreichend erforscht.
- Die Baugruben wurden in rolligen Böden hergestellt, die sich im Grenzzustand im Gegensatz zu bindigen Böden nicht volumenkonstant verformen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden an diesen drei Baugruben folgende Hauptpunkte bearbeitet:

- Untersuchung des Bodenverhaltens,
- Bauwerksmessungen,
- Finite Element Berechnungen,
- Beiträge zur Weiterentwicklung technischer Anwendungsmodelle.

Die Arbeitspunkte sind mehrfach miteinander verknüpft und bauen wechselseitig aufeinander auf. Die Untersuchung des Bodenverhaltens und die Bauwerksmessungen sind die Grundlagen für die weiteren Arbeiten. Die Laborversuche zum Bodenverhalten liefern die Eingangsparameter sowohl für die Finiten Element Berechnungen als auch für die technischen Anwendungsmodelle. Die Ergebnisse der Berechnungen mit Finiten Elementen und mit technischen Modellen werden durch Vergleich mit den Bauwerksmessungen überprüft.

Im Folgenden werden die einzelnen Ziele und Inhalte der Arbeit umrissen, die im Hauptteil ausführlich behandelt werden.

1.3.1 Untersuchung des Bodenverhaltens

Nichtbindige Böden ändern unter Beanspruchung ihr Volumen in nicht vernachlässigbarer Größe. Die Volumenänderung auch im Grenzzustand zutreffend zu erfassen, ist deshalb ein Ziel dieser Arbeit. In triaxialen Scherversuchen wird hierfür ein Verfahren zur Messung der Volumenänderung erarbeitet. Die so verbesserten Triaxialversuche ergänzen die Standarduntersuchungen, wie Rammsondierungen, Siebanalysen usw.

Weil beim Aushub tiefer Baugruben Bodenzonen hoch belastet werden, ist der Grenzzustand möglichst genau zu erfassen. Auch hierfür sind die Triaxialversuche geeignet. Neben dem bekannten Bruchkriterium von Mohr-Coulomb wird das Kriterium von Lade (1975) vorgestellt und mit seinen Vorteilen diskutiert.

1.3.2 Bauwerksmessungen

Die Bauwerksmessungen dienen hier vor allem der Kontrolle der Berechnungen, wohingegen die Auswirkungen konstruktiver Maßnahmen an der rückverankerten Baugrube in Düsseldorf bereits von Ulrichs (1980) untersucht wurden.

Weil die Messungen an den beiden Baugruben in Düsseldorf bei Beginn dieser Arbeit z.T. abgeschlossen und veröffentlicht waren, wird hier auf diese Literaturstellen zurückgegriffen.

Über die Baugruben und das Meßprogramm in Düsseldorf wurde berichtet von Wiechers und Ulrichs (1979), Ulrichs (1980), Ulrichs und Wiechers (1980), Pause und Brieke (1981) und im Engineering News Record (1981).

Um häufig vorkommende statische Systeme - wie die einfach verankerte Wand oder die nicht abgestützte, eingespannte Wand - in die Untersuchungen miteinbeziehen zu können, werden eigene Bauwerksmessungen an der Baugrube in Braunschweig vorgestellt und diskutiert.

1.3.3 Finite Element Berechnungen

Ein weiteres Ziel, das mit den Triaxialversuchen erreicht wird, ist die Ermittlung der Parameter für Stoffgesetze, die für die Finiten Element Berechnungen benötigt werden. Hier wird das Stoffgesetz NOEL von Schad (1979) verwendet, das kontraktante Volumenänderungen zutreffend erfassen kann. Auch dafür ist es notwendig, im Triaxialversuch die Volumenänderung zu messen.

Das Ziel, mit Finiten Elementen Sohlhebungen, Horizontalverformungen der Wand, Setzungen und Erddrücke errechnen zu können, erfordert eigene Ergänzungen im Computer-Programm. Der Bauablauf mit der Entlastung durch den Aushub und die Änderung des Systems durch Einbau und Vorspannung von Ankern oder Steifen ist zu berücksichtigen. Ferner muß ein Algorithmus zur Berücksichtigung des nichtlinearen Stoffgesetzes von Schad eingebaut werden.

1.3.4 Technische Anwendungsmodelle

Weil nicht alle Ergebnisse der Finiten Element Berechnungen gleich gut mit den Meßergebnissen übereinstimmen und weil vor allem der numerische Aufwand sehr groß ist, wird ein Beitrag zur Weiterentwicklung der technischen Anwendungsmodelle geleistet.

Das wichtigste Ziel dieser Arbeit ist ein Beitrag zur Ermittlung der Setzungen hinter der Baugrubenwand, die von den Horizontalverformungen der Wand abhängen. Hierfür gibt es bisher relativ wenige Ansätze, obwohl dieser Gesichtspunkt wegen der Gefährdung der Nachbarbebauung wichtig ist. In Ergänzung zum Ansatz von Ulrichs (1980) wird ein Verfahren entwickelt, mit dem auch Volumenänderungen berücksichtigt werden können. Wie bei Ulrichs ist auch für dieses Verfahren die Kenntnis der Horizontalverformungen der Wand erforderlich, zu deren Ermittlung deshalb ebenfalls Angaben gemacht werden.

Zur näherungsweisen Berechnung der Horizontalverformungen werden am Ersatzbalken Hinweise zum Ansatz der Bodenparameter, zum Erddruck und zur Anwendung des Bettungsmodulverfahrens gegeben. Es werden damit Zwischenziele auf dem Weg zur Setzungsberechnung erreicht.

2. Verhalten des Bodens

2.1 Baugrundverhältnisse bei zwei Baugruben in Düsseldorf

Düsseldorf liegt im Urstromtal des Rheins (Bild 7).

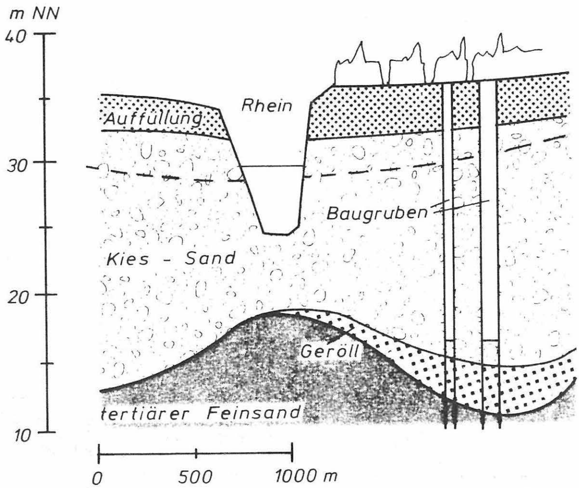


Bild 7: Geologischer Schnitt in Düsseldorf
(nach Loers/Pause, 1976)

Die beiden untersuchten Baugruben liegen rechtsrheinisch nur ca. 600 m bzw. 900 m vom Ufer des Stroms entfernt und sind bei nahezu identischem Baugrund nur ca. 700 m voneinander entfernt. Der für das Verformungsverhalten der Schlitzwände maßgebende Baugrund sind die quartären Sand- und Kiesablagerungen des Rheins. Darunter steht ein tertiärer Feinsand mit 5 bis 15% Schluffgehalt an.

Der dicht gelagerte tertiäre Feinsand hat wegen seines Schluffgehaltes eine im Vergleich zum Kies-Sand geringe Durchlässigkeit, was in Düsseldorf zu der baubetrieblich bewährten Technik geführt hat, die Schlitzwände ca. 1 m in das Tertiär einbinden zu lassen.

Wegen der Einbindung der Schlitzwände in die gering durchlässigen tertiären Schichten kann man auf eine großflächige Grundwasserabsenkung verzichten. Weil die Schlitzwand die gesamte Baugrube umschließt, muß man nur innerhalb der Baugrube das Wasser aus den Kies-Sand-Schichten herauspumpen. Die durch das Tertiär unter dem Wandfuß durchfließende Wassermenge ist so gering, daß man sie mit "flachen" Brunnen abpumpen kann. Die Bemessung der Schlitzwände, der Anker und der Steifen muß für die Aufnahme des vollen Wasserüberdrucks ausgelegt werden, der direkt hinter der Wand ansteht und bei Hochwasser des Rheins größer als der Erddruck ist.

Der Kies-Sand, der wegen unterschiedlicher Sedimentationsphasen eine enge Wechsellagerung hat, variiert in der Kornverteilung erheblich (Bild 8).

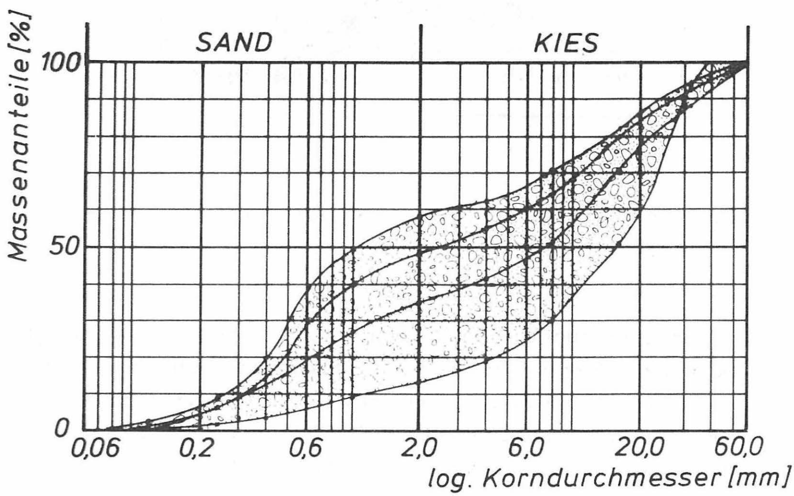


Bild 8: Körnungsband des Kies-Sandes aus der Baugrube der Deutschen Bank in Düsseldorf

Bei den Aufschlußbohrungen und beim Aushub der Baugruben wurde von bis zu wenige Zentimeter starken reinen Grobsandschichten bis hin zu Grobkies jede dazwischenliegende Körnung gefunden. Manchmal behinderten auch Findlinge - häufig direkt über dem Tertiär - die Herstellung der Schlitzwände.

Zur Ergänzung der Bohrungen wurde die natürliche Lagerungsdichte des Kies-Sandes mit der schweren Rammsonde bestimmt. Auf dem Gelände von 130 x 70 m für die geplante Baugrube der Westdeutschen Landesbank wurden z.B. über 20 Bohrungen und Rammsondierungen ausgeführt. Beispiele hieraus zeigt Bild 9, in dem die Feinschichtung des Quartärs generalisiert wurde.

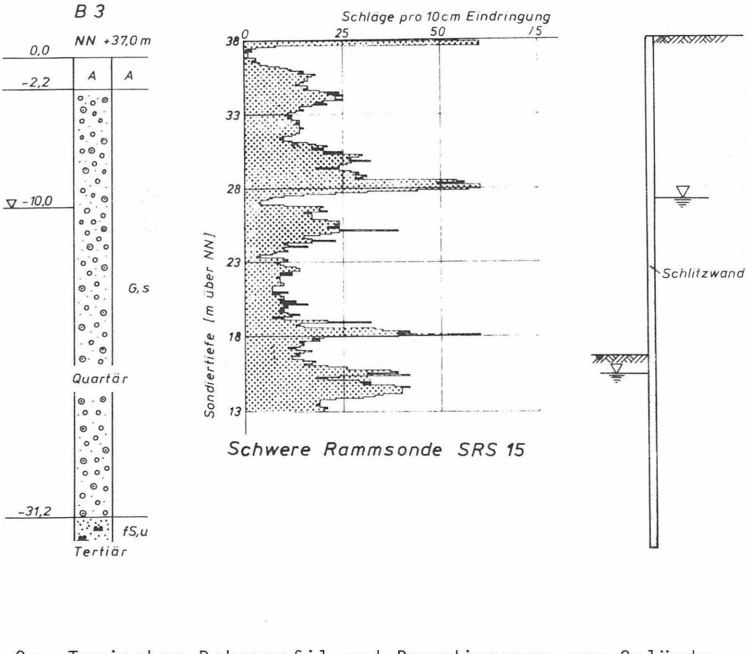


Bild 9: Typisches Bohrprofil und Rammdiagramm vom Gelände der Baugrube Westdeutsche Landesbank in Düsseldorf

Das Sondierdiagramm in Bild 9 zeigt, daß die Lagerungsdichte erheblich schwankt, wobei manche Spitzenausschläge der Sondierkurve bei diesem Baugrund auch als Steine gedeutet werden müssen, die die Sonde durch viele Schläge verdrängen mußte. Das Spektrum der Lagerungsdichten reicht von locker über mitteldicht bis dicht. Weil die Scherfestigkeit rolligen Bodens hauptsächlich von der Lagerungsdichte abhängt, wurden jeweils an der Aushubsohle in verschiedenen Tiefen Bodenproben mit Stutzen entnommen, deren Feuchtraumdichte, Wassergehalt und Trockendichte gemessen wurden. Hierzu muß kritisch angemerkt werden, daß die Dichtebestimmung mit Stutzen in Böden mit Kiesanteilen fehlerempfindlich ist und daß außerdem der Boden an der Baugrubensohle durch Entspannung leicht aufgelockert wurde. Unter Abwägung der Fehlereinflüsse wurde die mittlere bezogene Lagerungsdichte des Kies-Sandes zu $I_d = 0{,}65$ angesetzt.

Um die maximale Streuung abschätzen zu können, wurde in mehreren Versuchen im Labor die lockerste und dichteste Lagerung gemessen. Die Mittelwerte der Ergebnisse sind in Bild 10 dargestellt, in dem die mittlere Lagerung dem Mittelwert der natürlichen Lagerung entspricht.

	Trockendichte	Porenanteil	Porenzahl
	ρ_d	n	e
	[t/m³]	[%]	[-]
lockerste Lagerung	1,70	36	0,56
mittlere Lagerung	1,85	30	0,43
dichteste Lagerung	1,95	26	0,36

Bild 10: Dichtevariation des Kies-Sandes aus Düsseldorf

Die relativ hohen Trockendichten und niedrigen Porenanteile erklären sich durch die ungleichförmige Kornverteilung (Bild 8).

Bei den gemessenen Wassergehalten des feuchten Bodens von 5 bis 8% muß demnach mit einer Feuchtraumwichte von γ = 19 kN/m^3 gerechnet werden. Für den Kies-Sand unterhalb des Grundwassers und für den Feinsand ergibt sich die Wichte unter Auftrieb zu γ' = 11,5 kN/m^3.

2.2 Baugrundverhältnisse bei einer untersuchten Baugrube in Braunschweig

Die Baugrube der Landeszentralbank, die in die Untersuchung miteinbezogen wurde, liegt im Braunschweiger Stadtgebiet. Der Baugrund besteht unter einer ca. 2 m mächtigen Auffüllung bis in durchschnittlich 12 m unter Gelände aus Sand. Zwischen ca. 12 m und 15 m wird eine Schluffschicht angetroffen, die ihrerseits einen sandigen Kies überlagert. Ein typisches Baugrundprofil und ein dazugehöriges Diagramm der schweren Rammsonde zeigt Bild 11 als Beispiel aus der Baugrunderkundung.

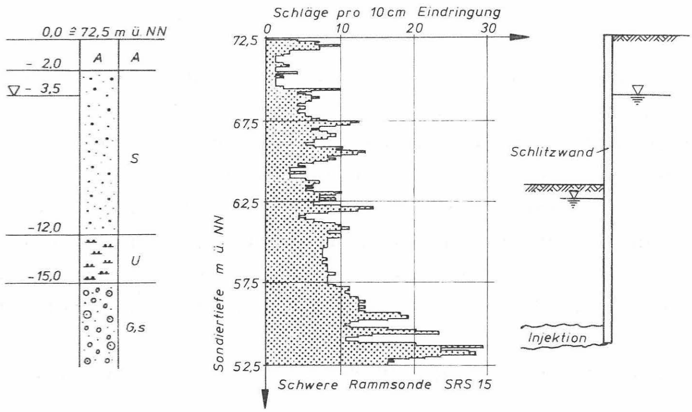


Bild 11: Bohrprofil und Sondierdiagramm Baugrube LZB Braunschweig

Der für Verformungen hinter der Baugrubenwand maßgebliche Boden ist bei einem Aushub bis 9 m unter Gelände die obere Sandschicht, die ein relativ gleichförmiges Körnungsband hat (Bild 12).

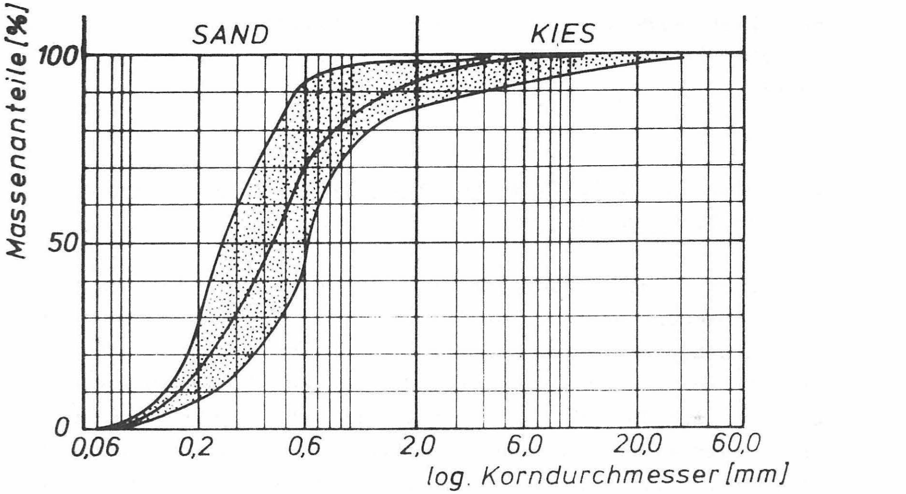


Bild 12: Körnungsband des Sandes aus der Baugrube LZB in Braunschweig

Anhand der Schlagzahlen der schweren Rammsonde (Bild 11) ist der Sand mitteldicht gelagert mit einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_d = 0{,}6$. Mit dem Porenanteil bei lockerster Lagerung ($n_{max} = 46\%$) und bei dichtester Lagerung ($n_{min} = 34\%$) hat der Sand einen natürlichen Porenanteil von 39%, was einer natürlichen Trockendichte von 1,6 t/m^3 entspricht. Weil aus rolligen Böden keine ungestörten Proben zur Ermittlung der Scherfestigkeit entnommen werden können, muß der Boden im Versuchsgerät mit dieser Dichte trocken eingebaut werden, um die natürlichen Verhältnisse möglichst genau zu reproduzieren (siehe Kap. 2.3).

Mit einem natürlichen Wassergehalt von maximal 10% hat der Boden oberhalb des Grundwasserspiegels damit eine Feuchtraumwichte von $\gamma = 18$ kN/m^3. Unter Auftrieb ist die Wichte $\gamma' = 10$ kN/m^3.

Das Grundwasser steht ca. 3,50 m unter Gelände und durfte mit Rücksicht auf die historische Nachbarbebauung nicht großflächig abgesenkt werden. Deshalb wurde unterhalb der Baugrubensohle eine Dichtungssohle injiziert, die in ausreichender Tiefe auftriebssicher ist und bei einer Absenkung des Grundwassers innerhalb der Baugrube den Wasserspiegel außerhalb unberührt läßt.

2.3 Laborversuche zum Spannungs-Verformungsverhalten

Um das Stoffverhalten des Bodens für numerische Berechnungen mathematisch zu erfassen, muß man für verschiedene Zustände die Spannungen und die Verformungen in allen drei Raumrichtungen messen können. Die bodenmechanischen Feldmeßgeräte sind hierzu z.Z. nicht in der Lage. Die Spitzendrucksonde mißt nur Spannungen und keine Verformungen, die Seitendrucksonde nur Spannungen und Verformungen in horizontaler Richtung. Das Plattendruckgerät kann nur an der Oberfläche zur Bestimmung von Lasten und Verformungen in vertikaler Richtung eingesetzt werden. Diese Nachteile zwingen dazu, Versuche im Labor durchzuführen, was bei rolligen Böden nur mit gestörten Bodenproben möglich ist.

Man ist deshalb bemüht, die natürliche, im Feld gemessene Lagerungsdichte (Kap. 2.1 und 2.2) im Laborgerät wieder herzustellen, wobei der Sedimentationsvorgang durch eine standardisierte Riesel- und Rütteltechnik simuliert wird. Weil dies nie vollständig gelingen kann und weil die Lagerungsdichte auch in der Natur erheblich schwankt, wurde in verschiedenen Versuchsserien die Lagerungsdichte gezielt variiert, um ihren Einfluß abschätzen zu können.

Die Laborversuche zum Spannungs-Verformungsverhalten wurden mit dem Triaxialgerät (Bild 13) durchgeführt, was den Vorteil hat, daß man mit diesem häufig angewendeten Standardgerät Ergebnisse erhält, die mit vorliegenden Erfahrungswerten verglichen werden können.

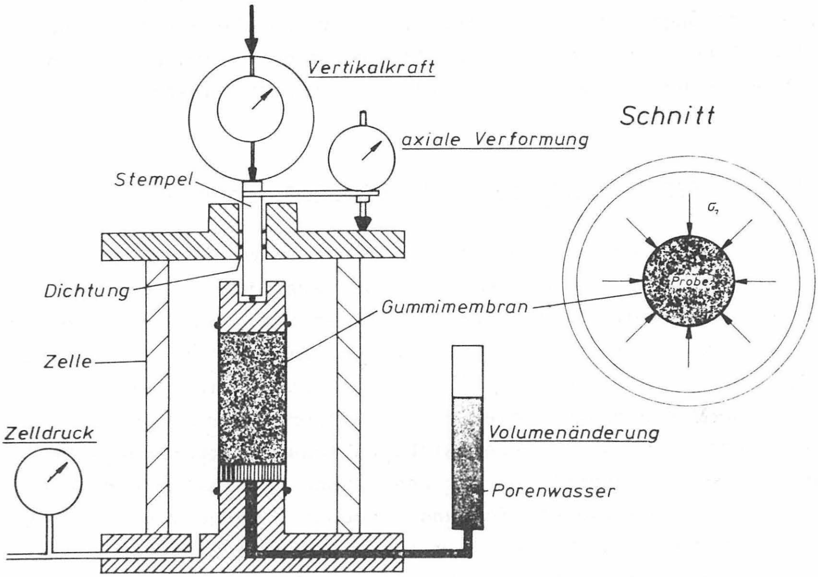


Bild 13: Aufbau des Triaxialversuchs

Der Name "Triaxialversuch" ist eine unkorrekte Bezeichnung, weil wegen der Rotationssymmetrie immer zwei der Hauptspannungen und -verzerrungen gleich sind. Im ebenen Verzerrungszustand einer Baugrubenwand existieren dagegen drei ungleiche Hauptspannungen und zwei -verzerrungen, weshalb eine Übertragung der triaxialen Versuchsergebnisse vorgenommen werden muß. Der Triaxialversuch ist bei Annahme von transversaler Isotropie generell geeignet, das Stoffverhalten richtig zu erfassen, denn wegen der Randbedingungen des Versuchsaufbaus ist das Verhalten in den beiden horizontalen Raumrichtungen gleich.

2.3.1 Meßverfahren und -genauigkeit im Triaxialgerät

Die Versuche wurden an Proben mit 10 cm Durchmesser und 20 cm Höhe durchgeführt, also mit den Standardabmessungen für Proben rolliger Böden.

Die Seitenspannung, die über Wasserdruck aufgebracht wurde, konnte an einem Manometer mit einer Genauigkeit von ca. $\pm$ 5 kN/m^2 abgelesen werden. Darin nicht enthalten ist eine vernachlässigbar kleine Vorspannung durch die Elastizität der Gummimembran.

Die vertikale Spannung wurde über einen Kraftmeßring außerhalb der Zelle gemessen, wodurch Reibungsverluste an der Dichtung des Stempels hingenommen werden mußten, die sich im Leerversuch kleiner als 5 kN/m^2 ergaben (auf die Probenfläche bezogen).

Die vertikale Stauchung der Probe wurde mit einem am Stempel befestigten Weggeber gemessen, der Werte mit einer Genauigkeit der Axialverzerrung von $\pm$ 0,2 °/oo liefert.

Für die Messung der radialen Dehnung sind im Standardtriaxialversuch keine Vorrichtungen vorhanden, weshalb für diese Versuche eigene Meßeinrichtungen entwickelt wurden. Die direkte Messung der Radialdehnung ist erstens wegen der Verformbarkeit der Gummimembran nicht möglich und zweitens wegen der Veränderlichkeit der Dehnung über der Probenhöhe (Ausbauchung) nicht sinnvoll. Empfehlenswert ist daher die integrale Messung der Volumenänderung, um daraus die Radialdehnung als Mittelwert errechnen zu können. Die Messung der Volumenänderung ist über zwei Wege möglich:

a.) über die Mengenänderung des Zellwassers,
b.) über die Volumenänderung des Porenraums einer gesättigten Probe.

Beide Wege wurden getestet, wobei sich im Vergleich der Meßergebnisse der zweite Weg als der zuverlässigere erwies.

Bei der Messung über das Zellwasser konnte nie verhindert werden, daß sich an der Stempeldichtung eine Luftblase hält, die durch ihre Kompressibilität die Ergebnisse verfälscht. Hinsichtlich der Volumenänderung wurden deshalb nur die Versuche mit der Messung über das Porenwasser ausgewertet.

Die mittlere Radialdehnung wird aus der Volumenänderung und der Axialstauchung bestimmt und konnte mit einer Genauigkeit von $\pm$ 0,1 $^{o}/oo$ gemessen werden.

2.3.2 Versuche mit verschiedenen Spannungspfaden

Weil das Verformungsverhalten eines Korngefüges durch die Spannungen geprägt wird, die durch Kontaktflächen übertragen werden, ist das Verhalten auch vom jeweils eingeprägten Spannungspfad abhängig. In Triaxialgeräten lassen sich folgende Versuchstypen mit ihren dazugehörigen Spannungsbedingungen realisieren:

1	Isotroper Kompressionsversuch	$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$
2	Triaxialer Kompressionsversuch	$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$
3	Triaxialer Extensionsversuch	$\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$

In einem in der Triaxialtechnik üblichen $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ - $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ - Diagramm lassen sich diese Spannungspfade wie in Bild 14 darstellen.

Die dreidimensionale Verallgemeinerung kann in der Darstellung nach Bild 14 wegen des Fehlens der mittleren Hauptspannung σ_2 nicht vorgenommen werden; deshalb werden nachfolgend Spannungszustände und Spannungspfade in einem Raum dargestellt, der durch die drei Hauptspannungsrichtungen rechtwinklig aufgespannt wird (Bild 15).

1: Isotroper Kompressionsversuch ("Konsolidationsphase")
2: Kompressionsscherversuch mit vertikaler Belastung
2a: Kompressionsscherversuch mit horizontaler Entlastung
3: Extensionsscherversuch mit horizontaler Belastung
3a: Extensionsscherversuch mit vertikaler Entlastung

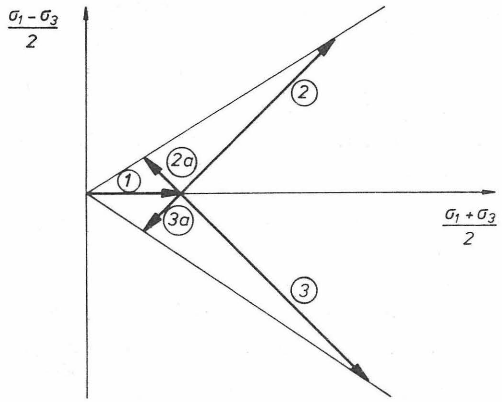
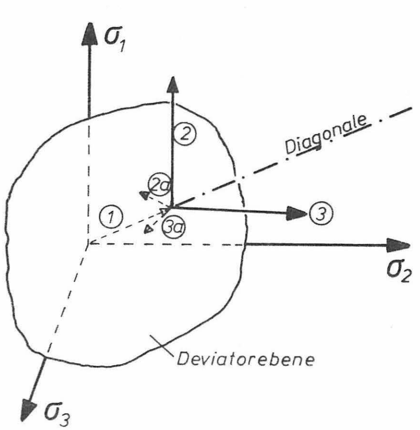


Bild 14: Spannungspfade im Triaxialversuch



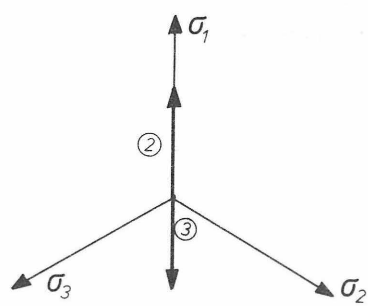


Bild 15: Hauptspannungsraum

Bild 16: Deviatorebene

In diesem dreidimensionalen Raum verläuft der isotrope Kompressionsversuch längs der winkelhalbierenden Diagonalen. Zweckmäßigerweise betrachtet man häufig einen Schnitt senkrecht zur Diagonalen (Deviatorebene), in dem die Projektionen der Hauptspannungsrichtungen jeweils Winkel von 120° untereinander einschließen (Bild 16).

Der triaxiale Kompressionsversuch konnte sowohl als Belastungsals auch als Entlastungsversuch gefahren werden, also mit Erhöhung des Stirndrucks σ_1 oder mit Erniedrigung des Zelldrucks $\sigma_2 = \sigma_3$. Alle durchgeführten Versuche sind für den Kies-Sand aus Düsseldorf in Bild 17 und für den Sand aus der Braunschweiger Baugrube in Bild 18 tabellarisch zusammengefaßt.

Für die Ermittlung der Parameter des Stoffgesetzes von Schad (Kap. 4.1.1) sind eine Serie aus fünf Belastungskompressionsversuchen und ein isotroper Kompressionsversuch nötig. Die isotropen Kompressionsversuche wurden dreimal wiederholt (Versuche 1 ÷ 3 und 26 ÷ 28), um ihre Reproduzierbarkeit zu bestätigen.

Wegen der variablen Lagerungsdichte des Kies-Sandes aus Düsseldorf wurde die Einbaudichte ρ_d in drei Versuchsserien gezielt verändert (Versuche 4 bis 8, 9 bis 13 und 14 bis 18).

An der mittleren Einbaudichte von $\rho_d = 1{,}85\ t/m^3$ wurden auch aufwendige Versuche mit horizontaler Entlastung (Versuche 23 bis 25) durchgeführt, die das Verhalten des Bodens hinter Baugrubenwänden etwas besser erfassen als Versuche mit vertikaler Belastung.

Versuch	ρ_d	Versuchstyp	σ_3=const.	σ_1=const.	Vol.-Messung
	t/m^3		kN/m^2	kN/m^2	über
1	1,84	Iso.Komp.	-	-	Porenwasser
2	1,84	Iso.Komp.	-	-	Porenwasser
3	1,84	Iso.Komp.	-	-	Porenwasser
4	1,95	Bel.Komp.	100	-	Zellwasser
5	1,95	Bel.Komp.	150	-	Zellwasser
6	1,95	Bel.Komp.	200	-	Zellwasser
7	1,98	Bel.Komp.	250	-	Zellwasser
8	1,99	Bel.Komp.	300	-	Zellwasser
9	1,71	Bel.Komp.	100	-	Zellwasser
10	1,68	Bel.Komp.	150	-	Zellwasser
11	1,69	Bel.Komp.	200	-	Zellwasser
12	1,69	Bel.Komp.	250	-	Zellwasser
13	1,69	Bel.Komp.	300	-	Zellwasser
14	1,85	Bel.Komp.	100	-	Zellwasser
15	1,85	Bel.Komp.	150	-	Zellwasser
16	1,85	Bel.Komp.	200	-	Zellwasser
17	1,85	Bel.Komp.	250	-	Zellwasser
18	1,85	Bel.Komp.	300	-	Zellwasser
19	1,85	Bel.Komp.	150	-	Porenwasser
20	1,85	Bel.Komp.	200	-	Porenwasser
21	1,85	Bel.Komp.	250	-	Porenwasser
22	1,85	Bel.Komp.	300	-	Porenwasser
23	1,85	Entl.Komp.	-	250	Porenwasser
24	1,85	Entl.Komp.	-	300	Porenwasser
25	1,85	Entl.Komp.	-	350	Porenwasser

Iso.Komp. = Isotroper Kompressionsversuch
Bel.Komp. = Belastungskompressionsversuch
Entl.Komp. = Entlastungskompressionsversuch

Bild 17: Triaxialversuche am Kies-Sand aus Düsseldorf

Versuch	ρ_d	Versuchstyp	σ_3=const.	Vol.-Messung
	t/m^3		kN/m^2	über
26	1,67	Iso.Komp.	-	Porenwasser
27	1,67	Iso.Komp.	-	Porenwasser
28	1,66	Iso.Komp.	-	Porenwasser
29	1,67	Bel.Komp.	100	Porenwasser
30	1,68	Bel.Komp.	150	Porenwasser
31	1,68	Bel.Komp.	200	Porenwasser
32	1,67	Bel.Komp.	250	Porenwasser
33	1,68	Bel.Komp.	300	Porenwasser
34	1,67	Bel.Komp.	350	Porenwasser

Bild 18: Triaxialversuche am Sand aus Braunschweig

2.3.3 Isotrope Kompressionsversuche

Im isotropen Kompressionsversuch (Bild 19) verdichtet sich die Probe unter allseitiger Spannungszunahme anfangs stark, später schwächer. Die bleibenden Volumenänderungen nach den Entlastungen sind kontraktant plastische Verformungen.

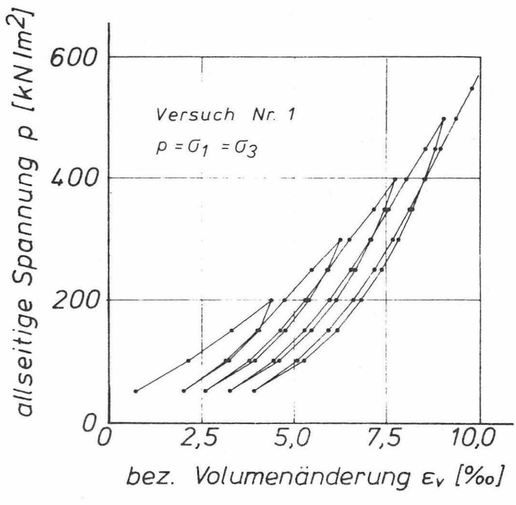


Bild 19: Volumenänderung im isotropen Druckversuch

Unter der Annahme, daß die Probe sich isotrop verhält, erwartet man unter allseitig gleicher Spannungszunahme auch allseitig gleiche Verzerrungen. Bei einem mitteldicht gelagerten Boden ist jedoch die radiale Stauchung größer als die axiale (Bild 20), weil horizontal weniger Kontaktflächen vorhanden sind als vertikal. Den Anisotropieindex S, das Verhältnis horizontaler zu vertikaler Kontaktflächen, kann man deshalb als Steigung der Geraden in Bild 20 zu S = 0,77 ablesen. Bei einem sehr dicht gelagerten, rolligen Boden, der isotrope Eigenschaften hat, ergibt sich der Anisotropieindex zu S = 1,0 (Arslan, 1980).

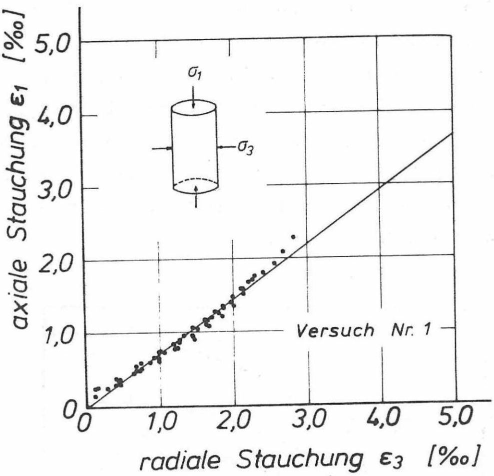


Bild 20: Anisotropes Verhalten im isotropen Druckversuch

Neuere Stoffgesetze (z.B. Arslan, 1980) können die Anisotropie berücksichtigen. Schad (1979) vernachlässigt sie, indem er einen Ansatz für die direkt meßbare Volumenänderung macht, ohne sie in axiale und radiale Anteile aufzuspalten. Die näherungsweise Vernachlässigung der Anisotropie ist vertretbar, weil wegen der unvermeidlichen Ausbauchung der Probe die radiale Verzerrung nicht konstant ist und als Mittelwert bestimmt wird.

2.3.4 Triaxiale Kompressionsversuche

Ein Triaxialversuch beginnt mit einem isotropen Spannungspfad (Bild 14), der eine allseitig gleiche stabilisierende Vorspannung ("Konsolidierung") der Probe erzeugt. Die Konsolidierungsspannung wurde innerhalb einer Versuchsserie zwischen 100 kN/m^2 und maximal 350 kN/m^2 variiert (Bild 17 und 18).

Die Zunahme der aufnehmbaren Differenzspannung $\sigma_1 - \sigma_3$ in Abhängigkeit von der Konsolidierungsspannung ist in Bild 21 als Beispiel der Serie mit den Versuchen 14 bis 18 dargestellt, die mit Proben aus der Baugrube Deutsche Bank in Düsseldorf durchgeführt wurden. Dabei wurden Ent- und Wiederbelastungsschleifen in der Zeichnung fortgelassen, was jeweils einen kleinen Knick in den Kurven verursacht. Die Differenzspannung erreicht mit hyperbolischem Verlauf als horizontale Tangente einen Grenzwert, der mit steigendem Zelldruck σ_3 anwächst.

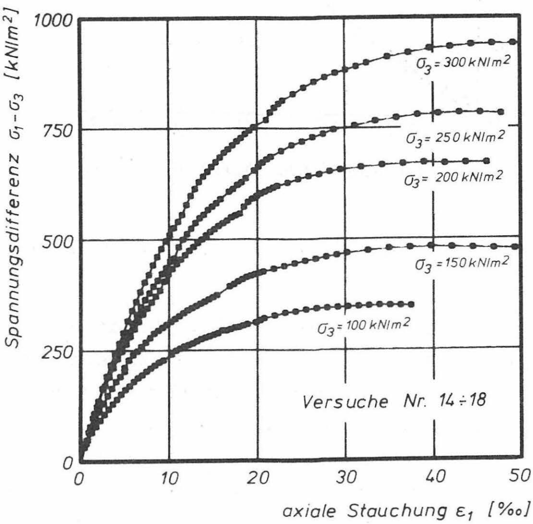


Bild 21: Belastungskompressionsversuche mit verschiedenen Seitendrücken

Die aufnehmbare Grenzspannung ist vor allem von der Lagerungsdichte und von der Korngröße abhängig. Für den mitteldicht gelagerten aber feinkörnigeren Sand aus Braunschweig wurden etwas geringere Grenzspannungen gemessen, als beim Kies-Sand aus Düsseldorf, wobei der hyperbolische Kurvenverlauf dem in Bild 21 sehr ähnlich ist.

Im Grenzzustand ist keine weitere Spannungszunahme möglich. Das Volumen wächst jedoch infolge der zunehmenden Schubverzerrung γ an (Dilatanz). Bild 22 zeigt, daß bei einer Auftragung der Volumenänderung ε_v über der Schubverzerrung γ die Kurven im Grenzzustand der Dilatanz gradlinig verlaufen. Der Zelldruck σ_3 beeinflußt zwar den Beginn der Dilatationsphase, nicht aber ihre Intensität, ausgedrückt durch den Anstiegswinkel im ε_v-γ-Diagramm.

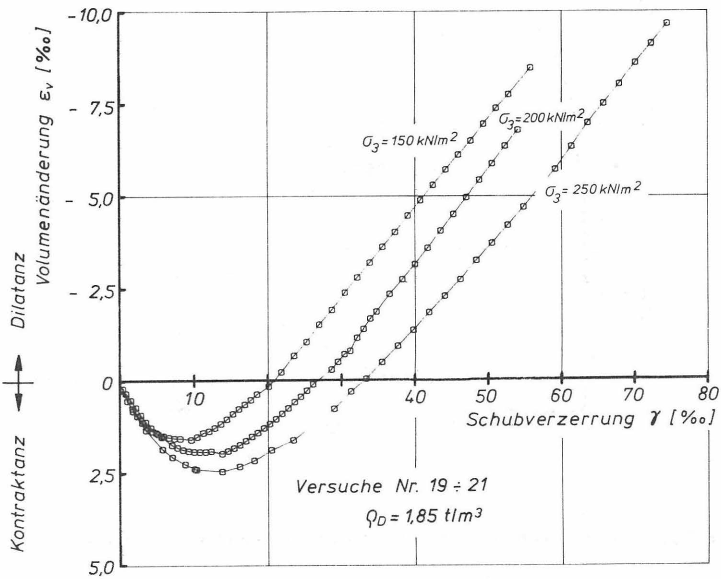


Bild 22: Dilatantes Verhalten im Grenzzustand

Die anfängliche Verdichtung der Probe tritt nur in Kompressionsbelastungsversuchen auf und ist als kontraktante Verformung abhängig von der Zunahme des allseitigen Druckzustandes (Mittelwert der Hauptspannungen). Diese anfängliche Verdichtung verschwindet bei Kompressionsentlastungsversuchen, die das Verhalten hinter einer Baugrubenwand besser widerspiegeln.

Bild 23 zeigt einen Kompressionsentlastungsversuch an einer Probe des Kies-Sandes aus Düsseldorf.

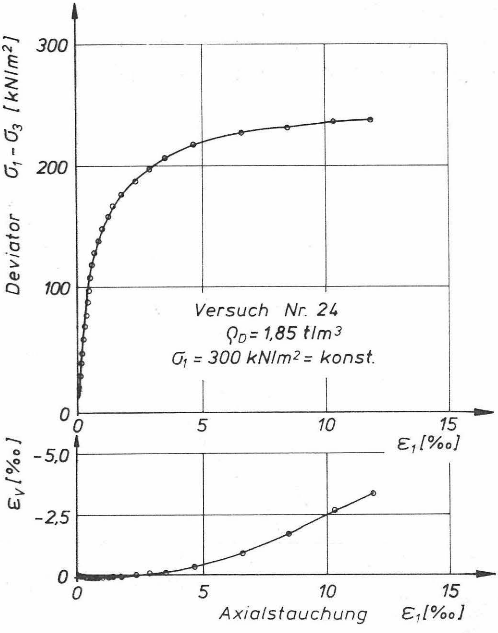


Bild 23: Verhalten im Kompressionsentlastungsversuch

Der Baugrubenaushub bewirkt hinter der Baugrubenwand eine horizontale Entlastung, die das Korngerüst zunächst elastisch nahezu volumenkonstant entlastet und dann schon bei kleinen Dehnungen unter Volumenzunahme plastisch verformt. Die plastischen Verformungen erkennt man am Bauwerk (Kap. 3) daran, daß einmal eingetretene Wandverformungen auch durch große Steifen- oder Ankervorspannungen, die die horizontale Entlastung des Bodens hinter der Wand wieder vollständig aufheben, nicht zurückgedrückt werden können.

2.4 Grenzzustände

2.4.1 Grenzzustand der Spannungen

Die maximal aufnehmbare Deviatorspannung eines Bodenelementes ist abhängig von den Eigenschaften des Bodens und nimmt mit dem hydrostatischen Spannungsanteil zu (Bild 21). Das Bruchkriterium gibt die maximal aufnehmbare Deviatorspannung in Abhängigkeit vom Spannungszustand und vom Material an.

2.4.1.1 Bruchkriterium von Mohr-Coulomb

Die in der Bodenmechanik übliche Formulierung des Grenzspannungszustandes definiert den Winkel der inneren Reibung φ und lautet für rolligen Boden:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} . \qquad \text{(Gl. 1)}$$

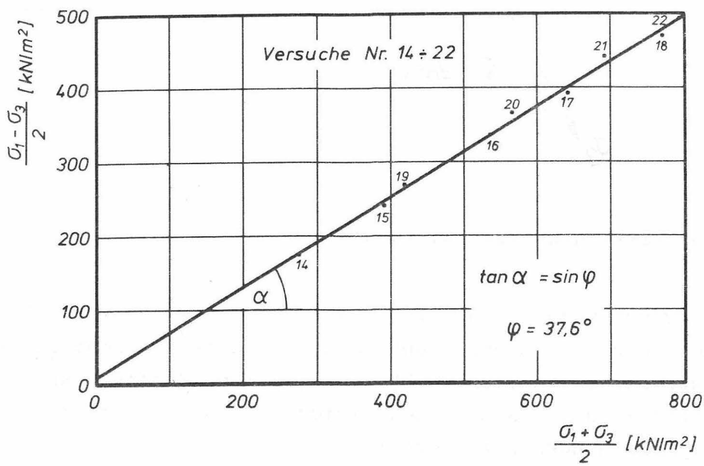


Bild 24: Mohr-Coulombsche Gerade des Kies-Sandes aus Düsseldorf

Für den untersuchten Kies-Sand mitteldichter Lagerung aus Düsseldorf ergibt sich der Reibungswinkel φ nach Bild 24 aus den neun Versuchen 14 bis 22 (Bild 17) zu $37{,}6^{\circ}$. Nach den Versuchen 29 bis 34 beträgt der Reibungswinkel des mitteldichten Sandes aus Braunschweig $36{,}5^{\circ}$.

Die Gleichung 1 ist auf den rotationssymmetrischen Spannungszustand ($\sigma_2 = \sigma_3$) des Triaxialversuchs abgestimmt und setzt deshalb voraus, daß die aufnehmbare Deviatorspannung nicht von der mittleren Hauptspannung σ_2 abhängt. Was diese Annahme bedeutet, kann im Hauptspannungsraum verdeutlicht werden, in dem ein Spannungsvektor $\underline{\sigma}$ in einen isotropen Anteil $\underline{\sigma}_p$ und einen deviatorischen Anteil $\underline{\sigma}_d$ zerlegt wird (Bild 25).

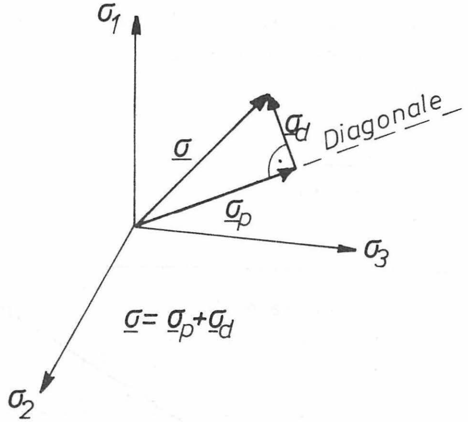


Bild 25: Zerlegung des Spannungsvektors im Hauptspannungsraum

Der isotrope Spannungsanteil $\underline{\sigma}_p$ verläuft längs der winkelhalbierenden Diagonalen des Hauptspannungsraumes, während $\underline{\sigma}_d$ senkrecht auf der Diagonalen steht. Der isotrope Spannungsanteil setzt sich dabei in allen Richtungen gleichermaßen aus dem Mittelwert der Hauptspannungen p zusammen:

$$p = |\underline{\sigma}_p| = \frac{1}{3}\,(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3). \qquad \text{(Gl. 2)}$$

Die Vektorzerlegung ergibt dann:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_p + \underline{\sigma}_d \quad , \qquad \text{(Gl. 3)}$$

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p \\ p \\ p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_1 - p \\ \sigma_2 - p \\ \sigma_3 - p \end{pmatrix} .$$

Der Betrag des Deviators $\underline{\sigma}_d$ ist dann:

$$d = |\underline{\sigma}_d| = \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2 \, . \qquad \text{(Gl. 4)}$$

Der Spannungspfad wird charakterisiert durch den Winkel ϑ, den der Deviator in der deviatorischen Ebene mit der Richtung der ersten Hauptspannung bildet (Bild 26).

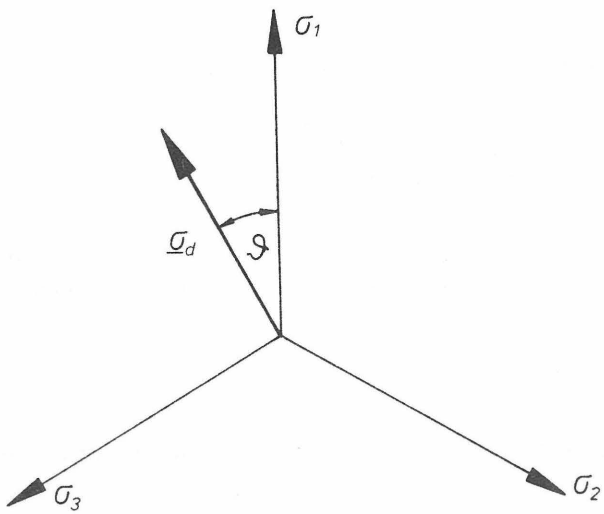


Bild 26: Richtung ϑ des Deviators $\underline{\sigma}_d$ in der Deviatorebene

Für den Winkel ϑ gilt nach dem Vektorprodukt:

$$\cos\vartheta = \frac{2\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3}{\sqrt{6}\cdot d} \quad . \qquad \text{(Gl. 5)}$$

Mit Hilfe der Gleichungen 2,4 und 5 kann das Mohr-Coulombsche Kriterium (Gl. 1) so umgeformt werden, daß der aufnehmbare Deviator d in Abhängigkeit vom isotropen Spannungsanteil p, dem Reibungswinkel φ und der Orientierung des Deviators ϑ formuliert wird:

$$d = \frac{\sqrt{6}\cdot p\cdot \sin\varphi}{\sqrt{3}\cdot\cos\,(30^{\circ}-\vartheta)-\sin\varphi\cdot\sin(30^{\circ}-\vartheta)} \quad . \qquad \text{(Gl. 6)}$$

Für Spannungspfade mit Kompression ($\vartheta = 0^{\circ}$) ist der aufnehmbare Deviator nach dem Mohr-Coulombschen Kriterium mit

$$d\ (\vartheta = 0^{\circ}) = p\cdot \frac{2\cdot\sqrt{6}\cdot\sin\varphi}{3-\sin\varphi} \qquad \text{(Gl. 7)}$$

größer als auf Spannungspfaden mit Extension ($\vartheta = 60^{\circ}$):

$$d\ (\vartheta=60^{\circ}) = p\cdot \frac{2\cdot\sqrt{6}\cdot\sin\varphi}{3+\sin\varphi} \quad . \qquad \text{(Gl. 8)}$$

Der ebene Verformungszustand liegt mit $\vartheta \simeq 30^{\circ}$ zwischen den beiden Extremfällen und hat einen aufnehmbaren Deviator von

$$d\ (\vartheta=30^{\circ}) = p\cdot\sqrt{2}\cdot\sin\varphi \quad . \qquad \text{(Gl. 9)}$$

Das Mohr-Coulombsche Kriterium läßt sich nach vorstehenden Gleichungen im Hauptspannungsraum als unregelmäßige sechsseitige Pyramide darstellen (Bild 27a).

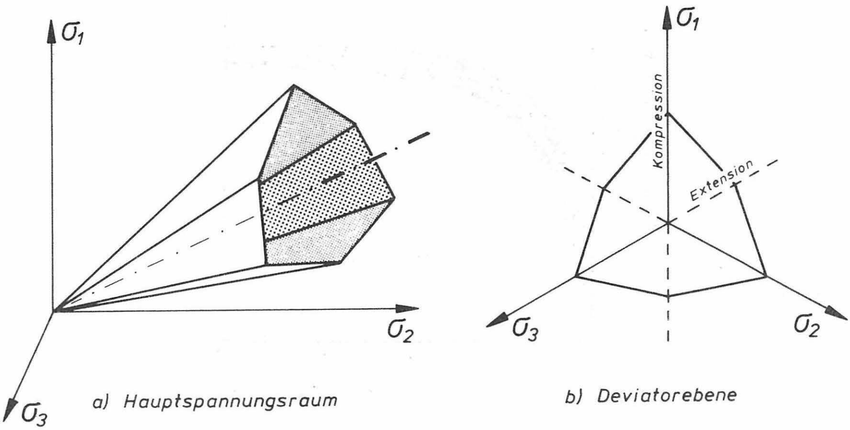


Bild 27: Mohr-Coulombsches Bruchkriterium

In der Deviatorebene (Bild 27b) ist das Mohr-Coulombsche Kriterium ein Sechseck, das auf den Seiten der extensiven Spannungspfade abgeflacht ist. Dadurch wird das Kriterium der Bodeneigenschaft gerecht, daß die aufnehmbare Deviatorspannung bei Steigerung nur einer Hauptspannung (σ_1, Kompression) größer ist als bei gleichzeitiger Steigerung von zwei Hauptspannungen (σ_1=σ_2, Extension).

Das Mohr-Coulombsche Kriterium stimmt jedoch nur auf Spannungspfaden mit Kompression gut mit Versuchsergebnissen überein (Bilder 31 bis 34). Das Mohr-Coulombsche Kriterium ist außerdem unzureichend, weil entgegen der physikalischen Beobachtung die mittlere Hauptspannung σ_2 nicht das Bruchverhalten beeinflußt.

Wendet man das Mohr-Coulombsche Kriterium auch auf Spannungszustände vor Erreichen des Grenzzustandes an, erhält man mobilisierte Reibungswinkel φ_{mob}, die kleiner als der Grenzwert φ sind (Bild 28). Man erkennt an Bild 21, daß bei mitteldichter Lagerung eine Schubverzerrung von ca. 20 $^{o}/oo$ genügt, den vollen Reibungswinkel zu wecken.

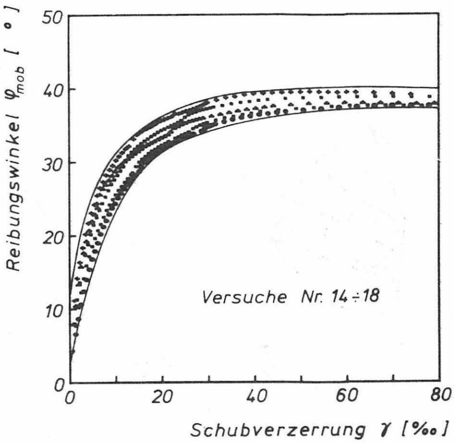


Bild 28: Entwicklung von 5 Triaxialversuchen

2.4.1.2 Das Bruchkriterium von Lade

Die Schwächen des Mohr-Coulombschen Kriteriums - besonders die fehlende Berücksichtigung der mittleren Hauptspannung - haben Forscher veranlaßt, andere Gesetze zu finden. Dies wurde erst möglich, nachdem in kubischen Triaxialversuchen alle drei Hauptspannungen unabhängig variiert werden konnten ("echter Triaxialversuch"). Das Kriterium von Drucker und Prager (1952) stimmt weniger mit Versuchsergebnissen überein als das von Mohr-Coulomb. Die Kriterien von Gudehus (1973), Zienkiewicz (1976) und Matsuoka (1976) sind in ihrer mathematischen Formulierung relativ unhandlich.

Die Formulierung von Lade und Duncan (1975) befindet sich nicht nur in guter Übereinstimmung mit ihren eigenen Versuchen (Lade und Duncan, 1973), sondern auch mit den Versuchen von Ko und Scott (1968), Green und Bishop (1969), Procter und Barden (1969).

Lade und Duncan formulieren für den Grenzzustand im rolligen Boden eine Konstante k_1, die sich aus der ersten und dritten Invariante des Spannungstensors ergibt (Gl. 10):

$$k_1 = \frac{I_1^3}{I_3} . \qquad \text{(Gl. 10)}$$

Die Invarianten errechnet man im Hauptachsensystem aus den Hauptspannungen, wobei der Vollständigkeit halber die zweite Invariante mitangegeben wird:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \cdot p , \qquad \text{(Gl. 11)}$$

$$I_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 , \qquad \text{(Gl. 12)}$$

$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 . \qquad \text{(Gl. 13)}$$

Das Kriterium von Lade stellt im Hauptspannungsraum einen Konus mit drei abgeflachten Seiten dar (Bild 29), dessen Größe oder Öffnungswinkel durch k_1 gesteuert wird (Gl. 10).

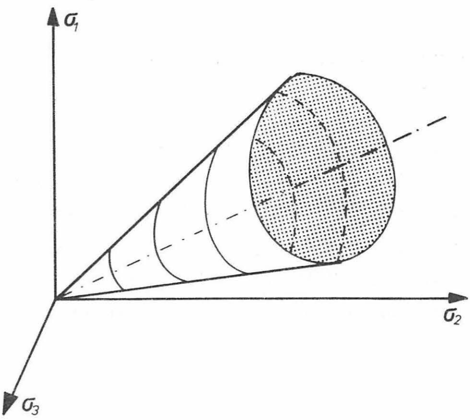


Bild 29: Kriterium von Lade

Ein Vergleich mit Mohr-Coulomb (Bild 30) zeigt in der Deviatorebene, daß die Kriterien für den Spannungsweg der triaxialen Kompression übereinstimmen. Sowohl für die ebene Verzerrung als auch für triaxiale Extension ist nach Lade ein größerer Deviator aufnehmbar als nach Mohr-Coulomb, was durch Versuche bestätigt wird (Bilder 31 bis 34).

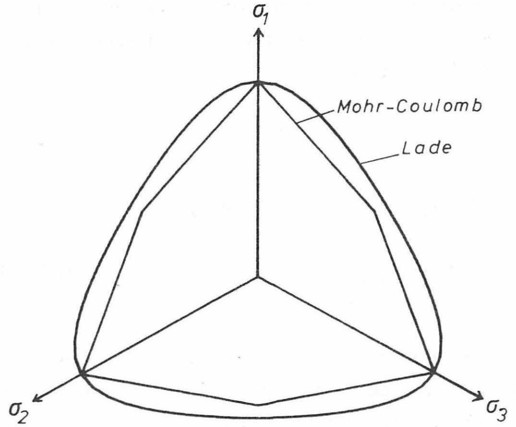


Bild 30: Vergleich der Bruchkriterien

Die Versuchsergebnisse, die dieses Kriterium bestätigen, sind zum Vergleich jeweils in der Deviatorebene aufgetragen. Der mitteldichte und dichte Ottawa-Sand von Ko und Scott (1968), die dichten Sande vom Ham River (Green und Bishop, 1969) und vom River Welland (Procter und Barden, 1969) erfüllen ebenso wie der Monterey-Sand (Lade und Duncan, 1973) das Kriterium von Lade (Bilder 31 bis 34).

Ob der Grenzzustand durch den Reibungswinkel φ oder den Bruchparameter k_1 von Lade beschrieben wird, ist praktisch gleichwertig. Wenn φ wie üblich aus triaxialen Kompressionsversuchen ($\sigma_2 = \sigma_3$) ermittelt wird, läßt sich wegen der Übereinstimmung der Kriterien auf diesem Spannungspfad eine eindeutige Beziehung zwischen φ und k_1 aufstellen.

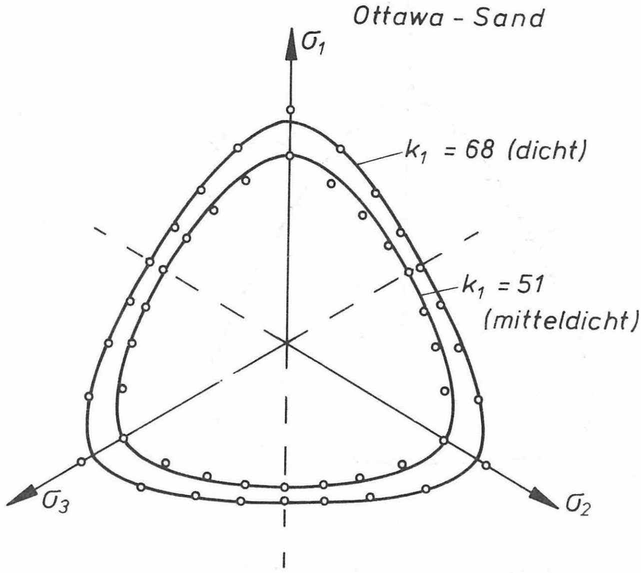


Bild 31: Versuchsergebnisse von Ko und Scott (1968)

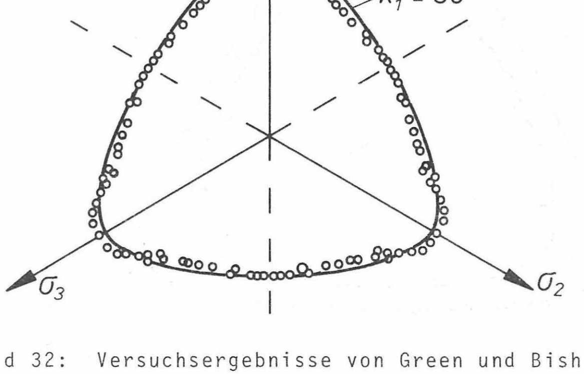


Bild 32: Versuchsergebnisse von Green und Bishop (1969)

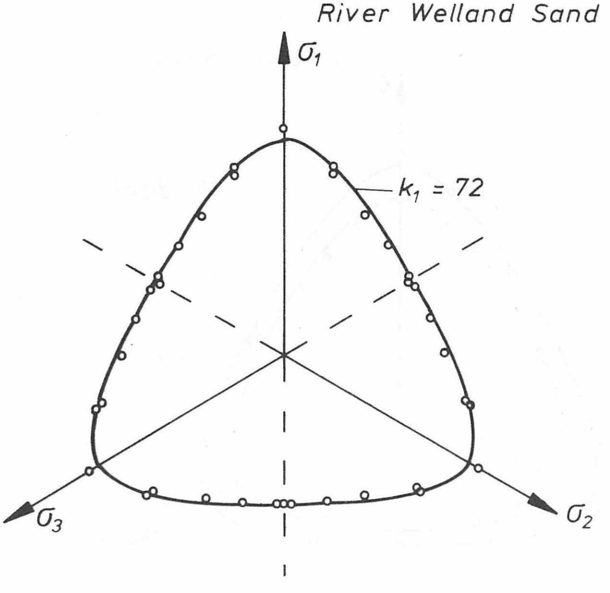


Bild 33: Versuchsergebnisse von Procter und Barden (1969)

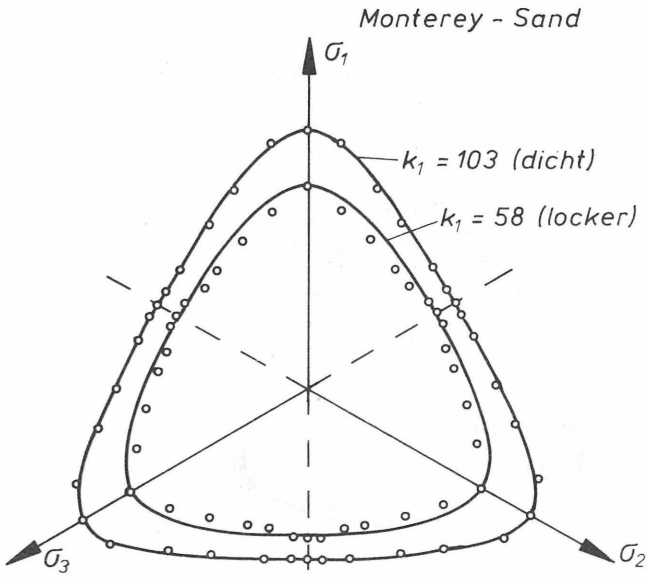


Bild 34: Versuchsergebnisse von Lade und Duncan (1973)

Aus den Gleichungen 1 und 10 folgt für den triaxialen Kompressionsversuch

$$k_1 = \frac{\left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2\right)^3}{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} \quad . \qquad \text{(Gl. 14)}$$

Die Gleichung 14 ist in Bild 35 als Kurve dargestellt. Zum Vergleich ist auch die Kurve für den Fall angegeben, daß φ aus triaxialen Extensionsversuchen ermittelt wird. Daß im Extensionsversuch ein größerer Reibungswinkel gemessen wird als im Kompressionsversuch, wird nach dem Kriterium von Lade durch einen einzigen Parameter k_1 berücksichtigt.

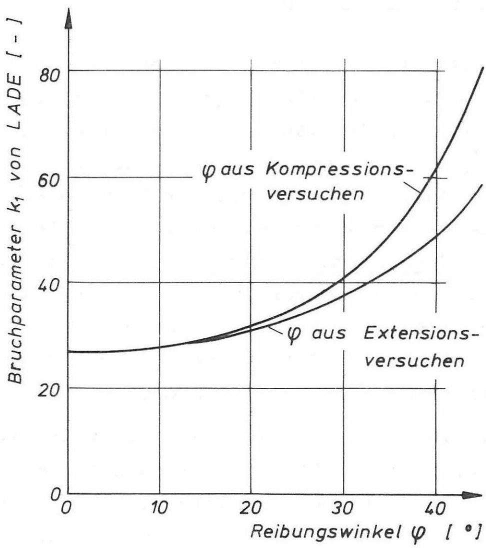


Bild 35: Beziehung zwischen k_1 und φ

Die Vorteile des Kriteriums von Lade gegenüber dem von Mohr-Coulomb sind:

a.) Das Kriterium stimmt besser mit Versuchsergebnissen überein.

b.) Der Grenzzustand ist, unabhängig vom Spannungspfad bzw. Versuchstyp (Kompression, Extension), durch den Parameter k_1 beschrieben.

c.) Der Einfluß der mittleren Hauptspannung wird berücksichtigt.

d.) Das Kriterium ist im Hauptspannungsraum eine stetige Funktion (ohne Kanten).

2.4.2 Verformungen im Grenzzustand

Die Spannungs-Dehnungs-Linien der Triaxialversuche (Bild 21) zeigen, daß im Grenzzustand zu einer Spannung nicht eindeutig eine Dehnung zugeordnet werden kann, weil bei Erreichen des Bruchkriteriums die Dehnungen theoretisch unendlich anwachsen. Auffällig ist allerdings, daß die Kurven der Volumenänderung im Grenzzustand in eine Gerade übergehen, d.h. die Veränderung der Verformungen wird im Grenzzustand konstant (Bild 22). Daher kann man die Veränderung der Verzerrungen als Rechengröße einführen. In der klassischen Plastizitätstheorie (Hill, 1950) wurde dies grundsätzlich über die Verzerrungsgeschwindigkeit (der Veränderung der Verzerrung mit der Zeit) vorgenommen.

In der Bodenmechanik führt der Begriff der Geschwindigkeit oft zu Mißverständnissen, weil das Stoffverhalten bindiger Böden tatsächlich zeitabhängig ist. Deshalb wird hier statt der Verzerrungsgeschwindigkeit der Begriff des Verzerrungsinkrementes $\Delta\varepsilon$ gewählt. $\Delta\varepsilon$ ist das Inkrement der Verzerrung, das in einem endlichen Zeitintervall Δt auftritt. Für funktionale Ableitungen geht das endlich große Inkrement $d\varepsilon$ in das differentiell kleine Inkrement $d\varepsilon$ über.

Die in Bild 22 beobachtete Gerade der Volumenänderungsbeziehung veranlaßte erstmals 1958 Bent Hansen, den Dilatanzwinkel ν vorzuschlagen:

$$\sin \nu = - \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\gamma} \quad . \qquad \text{(Gl. 15)}$$

Das Inkrement der volumetrischen Dehnung $\Delta\varepsilon_v$ errechnet sich aus der Summe der drei Hauptdehnungsinkremente

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 \; , \qquad \text{(Gl. 16)}$$

das Inkrement der Schubverzerrung $\Delta\gamma$ im Triaxialversuch aus

$$\Delta\gamma = \Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3 \quad . \qquad \text{(Gl. 17)}$$

Das negative Vorzeichen in Gleichung 15 bedeutet bei einem positiven Dilatanzwinkel eine Volumenvergrößerung. Für den ebenen Verzerrungszustand ($\Delta\varepsilon_2$ = O) wird Gleichung 15 zu

$$\sin \nu = - \frac{\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3} \quad . \qquad \text{(Gl. 18)}$$

Der Dilatanzwinkel kann im Mohrschen Dehnungskreis in Analogie zum Reibungswinkel veranschaulicht werden (Bild 36).

Gudehus definierte 1981 den Dilatanzwinkel als Tangens statt des Sinus in Gleichung 15. Der Dilatanzwinkel kann damit direkt als Steigung der Geraden in Bild 22 abgelesen werden, wohingegen die Darstellung am Dehnungskreis (Bild 36) nicht mehr möglich ist. Für die üblichen Dilatanzwinkel bis maximal 25° ist allerdings der Unterschied zwischen Sinus und Tangens vernachlässigbar klein.

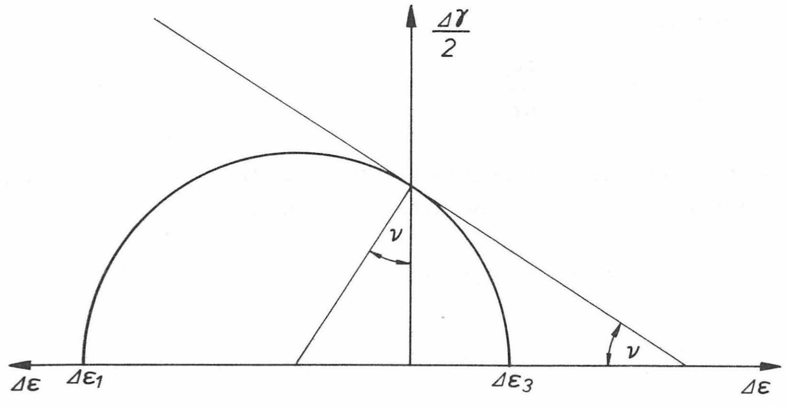


Bild 36: Mohrscher Dehnungskreis

Der Dilatanzwinkel entwickelt sich bis zu seinem Grenzwert wie der Reibungswinkel auch erst mit der zunehmenden Schubverzerrung (Bild 37). Der Dilatanzwinkel durchläuft bei einer Zunahme der Belastung in einer kontraktanten Phase zunächst negative Werte und erreicht den Grenzwert etwa bei der gleichen Schubverzerrung wie der Reibungswinkel (vgl. Bild 28).

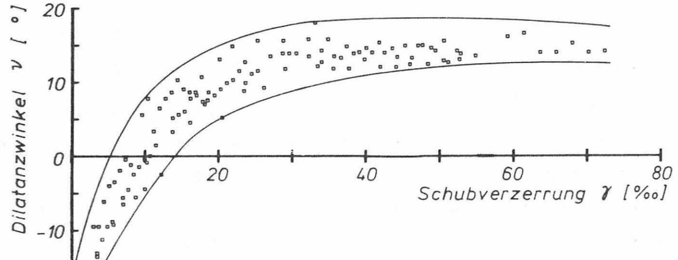


Bild 37: Entwicklung des Dilatanzwinkels

Bei Entlastung, wie z.B. hinter Baugrubenwänden, gibt es bei mitteldicht und dicht gelagerten Böden keine kontraktante Phase und der maximale Dilatanzwinkel wird schon sehr viel eher erreicht.

Im Gegensatz zum Reibungswinkel, der den aufnehmbaren Spannungszustand beschreibt, müssen für die Ermittlung des Dilatanzwinkels alle räumlichen Komponenten der Verzerrung gemessen werden. Dies ist schwieriger und fehlerempfindlicher als die Messung von Spannungen. Für die Regression stehen jedoch viele Inkremente zur Verfügung, um zufällige Fehler statistisch auszugleichen. Für den Grenzzustand werden Inkremente aus dem gradlinigen Bereich der ε_v-γ-Kurven (Bild 22) ausgewertet. Für verschieden große Dehnungsinkremente werden die Wertepaare $-\Delta\varepsilon_v$ und $\Delta\gamma$ (Gl. 16 und 17) aufgetragen (Bild 38).

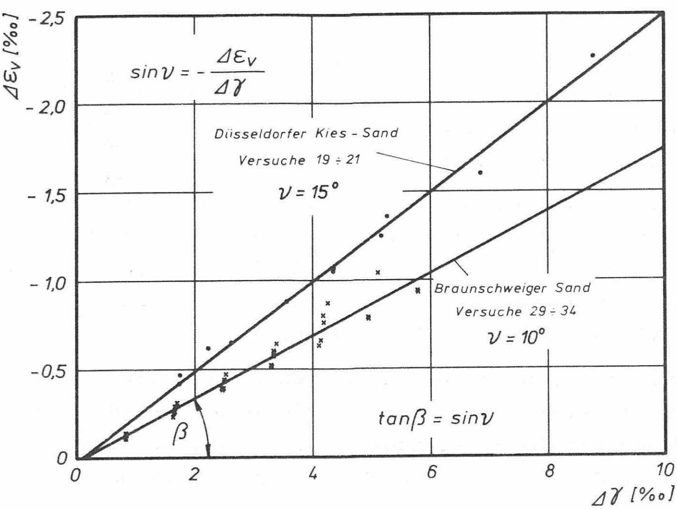


Bild 38: Ermittlung der Dilatanzwinkel
(Durch ungleiche Achseneinteilung verzerrt dargestellt)

Der Dilatanzwinkel nach der Definition von Gudehus (1981) kann als Steigungswinkel β der Ausgleichsgeraden abgelesen werden. Nach der bisher häufiger angewendeten Definition (Gl. 15) von Bent Hansen (1958) ermittelt man für die untersuchten Böden den Dilatanzwinkel um $0{,}5^{\circ}$ bzw. $0{,}2^{\circ}$ größer als nach Gudehus. Im Bild 38 ist zur besseren Darstellung der kleinen Winkel die Achse $\Delta\varepsilon_v$ gegenüber $\Delta\gamma$ 3-fach überhöht. Dadurch erscheint die Streuung der Meßpunkte um die Ausgleichsgerade 3-fach größer als sie tatsächlich ist: Die Korrelationskoeffizienten der beiden Regressionsgeraden sind 100 % und 98 %.

2.5 Schlußfolgerungen

Die vorstehenden Versuchsergebnisse haben zur Klärung des Verhaltens der Böden an den untersuchten Baugruben beigetragen und sind die Grundlage für die folgenden Berechnungen an den drei Baugruben.

In Finiten Element Berechnungen wird in Kap. 4 das Stoffgesetz von Schad eingesetzt, dessen Parameter nach Auswertung der Triaxialversuche abgeleitet werden.

Technische Anwendungsmodelle (Kap. 5) benötigen ebenfalls die hier ermittelten Bodenkennwerte. Neben den Standardparametern wie Wichte und Reibungswinkel wurde der Dilatanzwinkel bestimmt, der für ein Verfahren zur Berechnung der Setzungen hinter Baugrubenwänden erforderlich ist (Kap. 5.4).

Bevor Berechnungen an den Baugruben vorgestellt werden, sind die Bauwerksmessungen darzustellen, die in anderer Hinsicht eine Grundlage für die Berechnungen sind. Die Ergebnisse der Berechnungen werden durch Vergleich mit den Bauwerksmessungen überprüft werden.

3. Bauwerksmessungen

Bevor die Auswirkungen der gemessenen Stoffeigenschaften der untersuchten Böden in Berechnungen gezeigt werden, sollen die durchgeführten Messungen an Baugruben vorgestellt und diskutiert werden. Daran wird klar, welche Phänomene rechnerisch erklärt werden müssen.

An den beiden Düsseldorfer Baugruben, der rückwärtig verankerten Baugrube der West LB und der geschoßweise mit den Decken ausgesteiften Baugrube der Deutschen Bank, wurden umfangreiche Meßprogramme durchgeführt. Weil hierüber bereits mehrfach berichtet wurde (Ulrichs und Wiechers (1980), Pause und Brieke (1981)), wird die Darstellung hier kurz gehalten.

Die Ergebnisse für die Baugrube der Landeszentralbank in Braunschweig werden hier erstmals vorgestellt und ausführlicher behandelt.

3.1 Baugrube West LB, Düsseldorf

3.1.1 Meßprogramm

Die 67,5 x 129 m große und 20 m tiefe Baugrube war mit sechs Meßquerschnitten ausgerüstet, die sich durch Ankeranordnung, -vorspannung und Nachbarbebauung unterschieden (Ulrichs, 1980). Die voneinander abweichende Ausbildung der Querschnitte erklärt sich zum einen dadurch, daß wegen unterschiedlicher Setzungsgefährdung der Nachbarbebauung die Wand bereichsweise mit aktivem, erhöhten aktivem Erddruck oder Erdruhedruck bemessen wurde, zum anderen, weil die Wirkung konstruktiver Maßnahmen, z.B. der Verlängerung der Anker über das statisch erforderliche Maß hinaus, erforscht werden sollte.

An den sechs Meßquerschnitten (Bild 39) wurden die Wandneigungen (mit dem Inclinometer), die Kopfverformungen (geodätisch) und die Ankerkräfte gemessen. Rund um die Baugrube verlief ein Netz für ein Feinnivellement, mit dem die Setzungen ermittelt wurden.

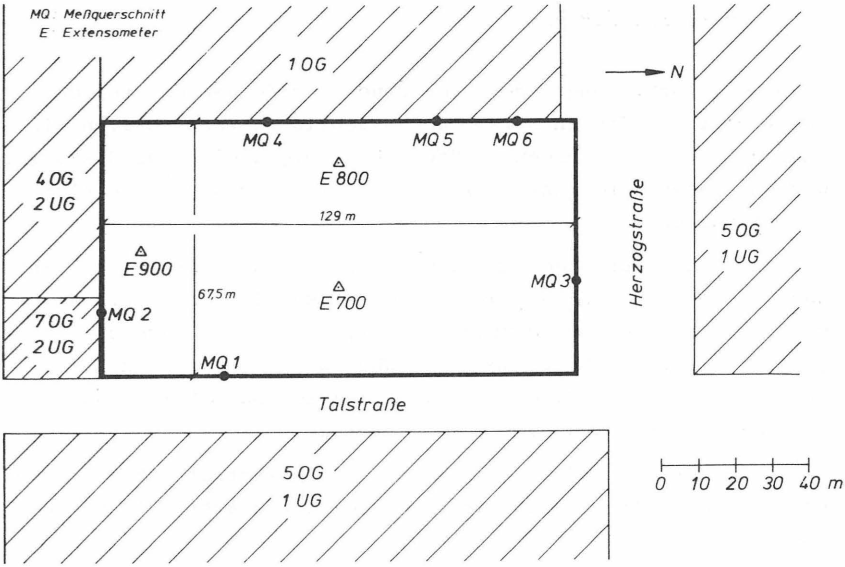


Bild 39: Baugrube West LB in Düsseldorf (Grundriß)

Die Hebungen der Baugrubensohle wurden an drei Punkten mit Extensometern gemessen (Bild 39). Für die vertikalen Bewegungen des Bodenblocks waren hinter den Meßquerschnitten 4, 5 und 6 ebenfalls Extensometer und hinter den Meßquerschnitten 2 und 3 Ketten-Deflektometer installiert. Die horizontalen Bewegungen des Bodenblocks wurden hinter den Meßquerschnitten 4, 5 und 6 mit Deflektometern gemessen. Die Grundwasserstände innerhalb und außerhalb der Baugrube wurden in Pegeln beobachtet.

3.1.2 Meßergebnisse

Aus der Fülle der Ergebnisse werden diejenigen herausgegriffen, die im Zusammenhang mit den Zielen dieser Arbeit von Bedeutung sind.

Die Ergebnisse der Inclinometermessungen in Bild 40 zeigen die Zunahme der Verformungen mit dem Aushub.

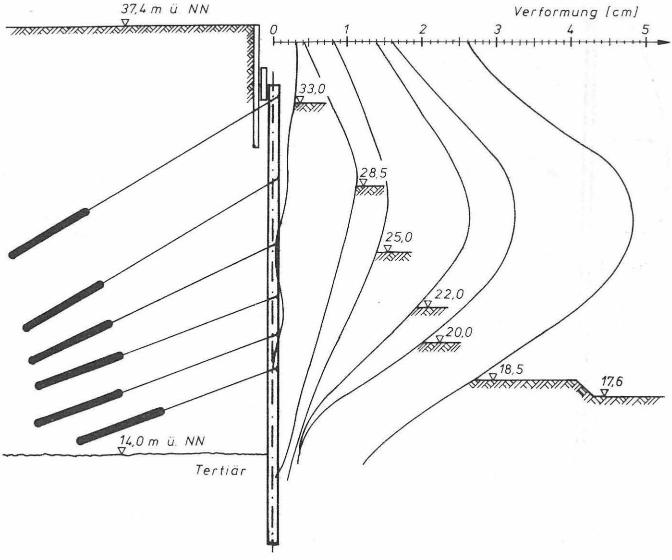


Bild 40: Verformungen der Schlitzwand mit wachsender Aushubtiefe bei der Baugrube West LB, Düsseldorf

Mit dem Inclinometer werden Neigungen gemessen, die man zur Biegelinie integrieren muß. Als Randbedingung für die Integration ist zusätzlich die Kopfverformung der Schlitzwand mit einem Theodoliten zu bestimmen.

Die mit Inclinometern, Extensometern und Deflektometern gemessenen Bodenverformungen sind in Bild 41 als Verformungsfeld für den Endaushubzustand dargestellt. Ein Teil der Setzungen konnte durch Messungen vor und nach den Ankerrammungen eindeutig als Erschütterungssetzung bestimmt werden (Ulrichs, 1980). Daher konnten die Bodenblockverformungen rechnerisch von den Erschütterungssetzungen getrennt werden.

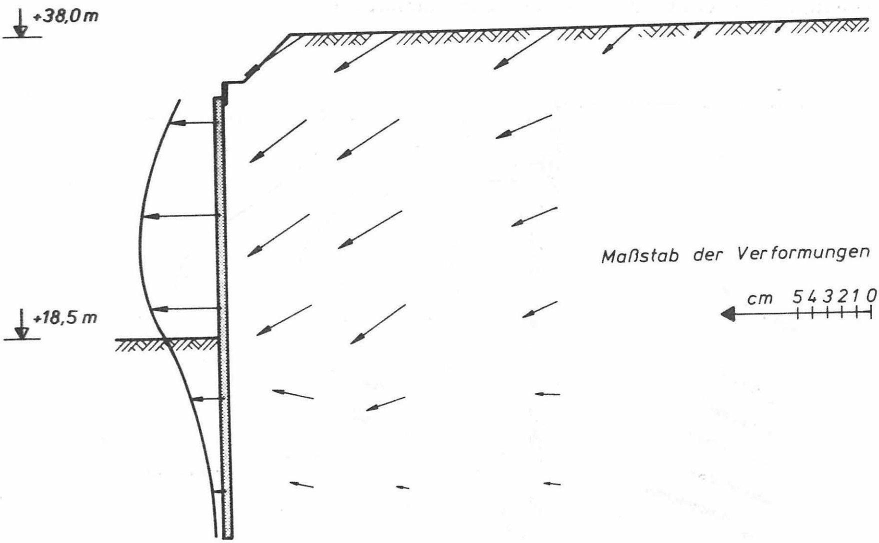


Bild 41: Gemessene Bodenblockverformungen an der Baugrube West LB (nach Ulrichs, 1980)

Die Setzung des Bodens hinter der Wand ist im oberen Teil größer als die der Wand selbst. Daher wirkt hier eine positive Wandreibung, zu der eine nach unten gerichtete Vertikalkomponente des Erddrucks gehört. Zusammen mit den Vertikalkomponenten der Ankerkräfte müssen durchschnittliche Normalkräfte von 500 kN/m im einbindenden Bereich der Wand abgetragen werden. Die dazugehörige elastische Verkürzung der Wand ist mit ca. 0,5 mm vernachlässigbar. Auch die Setzungen der Wand im Boden sind gering, weil wegen der großen Einbindetiefe und der Hebung der Baugrubensohle hier eine nach oben gerichtete Wandreibung wirkt, die die Normalkräfte aufnimmt. Insgesamt liegen die Setzungen der Wand wahrscheinlich innerhalb der Meßtoleranz im Millimeterbereich und können daher nicht gemessen werden.

Auffällig an Bild 41 ist, daß das Verformungsfeld im oberen

Bereich ausgesprochen gleichgerichtet ist. Diese Ergebnisse werden im Kap. 5.4 zu einem Verfahren verarbeitet, mit dem das Verformungsfeld berechnet werden kann.

Die Ankerkräfte sind während des Aushubs um 15 bis 30% angestiegen (Ulrichs, 1980). Dieses Verhalten konnte meßtechnisch bisher selten nachgewiesen werden, obwohl es plausibel ist und in der Praxis berücksichtigt wird, indem die Anker während des Aushubs nur auf 80% der maximalen rechnerischen Gebrauchslast bei Vollaushub vorgespannt werden.

3.2 Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf

3.2.1 Meßprogramm

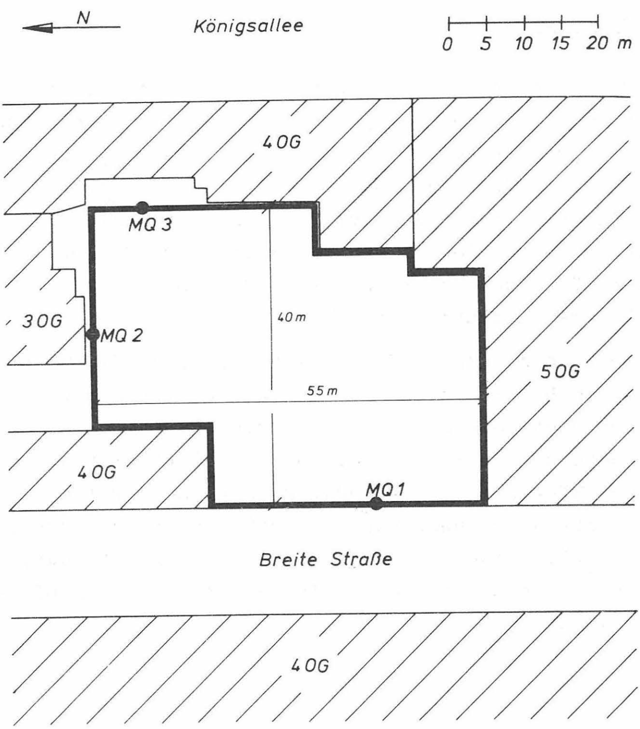


Bild 42: Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf (Grundriß)

Die Schlitzwände der Deutschen Bank wurden mit den Betondecken der Kellergeschosse ausgesteift, unter denen der Aushub danach fortgesetzt wurde. Die Decken wurden im Feldbereich mit Primärstützen aus Stahlprofilen gestützt, die vor dem Aushub innerhalb der Baugrube in Bohrlöcher gestellt wurden.

An drei Querschnitten mit jeweils unterschiedlicher Nachbarbebauung wurden die Horizontalverformungen der Schlitzwände mit dem Inclinometer gemessen (Bild 42). Die Setzungen der Nachbargebäude und die Setzungen der Primärstützen wurden mit Nivellements bestimmt. Mit Extensometern wurden die Hebungen der Baugrubensohle zwischen den Primärstützen, mit Druckkissen die Spannungen in den Decken und mit Invarband deren Längenverkürzung gemessen (Pause und Brieke, 1981).

3.2.2 Meßergebnisse

Wegen der eng angrenzenden, geschlossenen Nachbarbebauung konnten an der Nord-, Ost- und Südseite nicht genügend Höhenbolzen für das Nivellement gesetzt werden, um über eine ausreichende Zahl von Stützstellen die Größe der Setzungsmulde zu ermitteln. Dies war nur am Meßquerschnitt 1 auf der Breiten Straße bis zur gegenüberliegenden Bebauung möglich. Daher bietet sich dieser Querschnitt am ehesten für eine Auswertung der Meßergebnisse an. Die Verformungen für drei Aushubtiefen zeigt Bild 43.

Aus den Meßergebnissen wird deutlich, daß sich die Wand im wesentlichen nur im Bereich der freien Standhöhe unterhalb der zuletzt betonierten Decke durchbiegt. Der geringe Verformungszuwachs jeweils in Höhe der Decken von ca. 5 mm erklärt sich aus Schwinden der Decken. Während bei der rückverankerten Bauweise die Wand sich mit relativ geringer Verformungsbehinderung durch die Anker um einen tiefliegenden Punkt dreht und sich durchbiegt, entsteht hier die Biegelinie mit gleichzeitiger Drehung um Kopf- und Fußpunkt der Wand.

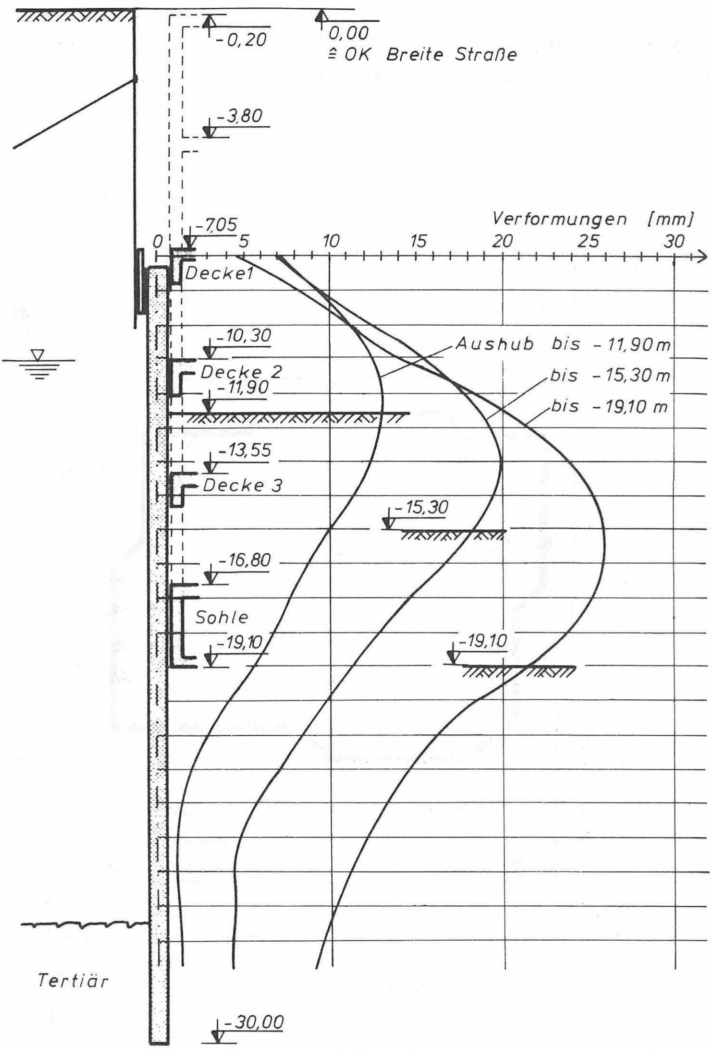


Bild 43: Verformungen der Schlitzwand am Meßquerschnitt 1 der Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf

3.3 Baugrube Landeszentralbank, Braunschweig

Die Baugrube der Landeszentralbank wurde 1983 im Innenstadtbereich von Braunschweig ausgehoben (Bild 44).

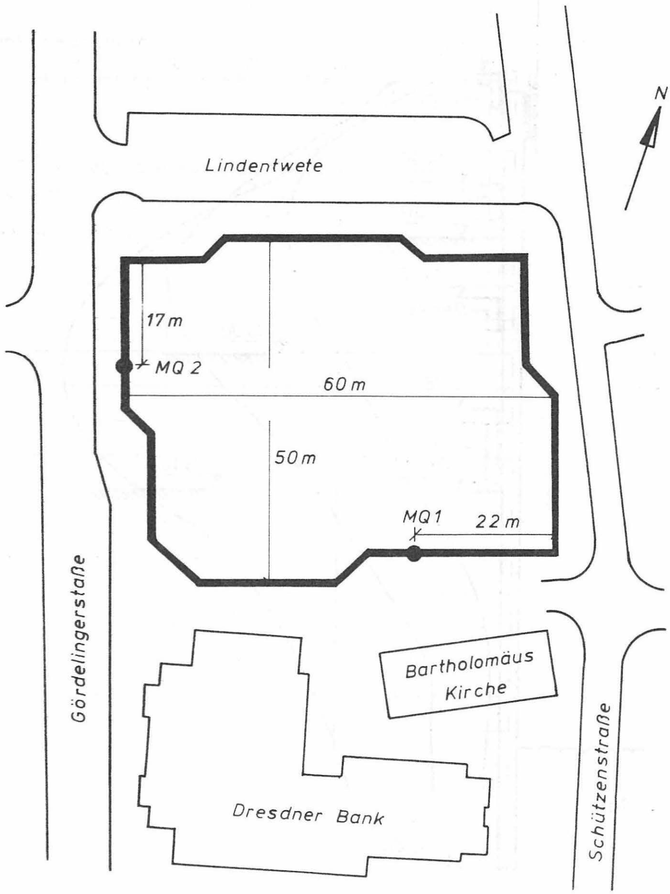


Bild 44: Baugrube Landeszentralbank, Braunschweig (Grundriß)

Die in Bild 44 dargestellte Fläche von maximal 50 x 60 m wurde rundum mit 60 cm starken Schlitzwänden eingefaßt, die ab einer Voraushubtiefe von 1 m bis 2 m unter der alten Geländeoberkante betoniert wurden. Der Voraushub innerhalb der Auffüllung (vgl. Bild 11) wurde durch Trägerbohlwände bzw. Spundwände gesichert.

Der größte Teil der Baugrube wurde bis ca. 9 m unter Gelände ausgehoben, wobei die Wand einfach verankert war (Bild 45). Das Nord-West-Viertel der Baugrube am Meßquerschnitt 2 wurde nur ca. 5 m tief ausgehoben. Daher war die Wand dort unverankert.

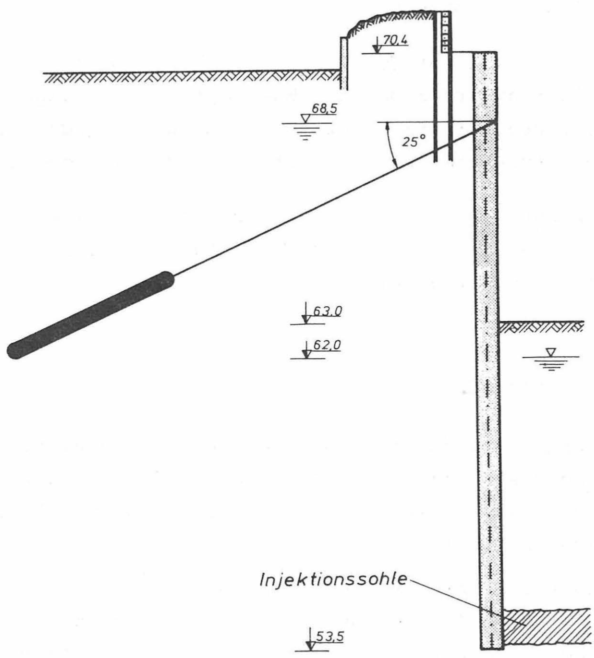


Bild 45: Meßquerschnitt 1, Landeszentralbank Braunschweig

Alle Schlitzwandelemente wurden gleich tief ausgeführt, weil vor Absenken des Grundwassers in der Baugrube eine auftriebssichere Sohle injiziert werden mußte. Die Dichtung war notwendig, weil die historische Nachbarbebauung (z.B. die Bartholomäuskirche) durch die unvermeidlichen Setzungen bei einer großflächigen Grundwasserabsenkung nicht gefährdet werden durfte. Die Injektionssohle war so dicht, daß sich der Grundwasserstand außerhalb der Baugrube durch die Baumaßnahme nicht änderte.

3.3.1 Meßprogramm

An zwei Meßquerschnitten, deren Lage in Bild 44 eingetragen ist, wurden folgende Größen gemessen:

1. Ankerkräfte (nur MQ 1) mit elektrischen Kraftmeßdosen,
2. Horizontalverformung der Wandköpfe durch Alignement,
3. Horizontalverformung der gesamten Wand durch Inclinometer,
4. Grundwasserstände innerhalb und außerhalb der Baugrube.

Außerdem konnte auf Feinnivellements zurückgegriffen werden, die der Bauherr zur Beweissicherung durchführen ließ, um die Setzungen in der Umgebung der Baugrube zu ermitteln.

3.3.2 Meßverfahren

Die Ankerkräfte wurden mit zwei permanent eingebauten, elektrischen DMS-Kraftmeßdosen ermittelt. Die Eichung der Dosen wurde zuvor unter einer Präzisionspresse der Materialprüfanstalt in Braunschweig kontrolliert.

Die Horizontalverformungen der Wandköpfe wurden mit festen optischen Achsen bestimmt. Die Festpunkte wurden z.T. in die Baugrubenecken gelegt, die nach den Erfahrungen aus Düsseldorf unverschieblich sind. Von dort wurden mit einem Theodoliten Meßmarken angezielt, die in der Flucht der Wand an der Fassade eines Gebäudes befestigt waren. An den Meßquerschnitten wurden Millimeter-Maßstäbe fest montiert, deren Lageänderung bezüglich der optischen Achse als Kopfverformung abgelesen wurde. Der Theodolit wurde mit einer Mauerplatte direkt auf dem Festpunkt justiert, um Fehler beim Einrichten eines Stativs zu vermeiden.

Ein Inclinometer mit dem Meßprinzip der schwingenden Saite wurde in Vierkantrohre aus Stahl eingefahren, die am Bewehrungskorb befestigt in die Wand einbetoniert worden waren. Die mit dem Inclinometer gemessenen Wandneigungen wurden zu Durchbiegungen integriert, wobei die gemessene Kopfverformung als Randbedingung verwendet wurde. Das Inclinometer ermittelt zusätzlich die Neigung senkrecht zur Verformungsrichtung der Wand, die theoretisch Null sein sollte. Tatsächlich wurden in dieser Richtung nach der Integration Verformungen in der Größe von $\pm$ 5 mm gemessen.

Dieser Wert ist als Meßfehler anzusehen, der sich zusammensetzt aus dem unvermeidlichen Gerätefehler, der imperfekten Einbaulage der Rohre und aus einer ungenauen Führung des Meßschlittens im Rohr. Zumindest die beiden letzten Fehlereinflüsse konnten ausgeschaltet werden, indem das Endergebnis als Mittel aus vier unabhängigen Meßlagen im Rohr gebildet wurde, die durch Koordinatentransformation in die Ausgangslage gedreht wurden. Danach ergab sich die maximale Verformung parallel zur Wand, also der Meßfehler, zu $\pm$ 1 mm und lag damit in der angestrebten Größenordnung.

Schließlich wurden die Wasserstände in Pegeln mit einem Lichtlot gemessen.

3.3.3 Meßergebnisse

3.3.3.1 Einfach verankerte Wand

Die Veränderung der am Meßquerschnitt 1 aufgenommenen Meßwerte mit der Zeit zeigt Bild 46. Der dazugehörige Querschnitt der Wand ist aus Bild 45 ersichtlich.

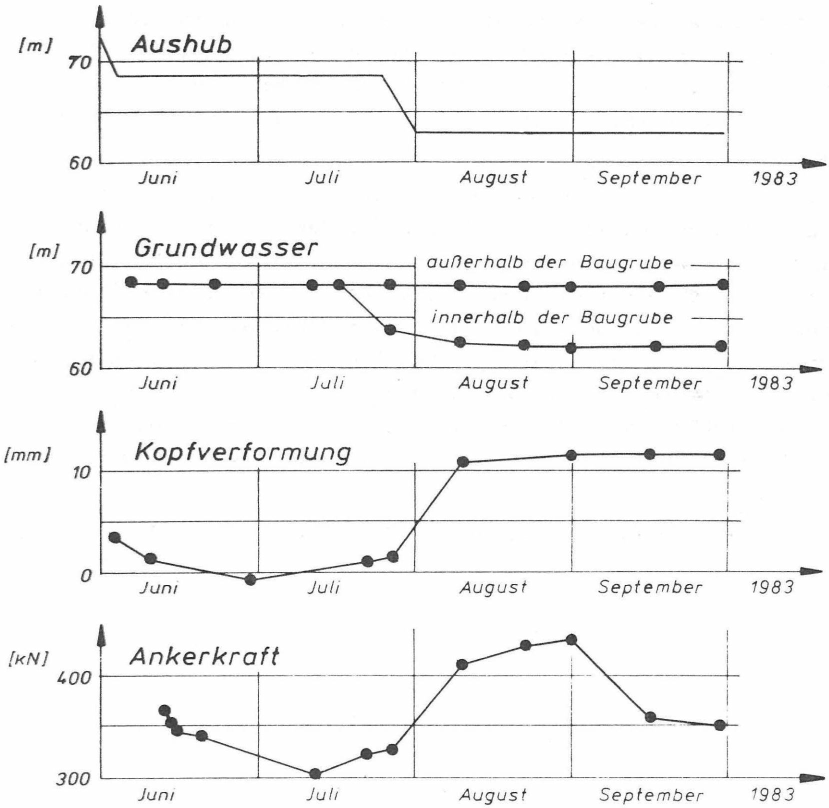


Bild 46: Ergebnisse Meßquerschnitt 1, Landeszentralbank

Die Meßergebnisse in Bild 46 können wie folgt erklärt werden: Die erste Aushubphase bis zur Ankerlage verursacht eine kleine Kragarmverformung. Nach dem Spannen der Anker nehmen deren Kräfte zunächst ab. Der Spannkraftverlust in den ersten fünf Tagen wird auf Relaxation im Bereich des Verpreßkörpers, der weitere Abfall Mitte Juli auf eine Spannungsumlagerung zum Wandfuß zurückgeführt. Die Spannungsumlagerung wurde begünstigt durch die gleichzeitige Injektion der Dichtungssohle, die mit Druck gegen den Wandfuß hergestellt wurde. Das Einschalten der Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugrube baut einen Wasserüberdruck hinter der Wand auf, worauf die Kopfverformung und die Ankerkraft mit geringem Anstieg reagieren. Dieser Zuwachs der Meßwerte zwischen dem 10. und 20. Juli ist klein, weil die Anker für den vollen Wasserüberdruck vorgespannt waren.

Die zweite Aushubphase bis zur Solltiefe bringt sprunghafte Anstiege der Verformung und der Ankerkraft. Die Ankerkraftänderung von 80 kN zwischen dem 27.7. und dem 10.8.1983 bedingt eine elastische Längung des Ankerstahls von 5,5 mm und damit wegen der Ankerneigung eine Horizontalverformung von 5,0 mm.

Tatsächlich wurde in dieser Zeit aber ein Zuwachs der Kopfverformung von 9 mm gemessen, woraus folgt, daß der Boden sich im Bereich des Verpreßkörpers um 4 mm horizontal bewegt hat.

Nach dem Aushub kommt das gesamte System zur Ruhe, obwohl eine im September beginnende Herstellung von Schotterpfählen in der Baugrubensohle Spannungsumlagerungen und Verformungen durch kräftige Vibrationen noch begünstigte. Die Schotterpfähle wurden wegen der Schluffschicht (Bild 11) eingebaut, um die Setzungen des geplanten Gebäudes zu vermindern. Durch das Einbringen der Schotterpfähle wurde der Boden unterhalb der Baugrubensohle verdichtet und die horizontale Bettung der Schlitzwand verbessert. Dieser Anstieg der Bettungskräfte kann den Abfall der Ankerkraft im September erklären. Die durch Aushub und Grundwasserabsenkung bedingten Meßwerte traten bis Ende August ein und wurden demnach von der Herstellung der Schotterpfähle nicht beeinflußt.

Die gemessenen Biegelinien für drei Bauzustände zeigt Bild 47.

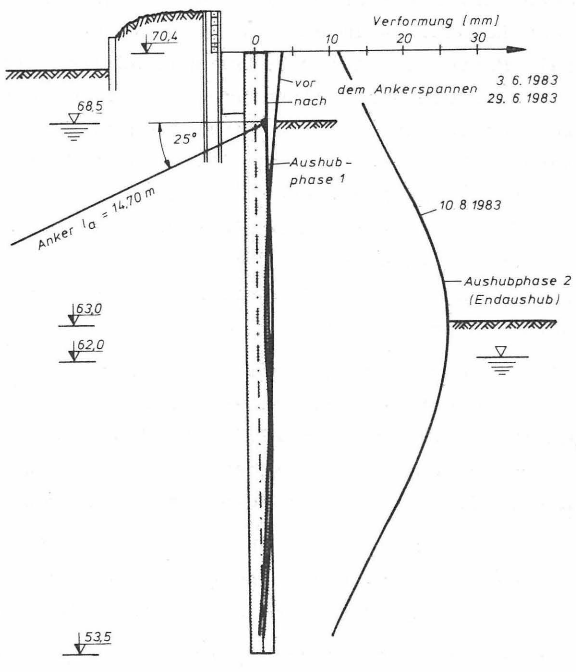


Bild 47: Biegelinien Meßquerschnitt 1, Landeszentralbank

Deutlich zu erkennen ist die Verformungsbehinderung bzw. Rückbiegung durch die Ankerlage. Auf den ersten Blick überraschend ist die große Verformung unterhalb der Baugrubensohle, die aber zur Weckung der Bettung erforderlich war, um die Horizontalkräfte ins Gleichgewicht zu bringen. Hieran zeigt sich, daß eine starke Ausnutzung des Erdauflagers nur mit großen Verformungen möglich ist.

Eine Einspannung (Gegenkrümmung) unterhalb der Baugrubensohle wurde nicht gemessen, weil das Maximum der Verformung mit 25 mm außergewöhnlich tief lag. Auch die Injektionssohle hatte keine ausreichende Steifigkeit, um die Wand einzuspannen.

3.3.3.2 Unverankerte Wand

Die Meßwerte in Abhängigkeit von der Zeit zeigt Bild 48 am Meßquerschnitt 2, der in Bild 49 dargestellt ist.

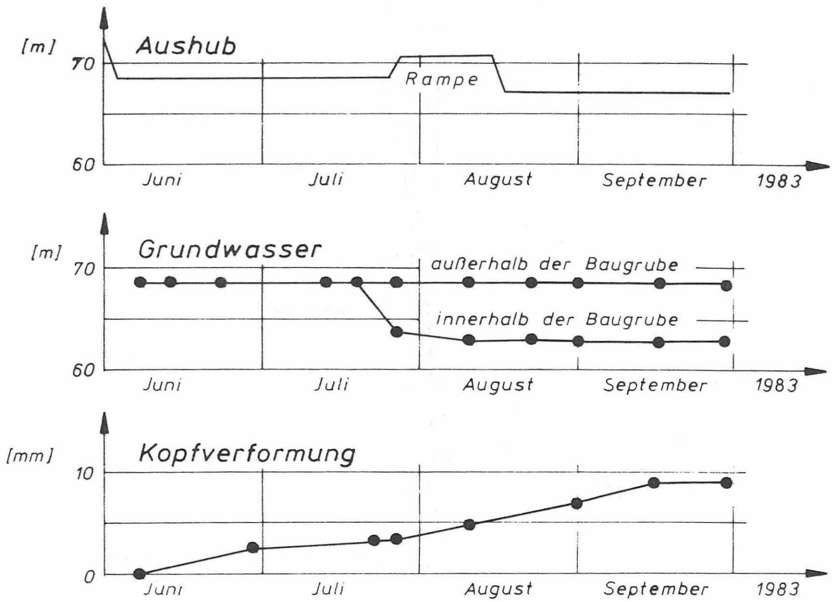


Bild 48: Ergebnisse Meßquerschnitt 2, Landeszentralbank

Die Meßergebnisse sind leicht zu interpretieren: Der Zuwachs an Verformung ist jeweils dem Voraushub, in geringem Maße der Grundwasserabsenkung und dem Endaushub zuzuordnen.

Bild 49 zeigt die typischen Biegelinien eines Kragarms. Im Vergleich zum Meßquerschnitt 1 wurde hier eine deutliche Einspannwirkung beobachtet.

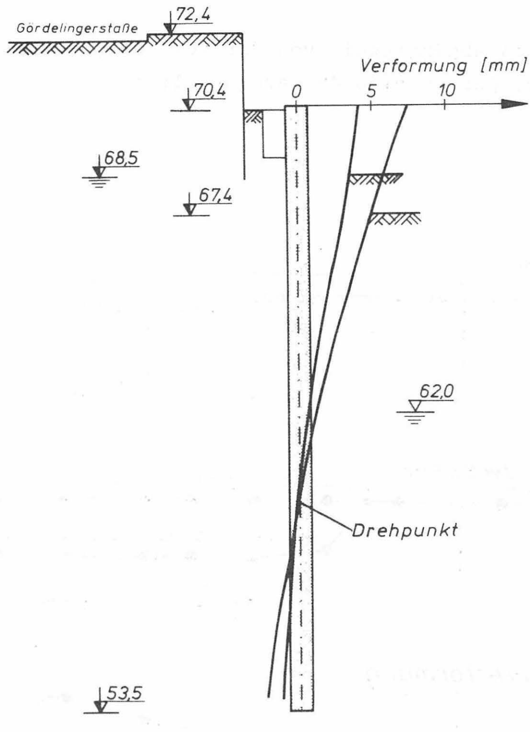


Bild 49: Biegelinien am Meßquerschnitt 2, Landeszentralbank

Aufgrund der großen Einbindetiefe kann sich die Wand um einen Punkt oberhalb des Fußpunktes drehen. Der unterhalb des Drehpunktes liegende Teil der Wand weist folglich geringe auswärts gerichtete Verformungen auf.

4. Numerische Berechnungen mit der Finiten Element Methode

Auf eine eingehende Darlegung der Finiten Element Methode wird unter Verweis auf die Lehrbücher von Desai und Abel (1972) und Zienkiewicz (1967) verzichtet.

Das Programm, das in den letzten Jahren vom Verfasser entwickelt wurde, arbeitet nach dem Weggrößenverfahren. Für die Baugrubenberechnung wurden folgende Elementtypen verwendet, deren Steifigkeitsmatrizen sich in der jeweils angegebenen Literatur finden:

a.) Für den Boden und für die Schlitzwand:
Dreieckselemente mit linearem Verformungsansatz (Felippa, 1966) oder Viereckselemente mit bilinearem Verformungsansatz (Felippa, 1966).

b.) Für Anker und Steifen:
Stabelemente mit linearem Verformungsansatz (Desai/Abel, 1972).

c.) Für die Kontaktflächen zwischen Schlitzwand und Boden:
Reibungselemente (Goodman, Taylor und Brekke, 1968).

4.1 Stoffgesetze

Für numerische Anwendungen ist nicht nur das Verhalten des Bodens im Grenzzustand sondern auch das Verhalten entlang des ganzen Spannungspfades durch ein Stoffgesetz zu beschreiben.

Die Anwendung der linearen Elastizitätstheorie trifft bei Böden nur für kleine Spannungsänderungen weit unterhalb des Grenzzustandes zu und ist deshalb nur begrenzt anwendbar (z.B. Setzungsberechnung). Um die Elastizitätstheorie auch auf Probleme größerer Spannungsänderungen anwenden zu können, kann der Elastizitätsmodul spannungsabhängig verändert und so dem im Versuch gemessenen nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verlauf schrittweise gradlinig angenähert werden. Stoffgesetze, die auf der Elastizitätstheorie beruhen, werden deshalb auch "Stoffgesetze mit variablen Moduln" genannt.

Bei Annahme isotropen Materialverhaltens benötigt man zur Beschreibung der Elastizität zwei Konstanten. Gewöhnlich wählt man den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl; gleichwertig ist auch eine Formulierung mit Schubmodul und Kompressionsmodul.

Das Stoffgesetz von Duncan und Chang (1970) variiert nur den Elastizitätsmodul und läßt die Querkontraktion konstant. Für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendeten Duncan und Chang einen hyperbolischen Ansatz. Die errechnete Hyperbel "geht" immer über die im Versuch ermittelte Grenzspannung hinaus, was Duncan und Chang durch Einführen des Bruchparameters R_f behoben, indem die Hyperbel bei Erreichen des Mohr-Coulombschen Kriteriums in eine horizontale Tangente abgeknickt wird. Diese Unstetigkeit kann für die numerische Behandlung Probleme bereiten.

4.1.1 Das Stoffgesetz NOEL von Schad (1979)

Das Stoffgesetz NOEL von Schad überwindet einige der Nachteile des Ansatzes von Duncan und Chang, weshalb ihm hier der Vorzug gegeben wird. Es ist mit dem Schubmodul G und dem Kompressionsmodul K definiert, aus denen der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl μ berechnet werden können:

$$E = \frac{9 \cdot G \cdot K}{3K+G} \quad \text{(Gl. 19)}, \qquad \mu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} . \qquad \text{(Gl. 20)}$$

Die Wahl von G und K hat gegenüber E und μ folgenden Vorteil: Die anschauliche Zerlegung des Spannungszustandes in einen isotropen Anteil und in einen deviatorischen Anteil wird auch für die Verformungen möglich, indem Verformungen aus isotroper Spannungsänderung ausschließlich über den Kompressionsmodul und aus deviatorischer Spannungsänderung ausschließlich über den Schubmodul gesteuert werden.

Das Stoffgesetz von Schad hat wie das von Duncan und Chang den Nachteil, daß deviatorische Spannungsänderungen entgegen der im Versuch gemachten Erfahrung keine Volumenänderungen verursachen können. Dilatantes Stoffverhalten wird also vernachlässigt. Durch Variation des Kompressionsmoduls können allerdings kontraktante

Verformungsanteile wirklichkeitsnah erfaßt werden. Dafür muß allerdings im Triaxialversuch die Volumenänderung gemessen werden.

Die Formulierung von Schad (1979) lehnt sich an die Gesetze von Nelson und Baron (1971) und Naylor (1975) an. Schad setzte jedoch wegen der größeren Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen das Bruchkriterium von Mohr-Coulomb an, während Nelson/Baron und Naylor die erweiterte von Mises-Bedingung (Drucker-Prager) wählen.

Für den Kompressionsmodul K, der den Zusammenhang zwischen dem isotropen Spannungsanteil p (Gl. 2, S. 34) und der bezogenen Volumenänderung ε_v (Gl. 16, S. 45) beschreibt, besteht mit

$$K = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon_v} \qquad \text{(Gl. 21)}$$

eine nichtlineare Beziehung, die im isotropen Druckversuch beobachtet wird (Bild 50).

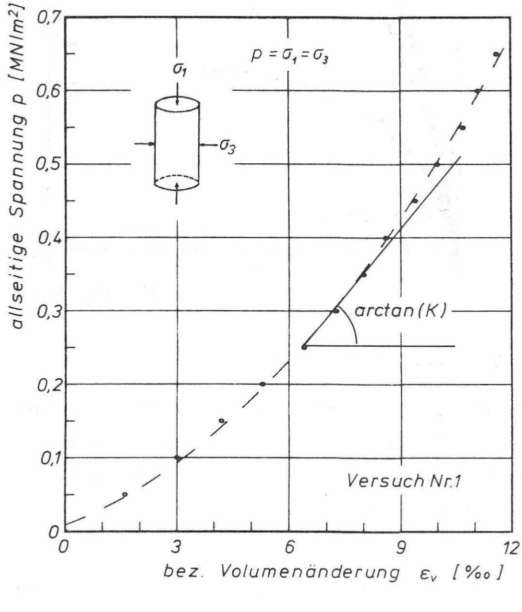


Bild 50: Kompressionsmodul K im isotropen Druckversuch

Für die Zunahme des Kompressionsmoduls in Abhängigkeit von der allseitigen Spannung p wählte Schad die lineare Formulierung von Naylor:

$$K = K_o + \alpha_k \cdot p \quad . \qquad \text{(Gl. 22)}$$

Die Stoffparameter K_o und α_k müssen aus einem isotropen Druckversuch bestimmt werden (Kap. 2.3.3).

Der Schubmodul wird im Triaxialversuch (Bild 51) ermittelt zu:

$$G = \frac{1}{2} \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\Delta(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)} \quad . \qquad \text{(Gl. 23)}$$

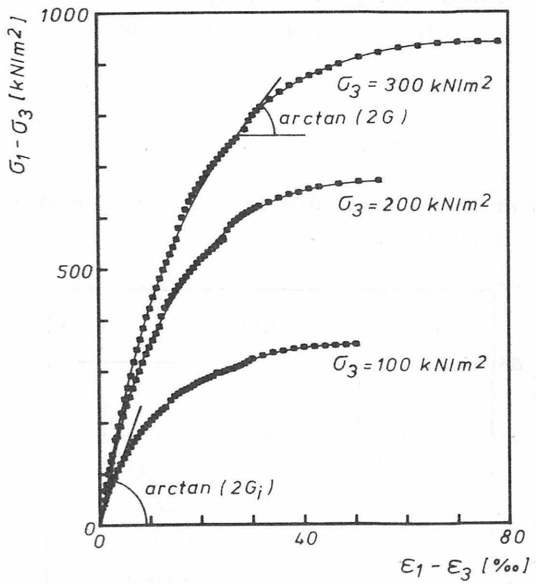


Bild 51: Definition des Schubmoduls G im Triaxialversuch

Der Schubmodul nimmt mit wachsendem isotropen Spannungsanteil zu und mit wachsendem Deviator ab. Um weiterhin das Mohr-Coulombsche Kriterium anwenden zu können, formuliert Schad unter Vernachlässigung der mittleren Hauptspannung σ_2 folgendes bilineare Gesetz:

$$G = G_o + \alpha_g (\sigma_1 + \sigma_3) - \beta_g (\sigma_1 - \sigma_3) \quad . \qquad \text{(Gl. 24)}$$

Der Schubmodul kann damit als Ebene über den Achsen ($\sigma_1 + \sigma_3$) und ($\sigma_1 - \sigma_3$) dargestellt werden (Bild 52).

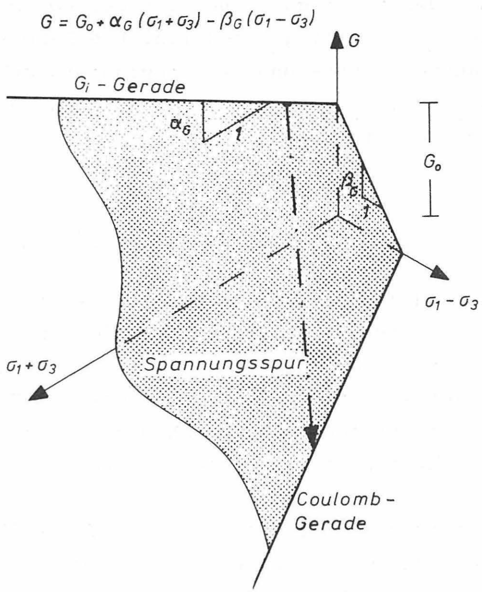


Bild 52: Ansatz für den Schubmodul nach Schad (1979)

Der Schubmodul nimmt ausgehend von einem Anfangstangentenmodul G_i bis auf Null bei Erreichen der Mohr-Coulombschen Gerade ab. Weil in diesem Gesetz das Kriterium von Mohr-Coulomb enthalten ist, können zwei der Parameter G_o, α_g und β_g durch die Scherparameter φ und c ausgedrückt werden. Durch Vergleich der Mohr-Coulombschen Bruchbedingung mit der Gleichung 24 im Grenzzustand (G = O) findet man die Beziehungen:

$$\alpha_g = \beta_g \cdot \sin\varphi \quad , \qquad \text{(Gl. 25)}$$

$$G_o = 2 \cdot c \cdot \cos\varphi \cdot \beta_g \quad . \qquad \text{(Gl. 26)}$$

Damit muß neben den Scherparametern nur β_g ermittelt werden, um die Parameter α_g und G_o errechnen zu können.

In Gleichung 26 ist für kohäsionslosen Boden wegen c = O auch G_o = O.

Für die Steifigkeiten im Ent- und Wiederbelastungsbereich K_{ur} und G_{ur} schlug Schad vor, konstante Werte in der Größe von K_o und G_o zu wählen. Dies führt jedoch bei K_{ur} zu einer erheblichen Unterschätzung der Steifigkeit und ist bei kohäsionslosen Böden für G_{ur} wegen $G_o = 0$ völlig unmöglich. Die Laborversuche wurden deshalb mit mehreren Ent- und Wiederbelastungsschleifen gefahren, um K_{ur} bzw. G_{ur} als Mittelwert aus den Steigungen der Schleifen bestimmen zu können.

4.1.2 Ermittlung der Parameter für das Stoffgesetz NOEL

Für den Kies-Sand aus Düsseldorf mit mittlerer Lagerungsdichte wurden die Parameter aus den entsprechenden Laborversuchen folgendermaßen bestimmt: Der Kompressionsmodul wird nach Gleichung 21 für jedes Lastinkrement des isotropen Druckversuchs (Bild 50) als Sekantenmodul bestimmt und über der mittleren Spannung des Inkrementes aufgetragen (Bild 53).

Durch die aufgetragenen Punkte dieses Versuchs läßt sich mit einem Korrelationskoeffizienten von 100 % eine Regressionsgerade legen, deren Achsenabschnitt der Parameter K_o und deren Steigung α_k ist.

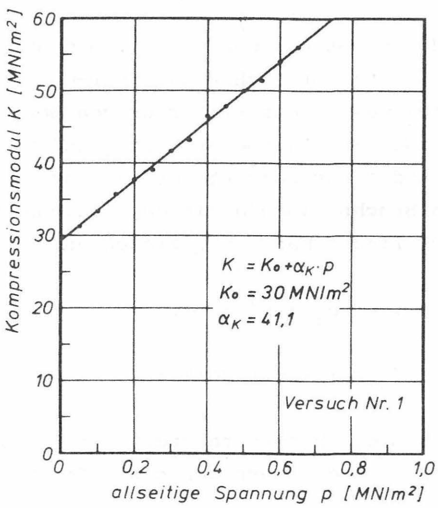


Bild 53: Ermittlung von K_o und α_k für den Kies-Sand aus Düsseldorf

Schad schlug vor, K_o und α_k alternativ auch aus triaxialen Kompressionsversuchen zu ermitteln, indem jeweils der isotrope Spannungsanteil errechnet und auf die gemessene Volumenänderung bezogen wird. Hierbei darf allerdings die dilatante Phase nicht berücksichtigt werden, weil sonst negative Kompressionsmoduln entstünden.

Dieses Verfahren hat sich außerdem aus folgenden Gründen als ungeeignet erwiesen:

a.) In der kontraktanten Phase des Triaxialversuchs treten im Vergleich zum isotropen Druckversuch relativ kleine Spannungs- und Volumenänderungen auf, wodurch die Berechnung fehlerempfindlich wird.

b.) Bei dicht gelagerten Böden ist die kontraktante Phase so kurz, daß nicht genügend Meßwerte zur Bestimmung des Kompressionsmoduls gewonnen werden können.

Die Kompressionsversuche sind allerdings erforderlich zur Berechnung des Schubmoduls. Für jedes Inkrement aller Versuche mit verschiedenen Seitenspannungen wurde nach Gleichung 23 der Schubmodul errechnet. Für feste, in möglichst konstanten Intervallen vorgegebene Schubmoduln wurden die zugehörigen $(\sigma_1 - \sigma_3)$- und $(\sigma_1 + \sigma_3)$-Werte aufgetragen (Bild 54).

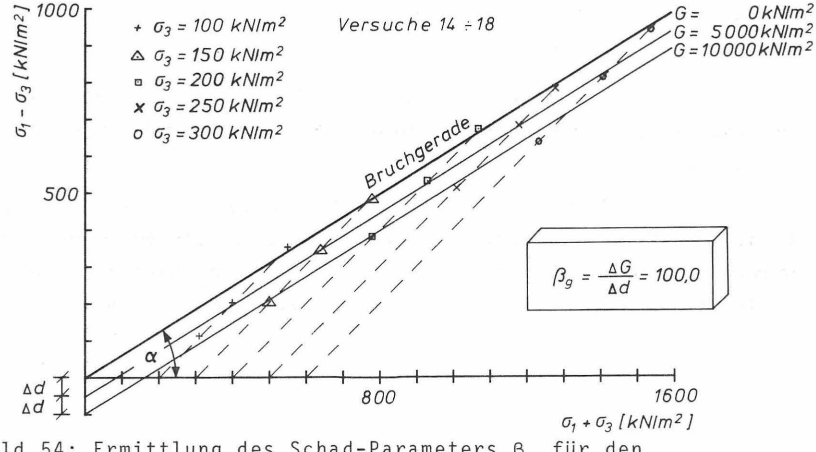


Bild 54: Ermittlung des Schad-Parameters β_g für den Kies-Sand aus Düsseldorf

Die Ausgleichsgeraden durch die Punkte gleichen Schubmoduls aller Versuche sind damit auch Linien gleichen mobilisierten Reibungswinkels. Insbesondere für G = 0 ergibt sich die Mohr-Coulombsche Bruchgerade, für die in dieser Darstellung für kohäsionslose Böden gilt: $\tan\alpha = \sin\varphi$.

Die gestrichelten Linien in Bild 54 sind die Spannungspfade der einzelnen Versuche.

Über den Abstand der Linien gleichen Schubmoduls, den man auf der $(\sigma_1-\sigma_3)$-Achse abliest, wurde β_g in diesem Falle zu 100,0 errechnet. Der Parameter α_g wurde nach Gleichung 25 zu 63,0 errechnet.

Die Ent- und Wiederbelastungsmoduln K_{ur} und G_{ur} wurden nach Schad als Konstanten angesetzt. K_{ur} und G_{ur} wurden als Mittelwerte einer Vielzahl von Ent- und Wiederbelastungsschleifen zu 70 MN/m^2 bzw. zu 40 MN/m^2 errechnet, wobei eine deutliche Spannungsabhängigkeit beobachtet wurde. Hier besteht die Möglichkeit, das Stoffgesetz zu verbessern.

Für den Sand aus Braunschweig wurden die Parameter K_o und α_k analog ermittelt. Im entsprechenden isotropen Durckversuch wurden im Vergleich zum Kies-Sand aus Düsseldorf die Meßwerte für kleinere Inkremente bestimmt. Damit stehen mehr Daten zur Verfügung. Dagegen wirkt sich auf kleineren Inkrementen die Meßungenauigkeit stärker aus und die Regression ist mit einer Korrelation von 93 % schwächer (Bild 55).

Aus den sechs Versuchen 29 bis 34 wurden die zu den Schubmoduln 10.000, 5.000 und 0 KN/m^2 gehörigen Spannungen aufgetragen (Bild 56).

Der Parameter β_g wurde damit zu 73,0 bestimmt. Daraus folgt mit Gleichung 25 α_g zu 43,0. Die Moduln für Ent- und Wiederbelastung wurden wiederum als Mittelwerte aller Ent- und Wiederbelastungsschleifen zu K_{ur} = 63 MN/m^2 und G_{ur} = 28 MN/m^2 bestimmt.

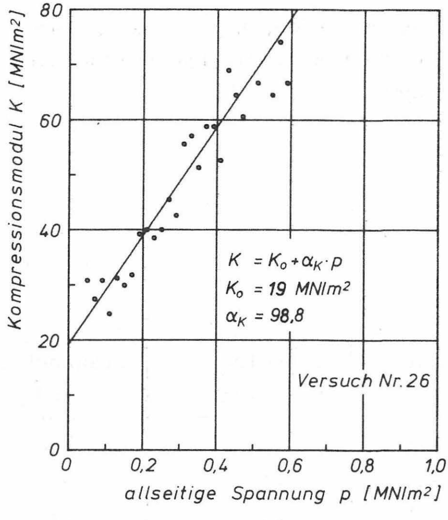


Bild 55: Ermittlung von K_o und α_k für den Sand aus Braunschweig

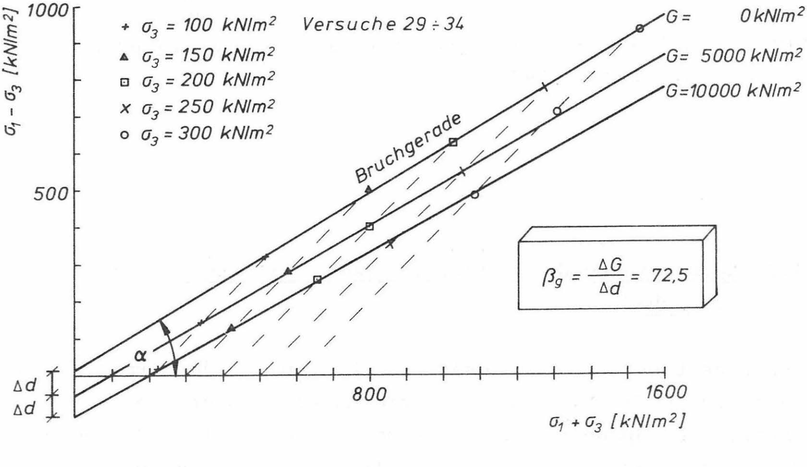


Bild 56: Ermittlung des Parameters β_g für den Sand aus Braunschweig

Für die beiden untersuchten Böden wurden die Parameter für das Stoffgesetz von Schad ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 57 tabellarisch zusammengefaßt.

Parameter	Dimension	Düsseldorfer Kies-Sand	Braunschweiger Sand
K_o	MN/m^2	30	19
α_k	-	41	99
K_{ur}	MN/m^2	70	63
G_o	MN/m^2	0	0
α_g	-	63	43
β_g	-	100	73
G_{ur}	MN/m^2	40	28

Bild 57: Tabelle der Parameter für das Stoffgesetz NOEL von Schad (1979)

4.1.3 Nachrechnung der Triaxialversuche mit dem Ansatz von Schad

Durch Einsetzen der Stoffgesetzgleichungen mit den ermittelten Parametern in die Elastizitätsgleichungen des rotationssymmetrischen Spannungszustandes und inkrementelles Steigern der Spannung wurden einige Triaxialversuche nachgerechnet (Bild 58).

Die geringen Abweichungen der errechneten von den gemessenen Spannungsdehnungslinien (Bild 58) ergeben sich aus den Streuungen in den Regressionen. Das Stoffgesetz zeigt einen stetigen Übergang in den Grenzzustand.

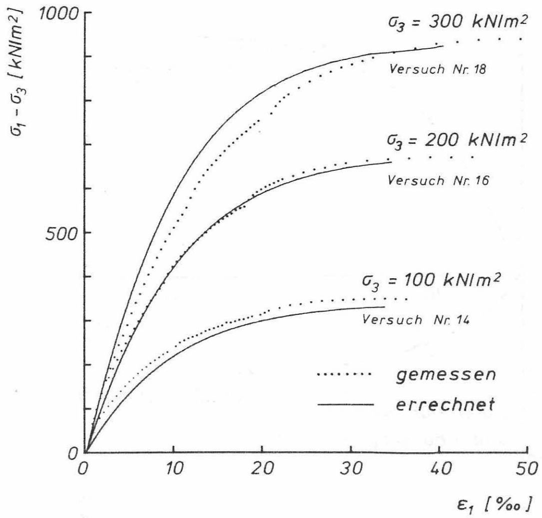


Bild 58: Triaxialversuche nachgerechnet mit dem Stoffgesetz NOEL von Schad

Trägt man allerdings zusätzlich die Volumenänderung auf (Bild 59), so erkennt man deutlich die Schwäche des Stoffgesetzes auf der Grundlage der Elastizitätstheorie, das die Dilatanz nicht berücksichtigen kann.

Das Stoffgesetz von Schad hat hier allerdings den Vorteil, daß es die kontraktante Phase gut wiedergibt und im Grenzzustand wegen G = 0 automatisch μ zu 0,5 werden läßt (Gl. 19). Damit fließt der Boden im Grenzzustand volumenkonstant, und der Fehler in den Verformungen ist deutlich geringer als bei Anwendung einer konstanten Querdehnzahl μ.

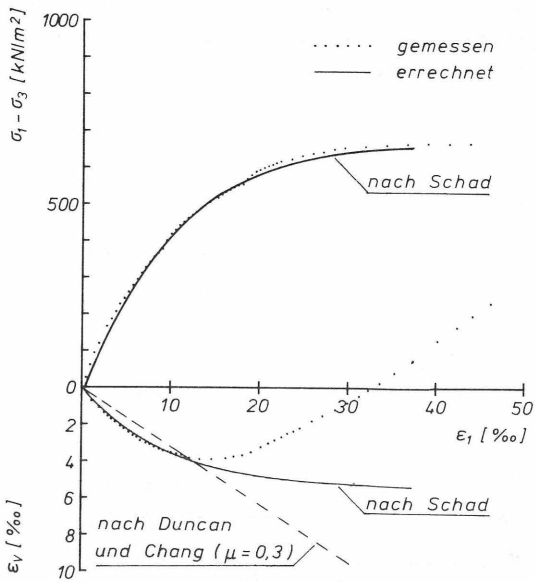


Bild 59: Nachrechnung der Volumenänderung für den Triaxialversuch Nr. 16 (Kies-Sand aus Düsseldorf)

4.1.4 Ausnutzungsgrad

Das Stoffgesetz NOEL von Schad wurde für die Bodenelemente in das Finite Element Programm eingebaut, wobei die Nichtlinearität durch das inkrementelle Verfahren der tangentialen Steifigkeit (Euler-Verfahren) berücksichtigt wurde. Zwischen Erstbelastung einerseits und Ent- und Wiederbelastung andererseits wurde durch Vergleich des aktuellen Ausnutzungsgrades mit dem in der Spannungsgeschichte eines Elementes maximal erreichten Ausnutzungsgrades unterschieden.

Der Ausnutzungsgrad s zur Berücksichtigung des von Schad verwendeten Mohr-Coulombschen Kriteriums wurde nach einem Vorschlag von Smoltczyk (1967) definiert (Bild 60):

$$s = \frac{\sin\varphi_{mob}}{\sin\varphi} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3)\,\sin\varphi} \quad . \qquad \text{(Gl. 27)}$$

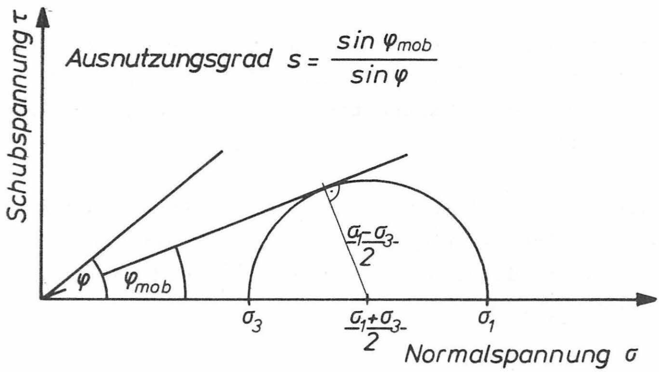


Bild 60: Definition des Ausnutzungsgrades nach Smoltczyk (1967)

Ein Ausnutzungsgrad s = 1,0 bedeutet, daß das Bruchkriterium erreicht ist, während s = 0,0 einem hydrostatischen Spannungszustand ohne Scherbeanspruchung entspricht.

4.1.5 Das elasto-plastische Stoffgesetz von Arslan (1980)

Stoffgesetze auf der Basis der Elastizitätstheorie wie das von Duncan und Chang oder Schad sind nicht in der Lage, das dilatante Verhalten rolligen Bodens zu erfassen (Bild 59). Es wurden deshalb Stoffgesetze entwickelt, die auf der Grundlage der Plastizitätstheorie beruhen. Die Definitionen und Ableitungen der Plastizitätstheorie, auf die im Folgenden zurückgegriffen wird, sind den Lehrbüchern von Hill (1950) oder Menselson (1970) zu entnehmen.

Eine Möglichkeit der elasto-plastischen Formulierung stellte 1980 Arslan vor. Dieses Gesetz ist für diese Arbeit ausgewählt worden, weil vor allem die Eigenschaften rolligen Bodens damit zutreffend erfaßt werden.

Arslan unterteilte die Gesamtdehnungen ε_{ij} in elastische Anteile ε_{ij}^{el} und in plastische Anteile ε_{ij}^{pl}. Die plastischen Anteile wurden weiter zerlegt in dilatante Dehnungen ε_{ij}^{pl1} und in kontraktante Dehnungen ε_{ij}^{pl2}.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{el} + \varepsilon_{ij}^{pl1} + \varepsilon_{ij}^{pl2} \ . \qquad \text{(Gl. 28)}$$

Zur Berechnung der elastischen Dehnungen wurde transversale Isotropie angenommen. Dazu ist die Bestimmung von fünf Stoffkonstanten erforderlich: Ein vertikaler und horizontaler Elastizitätsmodul, eine vertikale und horizontale Querdehnungszahl und ein Schubmodul. Nach einem Ansatz von Wiendieck (1970) errechnen sich die horizontalen Konstanten und der Schubmodul über den Anisotropieindex α aus den vertikalen Konstanten:

$$E_y = E_z = \alpha \cdot E_x \quad , \tag{Gl. 29}$$

$$\mu_{yy} = \mu_{zz} = \mu_{yz} = \alpha \cdot \mu_{xy} = \alpha \cdot \mu_{xz} \quad . \tag{Gl. 30}$$

Bei transversaler Isotropie sind die horizontalen Richtungen y und z gleichberechtigt, und ihre Konstanten ergeben sich über α aus denen der vertikalen Richtung x. Damit reduziert sich die Zahl der zu bestimmenden Konstanten auf drei: E_x, μ_{xy} und α. Die Parameter sind vom jeweiligen Spannungszustand abhängig, den Arslan durch die Funktion f_2 ausdrückte:

$$f_2 = \frac{2I_1^2 - I_2}{p_a^2} \quad . \tag{Gl. 31}$$

Die Invarianten des Spannungstensors I_1 und I_2 sind in Gleichung 11 und 12 gegeben. Der atmosphärische Luftdruck p_a macht f_2 dimensionslos.

Für E_x und μ_{xy} formulierte Arslan folgenden Potenzansatz:

$$E_x = k_{el} \cdot p_a \cdot f_2^{n_{el}} \quad , \qquad \text{(Gl. 32)}$$

$$\mu_{xy} = k_q \quad f_2^{n_q} \quad . \qquad \text{(Gl. 33)}$$

Damit sind zur Berechnung der elastischen Verzerrungsanteile fünf dimensionslose Parameter zu bestimmen: k_{el}, n_{el}, k_q, n_q und α. Die Parameter werden in den Kompressionsversuchen aus Ent- und Wiederbelastungen ermittelt, die möglichst kurz gefahren werden, um Hysteresiseffekte zu vermeiden.

Unter allseitig gleicher Spannungszunahme treten nur elastische Verformungen und plastische Volumenverminderungen (Kontraktanz) auf. Aus einem isotropen Druckversuch kann man deshalb die kontraktant-plastischen Dehnungen ermitteln:

$$\varepsilon_{ij}^{p12} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^{el} \quad . \qquad \text{(Gl. 34)}$$

Arslan forderte als Fließbedingung die Funktion f_2 (Gl. 31), die im Hauptspannungsraum eine Kappe über der Raumdiagonalen formt (Bild 61).

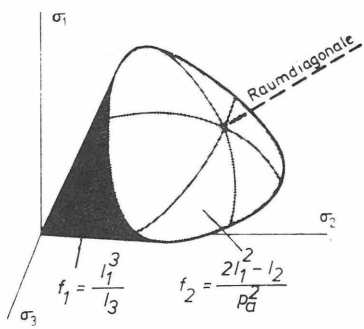


Bild 61: Kappenmodell von Arslan

Die kontraktant-plastischen Verzerrungsinkremente $\Delta\varepsilon_{ij}^{pl2}$ errechnen sich mit der Fließregel, die hierfür assoziiert sein muß, d.h. das plastische Potential ist mit der Fließfläche f_2 identisch:

$$\Delta\varepsilon_{ij}^{pl2} = \Delta\lambda_2 \cdot \frac{\partial f_2}{\partial \sigma_{ij}} \cdot p_a^2 \quad . \tag{Gl. 35}$$

Als Verfestigungsgesetz fand Arslan für seine Versuche eine gute Übereinstimmung in einem hyperbolischen Gesetz für die plastische Arbeit:

$$\frac{W_{pl2}}{p_a} = \frac{f_2}{M + L \cdot f_2} \quad . \tag{Gl. 36}$$

M und L sind als Stoffparameter aus einem isotropen Druckversuch zu bestimmen.

Durch die Ableitung von Gleichung 36 findet man das Inkrement der plastischen Arbeit zu:

$$\Delta W_{pl2} = \frac{M \cdot p_a \cdot f_2}{(M + L \cdot f_2)^2} \quad . \tag{Gl. 37}$$

Dann kann der Proportionalitätsfaktor $\Delta\lambda_2$ zu

$$\Delta\lambda_2 = \frac{\Delta W_{pl2}}{2f_2 \cdot p_a^2} \tag{Gl. 38}$$

errechnet werden, und die Komponenten des kontraktant-plastischen Verzerrungsinkrementes (Gl. 35) werden durch partielle Ableitung des plastischen Potentials nach den Komponenten des Spannungstensors ermittelt.

Unter allgemeinen Spannungspfaden, die sowohl isotrope als auch deviatorische Spannungsänderungen beinhalten (z.B. auch im triaxialen Kompressionsversuch), treten elastische, kontraktant-plastische und dilatant-plastische Verzerrungen auf. Nachdem die elastischen und kontraktant-plastischen Anteile mit den vorstehenden Gleichungen errechnet werden können, ergeben sich die dilatant-plastischen Verzerrungen durch Subtraktion:

$$\varepsilon_{ij}^{pl1} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^{el} - \varepsilon_{ij}^{pl2} \quad . \qquad \text{(Gl. 39)}$$

Die Fließfläche f_1, bei deren Erreichen dilatant-plastische Verzerrungen eintreten, wählte Arslan nach Lade und Duncan (1975):

$$f_1 = \frac{I_1^3}{I_3} \quad . \qquad \text{(Gl. 40)}$$

Diese Fließfläche stellt im Hauptspannungsraum einen Konus dar, dessen Öffnungswinkel von f_1 abhängt (Bild 61).

Die Fließfläche hat die gleiche Form wie das Bruchkriterium von Lade (Gl. 10), d.h. f_1 wird im deviatorischen Grenzzustand zu k_1. Das andere Extrem des isotropen Spannungszustandes, bei dem der Deviator Null ist, bedeutet, daß $f_1 = 27.0$ ist und wird ab hier mit f_{1T} bezeichnet.

Damit eine Volumenzunahme im Grenzzustand erfaßt werden kann, darf die Fließregel nicht assoziiert sein, d.h. das plastische Potential g_1 muß ungleich der Fließfläche f_1 sein. Lade und Duncan fanden 1975 g_1 in ähnlicher Form wie f_1:

$$g_1 = I_1^3 - k_2 \cdot I_3 \quad . \qquad \text{(Gl. 41)}$$

k ist ein dimensionsloser Parameter, der spannungsabhängig ist und aus den Meßwerten errechnet wird zu:

$$k_2 = \frac{3I_1^2(1 - \Delta\varepsilon_3^{pl1}/\Delta\varepsilon_1^{pl1})}{\sigma_3(\sigma_1 - \sigma_3 \cdot \Delta\varepsilon_3^{pl1}/\Delta\varepsilon_1^{pl1})} \quad . \qquad \text{(Gl. 42)}$$

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß Gleichung 42 durch Einführung eines Stoffparameters A durch eine lineare Beziehung ersetzt werden kann:

$$k_2 = A \cdot (f_1 - f_{1t}) + f_{1t} \quad . \qquad \text{(Gl. 43)}$$

Die dilatant-plastischen Verzerrungen ergeben sich dann aus der Fließregel, wobei das plastische Potential g mit den Gleichungen 41 und 43 bestimmt wird.

$$\Delta\varepsilon_{ij}^{pl1} = \Delta\lambda_1 \cdot \frac{\partial g}{\partial\sigma_{ij}} \quad . \qquad \text{(Gl. 44)}$$

$\Delta\lambda_1$ wird durch das isotrope Verfestigungsgesetz bestimmt, für das Arslan einen quadratischen Ansatz für die dilatant-plastische Arbeit W_{pl1} mit den Parametern a, d_1 und d_2 macht:

$$f_1 - f_{1t} = \frac{W_{pl1}}{a + d_1 \cdot W_{pl1} + d_2 \cdot W_{pl1}^2} \quad . \qquad \text{(Gl. 45)}$$

Durch Ableitung von Gleichung 45 findet man das Inkrement der dilatant-plastischen Arbeit:

$$\Delta W_{pl1} = \frac{a \quad \Delta f}{\{1-(f_1-f_{1t})\ (d_1+d_2W_{pl1})\}^2-ad_2\ (f_1- f_{1t})^2} \quad . \qquad \text{(Gl. 46)}$$

Und $\Delta\lambda_1$ ergibt sich, weil es sich beim Verfestigungsgesetz um eine homogene Funktion dritten Grades handelt, zu:

$$\Delta\lambda_1 = \frac{\Delta W_{pl1}}{3g_1} \quad . \qquad \text{(Gl. 47)}$$

Um die dilatant-plastischen Verzerrungen errechnen zu können, müssen also die Parameter a, d_1 und d_2 für jeweils einen Versuch durch quadratische Regression nach Gleichung 45 bestimmt werden. d_1 ergibt sich dabei in guter Näherung als eine spannungsunabhängige Konstante, während Arslan für a einen Potenzansatz mit den Parametern k und n fand:

$$a = k \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n . \qquad \text{(Gl. 48)}$$

d_2 wird über die plastische Arbeit $(W_{pl1})_{Br}$ bei Erreichen des Bruchkriteriums k bestimmt:

$$d_2 = \frac{\frac{1}{k_1 - f_{1t}} - d_1}{(W_{pl1})_{Br}} . \qquad \text{(Gl. 49)}$$

Für die plastische Arbeit bei Erreichen des Bruchkriteriums machte Arslan wiederum einen Potenzansatz und führte den Parameter R ein:

$$(W_{pl1})_{Br} = R_f \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n . \qquad \text{(Gl. 50)}$$

Winselmann kritisierte 1984 an den Gleichungen 48 und 50 die Formulierung in Abhängigkeit von σ_3, weil σ_3 im Gegensatz zum Kompressionsbelastungsversuch bei Bauwerken keine Konstante ist. Winselmann modifizierte deshalb den Ansatz von Arslan im Verfestigungsgesetz, indem er eine Abhängigkeit statt von σ_3 von Invarianten des Spannungstensors einführte.

4.1.6 Ermittlung der Parameter für das Stoffgesetz von Arslan

Für die Ermittlung der Stoffparameter des Kies-Sandes aus Düsseldorf sind die Versuche 1 und 19 bis 25 (Bild 17) herangezogen worden.

Die elastischen Verzerrungen wurden während Ent- und Wiederbelastungen in Kompressionsversuchen gemessen und errechnen sich nach der Elastizitätstheorie zu:

$$\Delta\varepsilon_1^{el} = \frac{\Delta\sigma_1}{E_1} - \frac{2\mu_3\Delta\sigma_3}{E_3} \quad , \qquad \text{(Gl. 51)}$$

$$\Delta\varepsilon_3^{el} = \frac{(1 - \mu_3)\Delta\sigma_3}{E_3} - \frac{\mu_1\Delta\sigma_1}{E_1} \quad . \qquad \text{(Gl. 52)}$$

Aus Belastungskompressionsversuchen (σ_3 = konst, $\Delta\sigma_3 = 0$) errechnen sich der Elastizitätsmodul E_1 und die Querdehnzahl μ_1:

$$E_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1^{el}} \quad , \qquad \text{(Gl. 53)}$$

$$\mu_1 = - \frac{\Delta\varepsilon_3^{el}}{\Delta\varepsilon_1^{el}} \quad . \qquad \text{(Gl. 54)}$$

Die Parameter für die horizontale Richtung werden aus Kompressionsentlastungsversuchen ($\Delta\sigma_1 = 0$) bestimmt, wobei zwei lineare Gleichungen mit den Unbekannten E_3 und μ_3 zu lösen sind:

$$\Delta\varepsilon_1^{el} \cdot E_3 - 2 \cdot \Delta\sigma_3 \cdot \mu_3 = 0 \quad , \qquad \text{(Gl. 55)}$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_3^{el}}{\Delta\sigma_3} \cdot E + \mu = 1 \qquad \text{(Gl. 56)}$$

Um die plastischen Anteile durch die Hysteresis, die vernachlässigt werden soll, auszuschalten, wurden nur jeweils die ersten zwei oder drei Inkremente der Entlastung ausgewertet. Die so erhaltenen Elastizitätsmoduli E_1 bzw. E_3 sind in Bild 62 über dem Spannungsniveau f_2 (Gl. 31) aufgetragen.

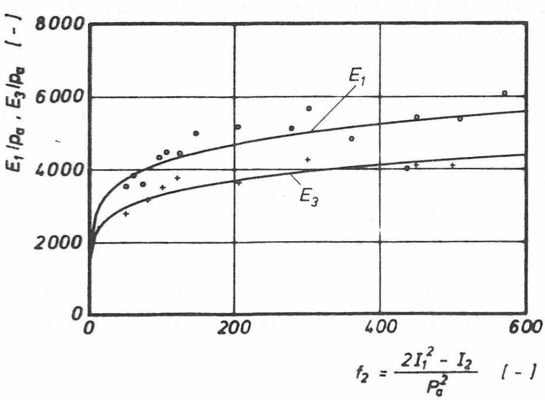


Bild 62: Elastizitätsmoduli E_1 und E_3 als Funktion des Kappenparameters f_2

Für E_1 ergibt sich nach Bild 42

$$E_1 = 1990 \cdot p_a \cdot f_2^{0,16}$$

und für E_3

$$E_3 = 1570 \cdot p_a \cdot f_2^{0,16} \quad .$$

Der Anisotropieindex x ergibt sich zu

$$\alpha = \frac{E_3}{E_1} = \frac{1570}{1990} = 0,79 \quad .$$

Die Querdehnzahlen μ_1 und μ_3 wurden nach Gleichung 54 bis 56 errechnet und sind in Bild 63 aufgetragen.

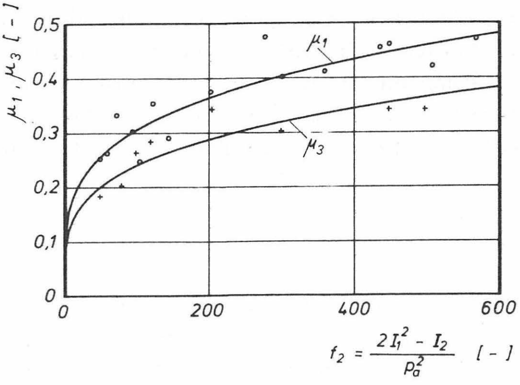


Bild 63 : Querdehnungszahlen ν_1 und ν_3 als Funktion des Kappenparameters f_2

Danach ergaben sich aus Regression in Bild 63 die Querdehnungszahlen nach dem Potenzgesetz von Arslan (Gl. 33) zu:

$$\mu_1 = 0{,}09 \cdot f_2^{0{,}26} \quad ,$$

$$\mu_3 = 0{,}07 \cdot f_2^{0{,}26} \quad .$$

Der Anisotropieindex α kann auch hieraus ermittelt werden und ergab sich zu:

$$\alpha = \mu_1/\mu_3 = 0{,}82 \quad .$$

Für die weiteren Auswertungen und für die späteren Nachrechnungen der Baugruben wurde mit dem Mittelwert $\alpha = 0{,}8$ gerechnet.

Von den Verzerrungen des isotropen Druckversuchs (Bild 19) wurden zunächst die elastischen Anteile abgezogen, die sich mit den ermittelten Parametern aus Gleichung 51 und 52 ergaben. Die Fließfläche f_2 ist mit dem plastischen Potential identisch (assoziierte Fließregel). Es müssen also nur Parameter gefunden werden für das Verfestigungsgesetz, nach dem sich die Kappe f_2 ausdehnt. Hierzu muß zunächst die Arbeit errechnet werden, die die Spannung auf den kontraktant-plastischen Verzerrungen leistet. Die Arbeit ergibt sich aus der Summation der Inkremente ΔW_{pl2} für den isotropen Druckversuch nach folgender Gleichung:

$$\Delta W_{pl2} = p \cdot \Delta\varepsilon_v^{pl2} \quad . \qquad \text{(Gl. 57)}$$

Dabei ist für p die allseitig gleiche Spannung in der Mitte des Inkrementes $\Delta\varepsilon_v^{pl2}$ einzusetzen. Die so errechnete plastische Arbeit ist in Bild 64 über der aktuellen Kappe f_2 aufgetragen, die ebenfalls für die Mitte des Inkrementes bestimmt wird.

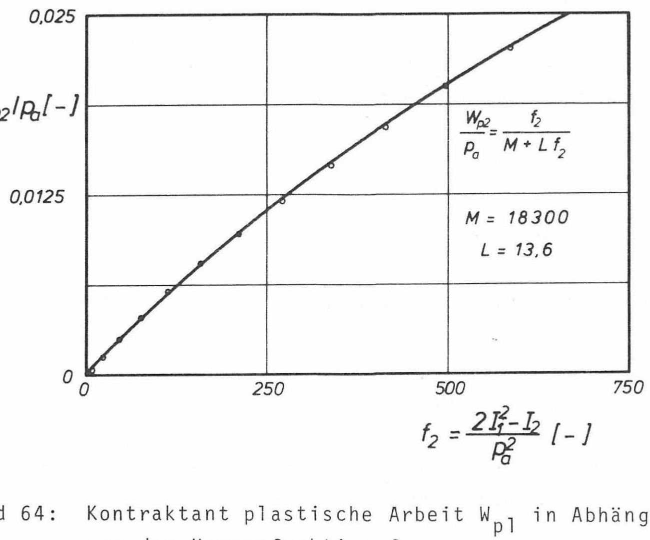


Bild 64: Kontraktant plastische Arbeit W_{pl} in Abhängigkeit von der Kappenfunktion f_2

Die Hyperbel (Gl. 37), die Arslan durch diese Meßwerte legte, findet man, indem man Gleichung 37 umformt und eine lineare Regression für folgende Beziehung durchführt:

$$\frac{f_2 \cdot p_a}{W_{pl2}} = M + L \cdot f_2 \quad . \qquad \text{(Gl. 58)}$$

Die mit 100%iger Korrelation gefundenen Parameter M = 18.300 und L = 13,6 formen eine Hyperbel, die in Bild 64 als Ausgleichsfunktion eingetragen ist:

Aus den Meßwerten der triaxialen Kompressionsversuche wurden zunächst die dilatant-plastischen Verzerrungen durch Abzug der kontraktant-plastischen und der elastischen Anteile errechnet. Dann wurde das plastische Potential (Gl. 41) bestimmt, das hier nicht gleich der Fließfläche ist (nicht assoziierte Fließregel). Für die Spannungen in der Mitte jedes Inkrements wurde der Parameter k_2 des plastischen Potentials nach Gleichung 42 errechnet und über der zugehörigen aktuellen Fließfläche f_1 aufgetragen. Alle Versuche zeigten hier identisch lineares Verhalten und konnten durch nur einen Parameter A beschrieben werden, der sich für den Kies-Sand aus Düsseldorf zu A = 0,43 ergab (Bild 65).

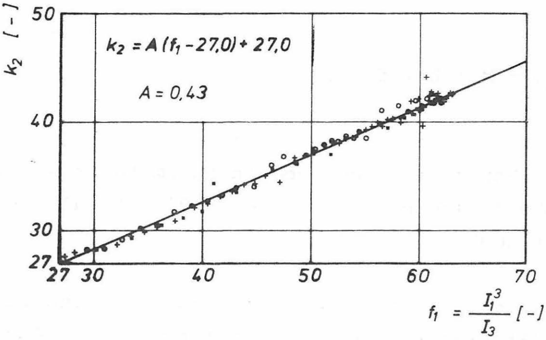


Bild 65: Parameter k_2 des plastischen Potentials in Abhängigkeit von der Konusfunktion f_1

Die für das Verfestigungsgesetz erforderlichen dilatant-plastischen Arbeiten wurden für diesen Versuchstyp inkrementell errechnet zu:

$$\Delta W_{pl1} = \sigma_1 \cdot \Delta\varepsilon_1^{pl1} + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \Delta\varepsilon_3^{pl1} \quad . \qquad \text{(Gl. 59)}$$

σ_1 ist in Inkrementmitte anzusetzen, während σ_3 während des Versuchs konstant bleibt. Die jeweilige Fließfläche über der zugehörigen plastischen Arbeit aufgetragen, ergab für jeden Versuch eine andere Arbeitslinie (Bild 66).

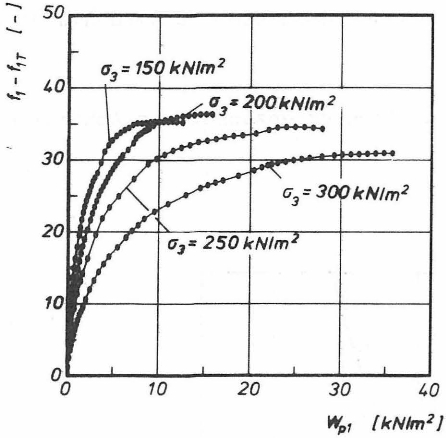


Bild 66: Dilatant plastische Arbeiten W_{pl} bei den dazugehörigen Spannungsniveaus $f_1 - f_{1T}$

Arslan näherte diese Kurvenverläufe durch parabolische Regressionen (Gl. 45) an, wobei sich für die vier oben dargestellten Versuche folgende Parameter a, d_1 und d_2 ergaben:

σ_3 kN/m²	a kN/m²	d_1 -	d_2 m²/kN
150	0,024	0,028	- 0,00032
200	0,038	0,027	- 0,00018
250	0,060	0,028	- 0,00007
300	0,107	0,032	- 0,00010

Bild 67: Parameter für die dilatant-plastische Arbeit

Der dimensionslose Parameter d_1 ergab sich hinreichend genau als eine spannungsunabhängige Konstante und wird als Mittelwert mit 0,03 angesetzt.

Für a formulierte Arslan einen Potenzansatz in Abhängigkeit von σ_3 (Bild 68).

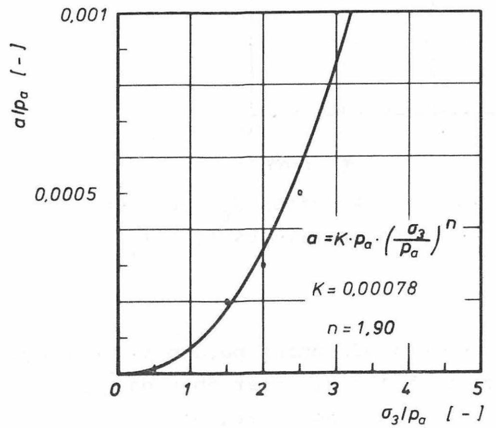


Bild 68: Ermittlung der Parameter K und n

Die Regressionsrechnung lieferte die Parameter k = 0,000078 und n = 1,90. Bei der geringen Zahl von Wertpaaren ist die Korrelation mit 99% erwartungsgemäß gut.

Die plastischen Arbeiten bei Erreichen des Bruchkriteriums näherte Arslan wiederum mit einem Potenzansatz in Abhängigkeit von σ_3 (Bild 69) an.

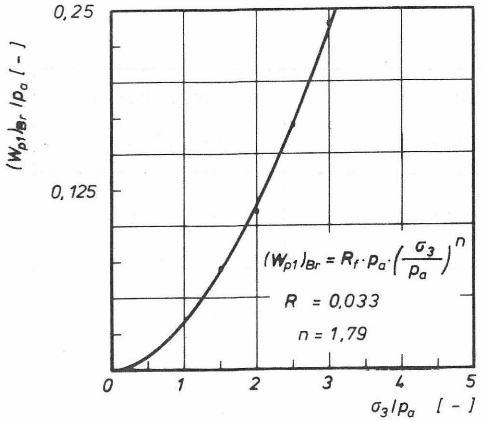


Bild 69: Ermittlung der Parameter R_f und n

Der Parameter R_f ergibt sich aus der Regression zu 0,033 und n zu 1,79. Arslan sah für die beiden Exponenten n der letzten beiden Regressionen nur einen identischen Parameter vor, der sich offenbar aus seinen Versuchen in gleicher Größe ergab. Für die weiteren Rechnungen wurden die hier errechneten Werte für n von 1,90 und 1,79 deshalb zu n = 1,85 gemittelt.

Alle am Kies-Sand aus Düsseldorf in Triaxialversuchen ermittelten Parameter für das Stoffgesetz von Arslan sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt und zum Vergleich dem Darmstädter Modellsand gegenübergestellt.

	Düsseldorfer Kies - Sand	Darmstädter Modellsand
Lagerungs dichte	mitteldicht	dicht
elastische Anteile	$k_{el} = 1990$ $n_{el} = 0,16$ $k_q \doteq 0,09$ $n_q = 0,26$ $\alpha = 0,80$	$k_{el} = 1550$ $n_{el} = 0,23$ $k_q = 0,44$ $n_q = -0,15$ $\alpha = 1,00$
kontraktant-plastische Anteile	$M = 18300$ $L = 13,6$	$M = 27320$ $L = 242,7$
dilatant-plastische Anteile	$A = 0,43$ $d_1 = 0,030$ $R_f = 0,033$ $n = 1,85$ $k = 0,000078$	$A = 0,44$ $d_1 = 0,030$ $R_f = 0,09$ $n = 1,50$ $k = 0,000057$
Bruchparameter	$k_1 = 61,7$	$k_1 = 73,2$

Bild 70: Tabelle der Parameter nach Arslan für zwei Böden

4.2 Berücksichtigung des Bauablaufs

Für die Berechnung der Baugruben waren in den üblichen FE-Programmen noch einige spezielle Zusätze bzw. Änderungen erforderlich, um den Bauablauf simulieren zu können.

4.2.1 Primärspannungszustand

Der Berechnungsausschnitt, der nach den Messungen entsprechend groß gewählt wurde, muß zu Beginn der Rechnung entsprechend der geologischen Auflast unter Spannung gesetzt werden. Der Seitendruckbeiwert k_o wurde dabei nach der experimentell begründeten Gleichung

$$k_o = 1 - \sin\varphi \qquad \text{(Gl. 60)}$$

angesetzt, die bei rolligen Böden gut zutrifft.

Im Primärspannungszustand (Gl. 60) liegt der Ausnutzungsgrad nichtbindiger Böden (Gl. 27) zwischen 0,66 und 0,73. Die beiden untersuchten mitteldicht gelagerten Böden aus Düsseldorf und Braunschweig haben im Primärspannungszustand Ausnutzungsgrade von 0,70 und 0,69.

Im rechnerischen Primärspannungszustand war die Schlitzwand bereits ausgehoben und betoniert. Dabei wurde davon ausgegangen, daß die örtlichen Entspannungen des Bodens nahe eines suspensionsgestützten Schlitzes nach dem Betonieren und beim Ausheben des nächsten Schlitzes durch räumliche Spannungsumlagerung ausgeglichen werden. Der Hintergrund dieser Überlegung war, daß in einem horizontalen Schnitt die Summe der Horizontalspannungen aus Gleichgewichtsgründen erhalten bleiben muß (Bild 71).

Bild 71 zeigt, daß die Spannungszunahme durch das Schlitzen später durch die Umlagerung von den Nachbarschlitzen her wieder ausgeglichen werden kann. Örtliche Störungen sind jedoch nicht ausgeschlossen.

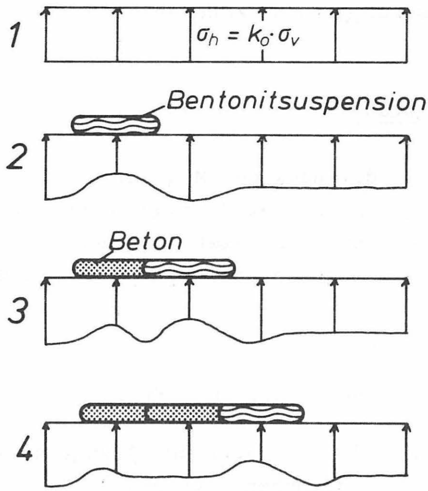


Bild 71: Qualitative Spannungsumlagerungen bei der Schlitzwandherstellung

4.2.2 Simulation des Bodenaushubs

Zunächst waren alle Bodenzonen - auch die Aushubbereiche - mit einem Elementnetz überzogen. Innerhalb einer Aushubphase wurden die betreffenden Elemente "entmaterialisiert", d.h. sie erhielten eine sehr kleine Steifigkeit nahe Null. Damit sich diese Maßnahme numerisch nicht allzu stark auf das Gleichungssystem auswirkte, wurden die in der Luft liegenden Knoten festgehalten (Bild 72). Die an der neuen Peripherie des Systems liegenden und zu entfernenden "Luftelemente" mußten spannungslos werden. Die in diesen Elementen herrschenden Spannungen wurden deshalb in Knotenkräfte umgewandelt und als Entlastung der Baugrubensohle und der Wand angesetzt.

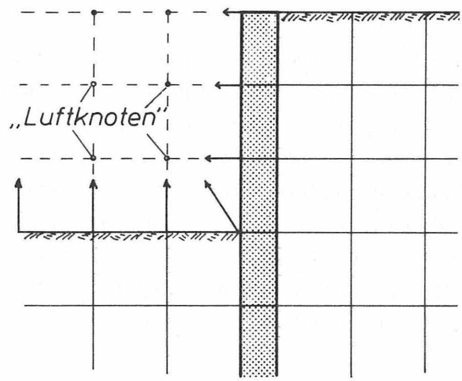


Bild 72: Simulation des Bodenaushubs

Der Aushubvorgang wurde im Programm automatisiert. Der Gesamtaushub wird in fünf bis acht Schritten vorgenommen, wobei die Spannungen und Verformungen von Schritt zu Schritt summiert werden.

4.2.3 Wasserüberdruck

Die Stoffgesetze sind in effektiven Spannungen formuliert. Deshalb wurde im Primärspannungszustand der Wasserdruck nicht berücksichtigt und die Wichte unter Auftrieb angesetzt.

Wird innerhalb der Baugrube kurz vor dem Aushub das Grundwasser abgesenkt, steht hinter der Wand ein Wasserüberdruck, der - in Knotenkräfte umgerechnet - als äußere Belastung auf die Wand in die Berechnung eingeführt wurde.

4.2.4 Rechnerischer Einbau von Ankern oder Steifen

Anker oder Deckenscheiben befinden sich bereits vor ihrem Einbau als Stabelemente im Netz, haben allerdings noch keine Steifigkeit. Die reale Steifigkeit bekommen sie mit dem Einbau.

Die Vorspannung der Anker wird rechnerisch berücksichtigt, indem gegen die Wand eine Druckkraft aufgebracht wird, die der Festlegelast der Anker entspricht. Diese Druckkraft ist mit einer gleichzeitig anzusetzenden Zugkraft am Verpreßkörper im Gleichgewicht. Die Zugkraft wird über die Länge des Verpreßkörpers auf mehrere Knoten des FE-Netzes verteilt, um eine der Wirklichkeit ähnliche Verteilung der Kraftübertragung in den Boden zu erreichen. Mit dieser Methode können die Vorspannkräfte in ihrer Wirkung auf die Baugrubenwand und den Boden berücksichtigt werden.

Mit dem Stoffgesetz von Schad (1979) und den dafür ermittelten Parametern wurden für die Baugruben der West LB (rückwärtige Verankerung) und der Deutschen Bank in Düsseldorf (Deckenaussteifung) Vergleichsrechnungen durchgeführt. Für dieselbe Baugrube hat Winselmann (1984) FE-Berechnungen mit dem Stoffgesetz von Arslan durchgeführt.

4.3 FE-Berechnungen für eine Baugrube mit rückwärtiger Verankerung

Die Meßquerschnitte der Baugrube West LB unterschieden sich vor allem hinsichtlich der Ankervorspannungen, die je nach Nachbarbebauung für aktiven, erhöhten aktiven Erddruck oder Erdruhedruck bemessen waren (Ulrichs, 1980). Die Ergebnisse Der FE-Berechnungen für die verschiedenen Meßquerschnitte sind qualitativ ähnlich. Hier wird der Meßquerschnitt 5 (aktiver Erddruck) dargestellt, der auch hinter der Wand mit Extensometern und Deflektometern zur Erfassung des gesamten Verformungsfeldes ausgerüstet war. Das umfangreiche Meßprogramm an diesem Querschnitt erlaubt vielfältige Vergleiche der FE-Ergebnisse mit den Messungen.

4.3.1 Ergebnisse

Bei den hier durchgeführten Berechnungen wurden folgende Randbedingungen angesetzt: Der untere Rand des Berechnungsausschnittes (s. z.B. Bild 73) wurde horizontal und vertikal unverschieblich angenommen, während am linken und am rechten Rand des Ausschnittes nur die horizontalen Verformungen zu Null gesetzt wurden. Die mit dem Stoffgesetz von Schad errechneten Verformungen sind als Verschiebungsfeld für den Endzustand in Bild 73 dargestellt. In Bereichen enger Elementeinteilung wurden einige Verschiebungspfeile fortgelassen, die etwa gleiche Größe wie die der Nachbarknoten aufwiesen.

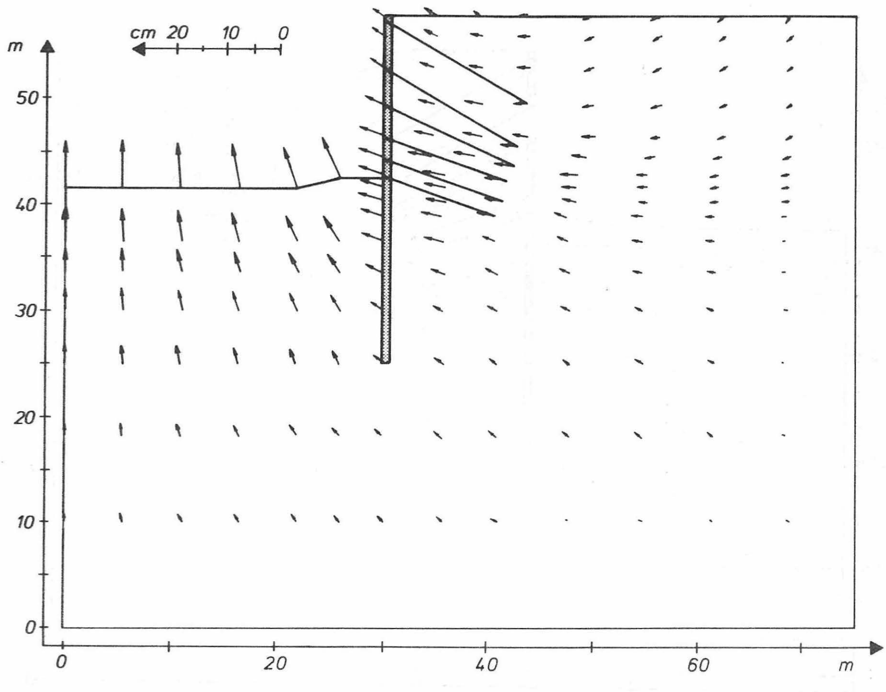


Bild 73: Verformungsfeld nach FE-Berechnung (Baugrube West LB)

Die maximale rechnerische Horizontalverformung der Schlitzwand beträgt knapp oberhalb der Aushubsohle 48 mm, die Hebung der Sohle 80 mm. Hebungen ergaben sich rechnerisch auch an der Geländeoberfläche hinter der Wand. Erst in einer Entfernung von ca. 15 m wurden hinter der Wand Setzungen berechnet.

Auch das FE-Ergebnis zeigt, daß die Wand im oberen Drittel geringere Verformungen aufweist als im mittleren Drittel. Die rückwärtige Verankerung bewirkt außerdem, daß erhebliche Verformungen noch in relativ großer Entfernung von der Baugrube auftreten. Die Linien gleicher resultierender Verformung, die nach den Ergebnissen der FE-Berechnung gezeichnet wurden, sind in Bild 74 dargestellt. Darin weist der Bereich hinter den Verpreßkörpern rechnerische Verformungen von bis zu 36 mm auf.

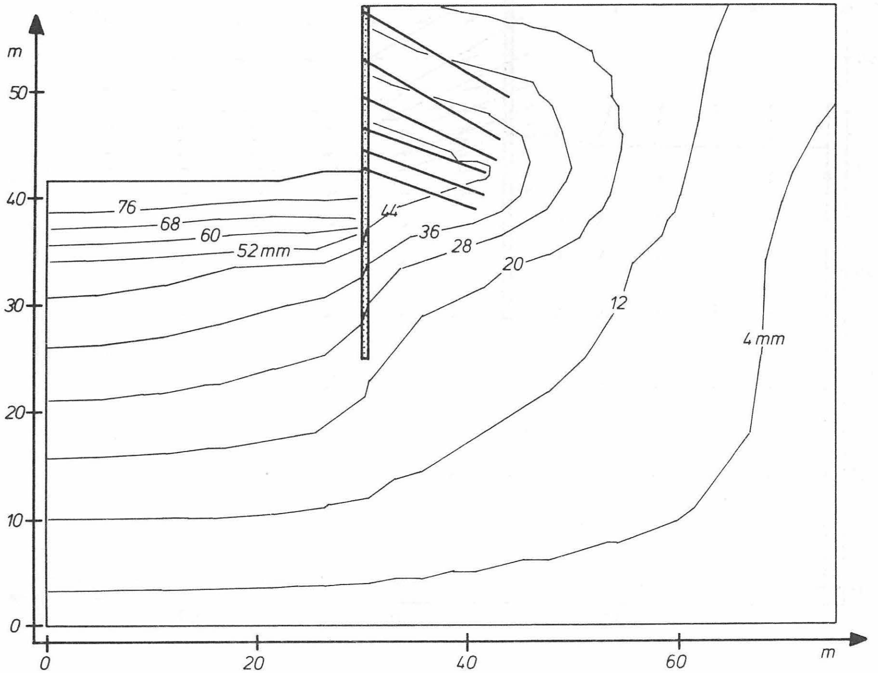


Bild 74: Linien gleicher resultierender Verformung nach FE-Berechnung (Baugrube West LB)

Bild 75 zeigt, daß bei rückwärtiger Verankerung große Bodenbereiche vom Ausnutzungsgrad 0,7 des primären Spannungszustands entlastet wurden. Vor dem Wandfuß und hinter den Verpreßkörpern der Anker wurde das Mohr-Coulombsche Kriterium erreicht (s = 1,0).

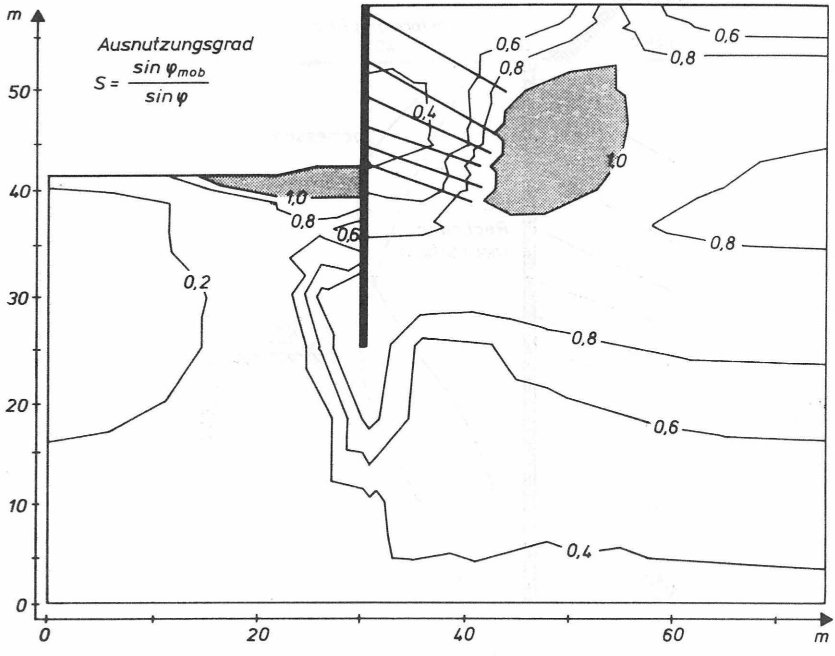


Bild 75: Linien gleichen Ausnutzungsgrades nach FE-Berechnung (Baugrube West LB)

4.3.2 Vergleich mit Bauwerksmessungen

Die errechneten Horizontalverformungen der Wand sind der gemessenen Biegelinie in Form und Größe ähnlich (Bild 76). Das nach unten verschobene Maximum der errechneten Biegelinie zeigt, daß mit den ermittelten Eingangsparametern das Fußauflager rechnerisch zu nachgiebig betrachtet wurde.

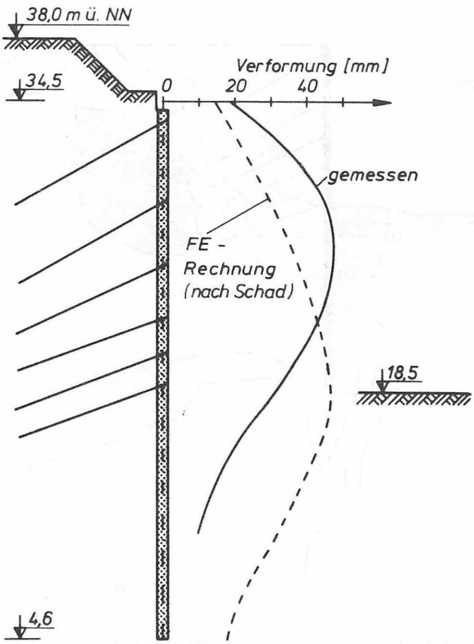


Bild 76: Gemessene und berechnete Horizontalverformungen der Wand (Baugrube West LB, MQ5)

Durch Variation der Bodenparameter kann die Biegelinie in den Bereich der Meßgenauigkeit von ± 5 mm gebracht werden. Dieser Schritt wurde nicht vorgenommen, weil die Setzungen an der Gelängeoberfläche so extrem von den gemessenen Werten abwichen (Bild 78), daß eine Parametervariation hier wahrscheinlich keine Abhilfe geschaffen hätte.

Die Berechnungen mit dem Stoffgesetz von Arslan nach Winselmann (1984) zeigen für den Meßquerschnitt 1 der Baugrube West LB ganz ähnliche Ergebnisse (Bild 77).

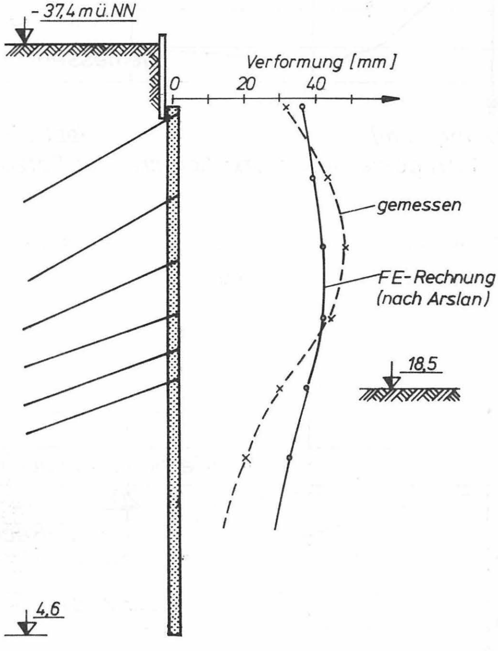


Bild 77: Berechnung der Horizontalverformung der Wand (Baugrube West LB, MQ1) nach Winselmann (1984)

Auch hinsichtlich der Setzungen hinter der Wand (Bild 79) zeigen die Berechnungen mit dem Stoffgesetz von Arslan mit der Modifikation von Winselmann (1984) prinzipiell dieselben Abweichungen von den Messungen in situ wie die Berechnungen mit dem Stoffgesetz von Schad (Bild 78).

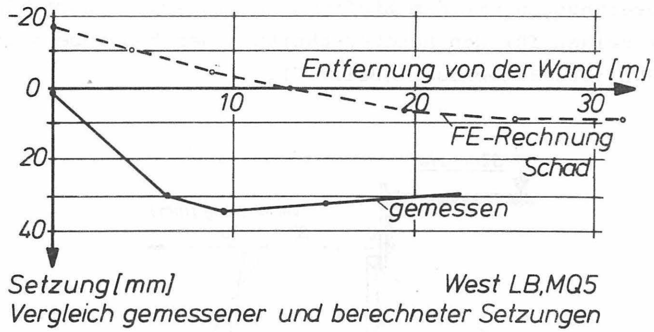


Bild 78: Berechnung der Setzungen mit dem Stoffgesetz von Schad (Baugrube West LB, MQ5)

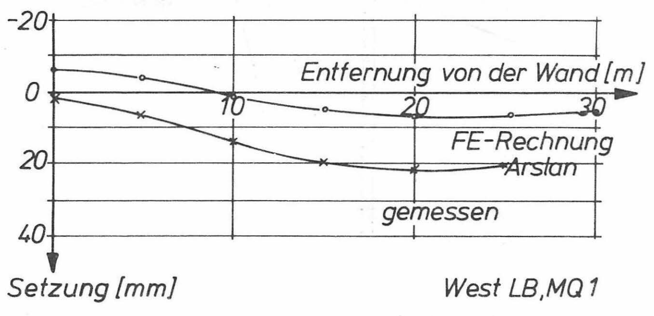


Bild 79: Berechnung der Setzungen mit dem Stoffgesetz von Arslan (Baugrube West LB, MQ1) (Winselmann 1984)

Bei den in Bild 78 und 79 eingetragenen gemessenen Setzungen sind die Anteile, die durch die Erschütterungen der Ankerrammung entstanden sind, nicht berücksichtigt, weil sie mit den Annahmen der vorliegenden FE-Rechnung nicht berechnet werden können.

Ein Vergleich der Bilder 78 und 79 zeigt, daß die fehlende Berücksichtigung der Dilatanz im Stoffgesetz von Schad nicht die Ursache für die fehlerhafte Setzungsberechnung ist. Die Anwendung des theoretisch leistungsfähigeren Stoffgesetzes von Arslan mit Berücksichtigung der Dilatanz hat für tiefe Baugruben keine entscheidenden Vorteile, sondern ist vielmehr mit erheblich größerem versuchstechnischen und numerischen Aufwand verbunden. Weil sich gezeigt hat, daß der Stoffansatz von Arslan für FE-Berechnungen von Baugruben keine Fortschritte bringt, wurde dieser Weg nicht weiter verfolgt. Die folgenden Berechnungen wurden mit dem Stoffgesetz von Schad erzielt. Eine abschließende Diskussion der Abweichung von FE-Berechnung und Messung folgt im Kapitel 4.5.

Eine gute Übereinstimmung wurde für die Spannungen in einem vertikalen Schnitt direkt hinter der Wand erzielt (Bild 80). Bei den rückgerechneten Spannungen aus den Ankerkräften wurde davon ausgegangen, daß der Einflußbereich eines Ankers bis in die Mitte des Feldes zum nächsten Anker reicht. Das Vergleichsergebnis der FE-Rechnung enthält den errechneten Erddruck und den vorgegebenen Wasserdruck.

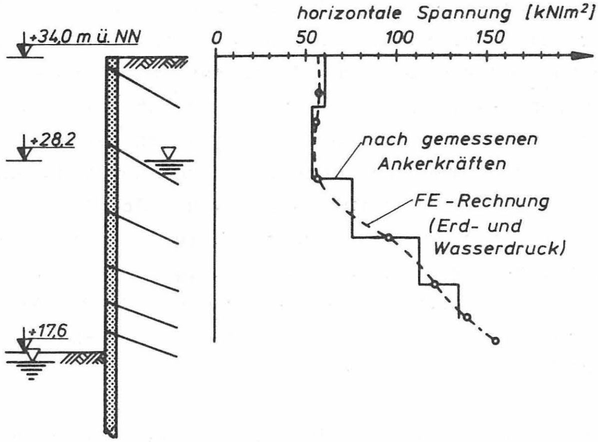


Bild 80: Horizontalspannungen hinter der Wand (West LB)

4.4 FE-Berechnungen für eine Baugrube mit geschoßweiser Deckenaussteifung

Die Baugrube der Deutschen Bank wurde ebenfalls als ebenes Kontinuum mit Finiten Elementen berechnet. Zur Diskussion der Ergebnisse wird der Meßquerschnitt 1 ausgewählt, an dem die meisten Messungen durchgeführt wurden.

4.4.1 Ergebnisse

Wegen der steifen Abstützung durch die Decken hatte die Wand im Vergleich zur West LB Verformungen, die etwa nur halb so groß waren, obwohl Aushubtiefe und Bodenverhältnisse gleich waren. Wegen der gleichzeitigen Belastung aus dem Hochbau, die über Primärstützen und über die Schlitzwände abgetragen wurde, wurde auch nur ein relativ kleiner Bodenbereich durch den Baugrubenaushub verformt (Bild 81).

Das Mohr-Coulombsche Kriterium wurde nur in einem etwa 2 m tiefen Keil unterhalb der Aushubsohle vor dem Wandfuß erreicht. Ansonsten verblieb der ganze Bodenkörper in einem ausgeglichenen Ausnutzungsgrad von 0,6 bis 0,8 (Bild 82).

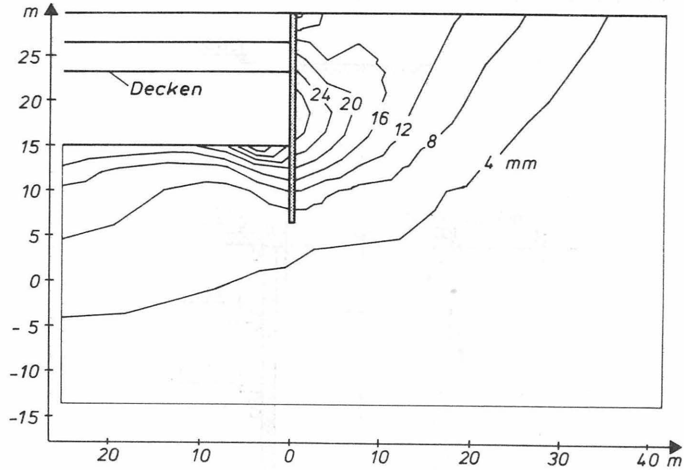


Bild 81: Linien gleicher resultierender Verformung nach FE-Berechnung (Baugrube Deutsche Bank)

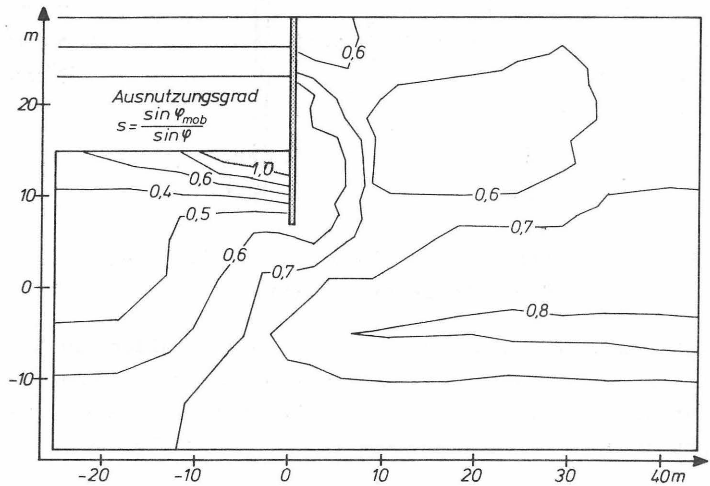


Bild 82: Linien gleicher Ausnutzungsgrade nach FE-Berechnung (Baugrube Deutsche Bank)

Die Erddruckverteilung, die mit der Methode der Finiten Elemente für die Bauweise der geschoßweisen Deckenaussteifung berechnet wurde, zeigt Bild 83.

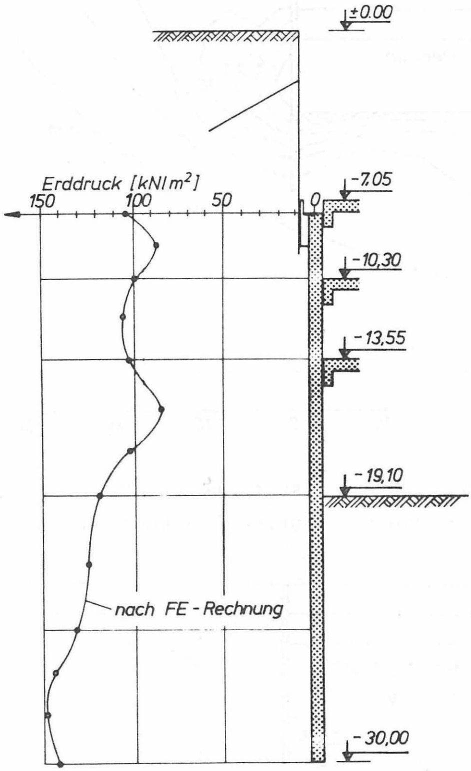


Bild 83: Erddruckverteilung nach FE-Rechnung (Baugrube Deutsche Bank)

Im Endaushubzustand bog sich die Wand vor allem unterhalb der dritten Decke durch, weshalb dort die niedrigsten Erddrücke auftraten. Oberhalb der dritten Decke traten mit abnehmenden Verformungen rechnerisch etwas größere Erddrücke auf.

4.4.2 Vergleich mit Bauwerksmessungen

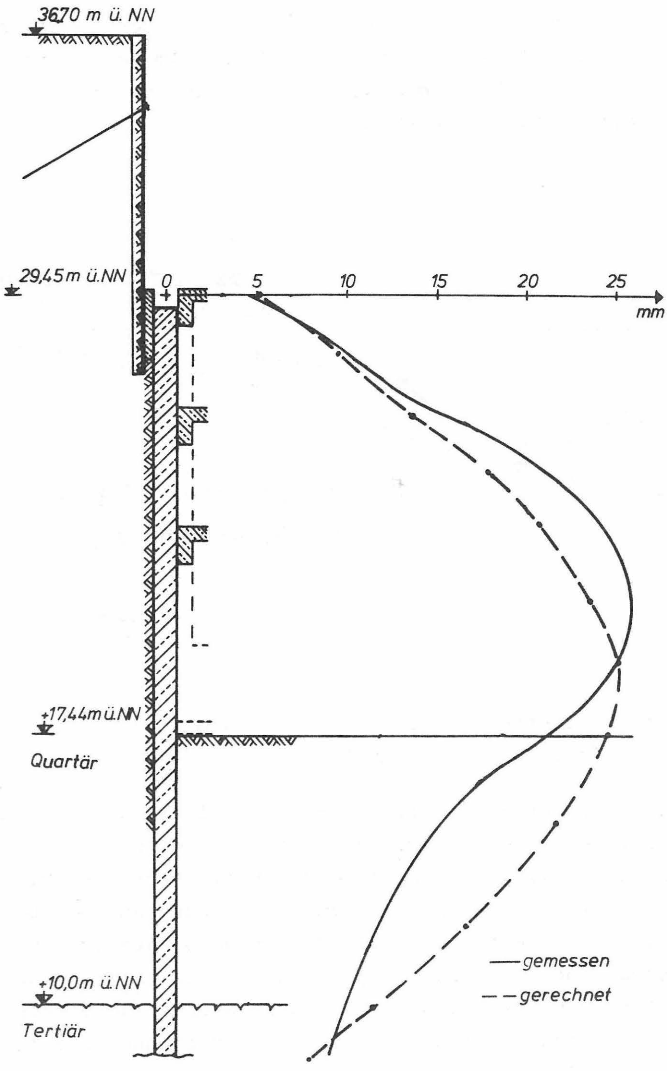


Bild 84: Horizontalverformungen der Wand (Baugrube Deutsche Bank)

Ein Vergleich der gemessenen und gerechneten Horizontalverformungen der Wand zeigte relativ gute Übereinstimmung (Bild 84). Auch hier unterschätzte die Berechnung die Einspannung der Wand.

Die Setzungen der Geländeoberfläche stimmten besser als bei der West LB mit der Messung überein (Bild 85). Im Gegensatz zur West LB trug hier allerdings die Schlitzwand während des Aushubs schon Vertikallasten aus dem Hochbau.

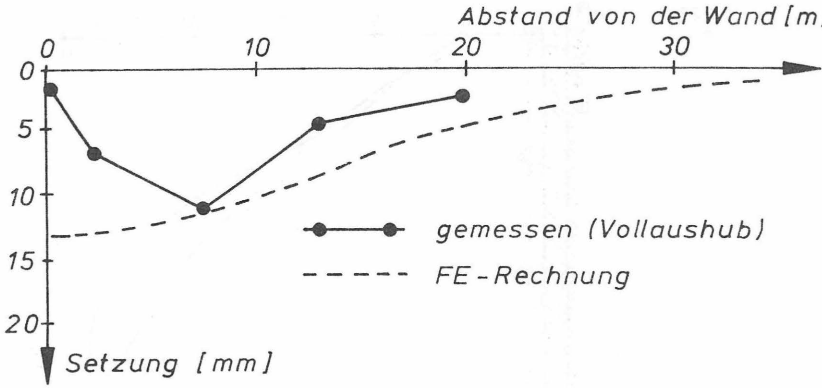


Bild 85: Berechnung der Setzungen mit dem Stoffgesetz von Schad (Baugrube Deutsche Bank)

Bei der Deutschen Bank setzten sich sowohl die gemessenen als auch die berechneten Setzungen aus zwei Anteilen zusammen: Setzungen aus der Horizontalverformung der Schlitzwand und Mitnahmesetzungen aus der vertikalen Hochbaubelastung auf der Schlitzwand. Im Vergleich zur West LB (Bild 78) ist davon auszugehen, daß die Abweichungen der FE-Berechnung von der Wirklichkeit sich in den beiden Anteilen der Setzung hier günstig überlagert haben. Der Anteil aus Mitnahmesetzung ist in der Berechnung zu groß, weil die berechneten 13 mm Setzung direkt an der Wand deutlich von den 2 mm der Messung abweichen.

4.5 Beurteilung der FE-Ergebnisse

Mit den Finiten Element Berechnungen sowohl mit dem Stoffgesetz von Schad als auch von Arslan konnten die Horizontalverformungen der Wände und die Horizontalspannungen im Boden in relativ guter Übereinstimmung zu den Meßergebnissen nachvollzogen werden. Ein weiteres wesentliches Ziel, nämlich die zutreffende Berechnung der Setzungen, konnte mit beiden Stoffgesetzen nicht erreicht werden. Die Ursachen hierfür sind:

1. Mit einem linearen Stoffansatz für die Kontaktelemente wird die Interaktion zwischen Beton und Boden unzulänglich erfaßt. Über das Verhalten der Kontaktzonen liegen jedoch bisher kaum Erfahrungen vor.

2. Bei verankerten Wänden ist die zutreffende rechnerische Erfassung der Relativverformung zwischen Verpreßkörper und Boden schwierig.

3. Die untersuchten Laborproben zur Ermittlung der Stoffgesetzparameter weichen wegen der unvermeidlichen Störung bei der Entnahme von im situ Verhalten ab. Obwohl es nie vollständig gelingt, beim Einbau der Probe im Labor die natürliche Lagerungsdichte wieder herzustellen, sind Laborversuche z.Z. die einzige Methode, um die Stoffgesetzparameter für numerische Anwendungen abzuleiten.

4. Örtliche Inhomogenitäten, z.B. Findlinge im Geröll, können das Verformungsverhalten stören.

5. Anisotropes Bodenverhalten und Dilatanz im Grenzzustand wird vom Stoffgesetz von Schad nicht erfaßt. Diesen Nachteil haben elasto-plastische Stoffgesetze, z.B. das von Arslan (1980) nicht.

Die genannten Ursachen sind in der Reihenfolge geordnet, in der sie wahrscheinlich für die zu kleinen berechneten Setzungen maßgeblich sind.
Der Vergleich der Bilder 78 und 79 hat gezeigt, daß bei Baugruben die fehlende Berücksichtigung der Dilatanz im Stoffgesetz keine

entscheidenden Fehler bringt. Der vorgenannte Punkt 5 hat demnach für die Erklärung der rechnerischen Abweichungen von den Meßergebnissen die geringste Bedeutung.

Weil sowohl der versuchstechnische als auch der numerische Aufwand (unsymmetrische Gleichungssysteme) für elasto-plastische Stoffgesetze gegenüber Stoffgesetzen mit variablen Moduln sehr viel größer ist, ohne daß sich die Ergebnisse maßgeblich verbessern, wird für tiefe Baugruben die Anwendung elasto-plastischer Stoffmodelle nicht empfohlen.

Die berechneten Hebungen hinter der Wand (Bilder 78 und 79) zeigen, daß die Entlastung der Baugrubensohle sich im Gegensatz zur Messung rechnerisch auch hinter der Wand ausgewirkt hat. Dieser Effekt läßt sich am ehesten mit der unzulänglichen Erfassung der Interaktion zwischen Boden und Schlitzwand erklären. Die mangelnde Übereinstimmung von gemessenen und mit Finiten Elementen berechneten Setzungen und der damit verbundene hohe numerische Aufwand erfordern, daß die technischen Anwendungsmodelle weiterentwickelt werden.

5. Berechnungsvorschläge für tiefe Baugruben

Die Probleme bei der Berechnung tiefer Baugruben (Kap. 1.1) - stichpunktartig zusammengefaßt - sind:

- Nachweis der Standsicherheit der einzelnen Verbauteile nach Ermittlung der Schnittgrößen (Biegemomente der Wand, Ankerkräfte, usw.).
- Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Systems aus Verbau und Boden.
- Berechnung der horizontalen Verformungen der Baugrubenwand und des Bodens.
- Berechnung der Setzungen hinter der Wand.

Die Modelle, mit denen tiefe Baugruben berechnet werden, müssen möglichst wirklichkeitsnah und dabei so wenig rechenaufwendig wie nötig sein. Das Kontinuumsmodell mit Finiten Elementen ermittelt zu allen vier genannten Problemen innerhalb eines Rechenganges Ergebnisse, benötigt dazu aber einen Großrechner mit relativ viel Kernspeicher und viel Rechenzeit. Weil außerdem die Ergebnisse der Setzungen mit Finiten Elementen nicht ausreichend genau mit den Messungen übereinstimmen (Kap. 4), werden Beiträge zur Anwendung technischer Modelle geliefert, die hauptsächlich auf die Setzungsberechnung abzielen.

Um die Gefährdung der Nachbarbebauung abschätzen zu können, wurde die Setzungsberechnung als Hauptziel dieser Arbeit formuliert. Das Verfahren, das dazu vorgeschlagen wird, nimmt ideal-starr-plastisches Bodenverhalten an und benötigt als Randbedingung die horizontalen Verformungen der Baugrubenwand.

Auf dem Weg zur Setzungsberechnung ist vorher der dritte der oben genannten Problempunkte, die Berechnung der horizontalen Verformungen der Baugrubenwand, zu bearbeiten. Es wird hierzu untersucht, unter welchen Randbedingungen ein elastisches Modell der Wand als Durchlaufträger hinreichend zutreffende Ergebnisse liefert. Die Stützungen werden dabei als Einzelfedern und das Erdauflager nach dem Bettungsmodulverfahren betrachtet. Hinter der Wand werden Erd- und Wasserdruck als Lasten angesetzt.

Der auf den elastisch gebetteten Balken anzusetzende Wasserdruck ist kaum strittig, wohingegen zur Größe und Verteilung des Erddrucks Annahmen zu treffen sind. Der Ansatz der Bodenparameter wird im Folgenden zuerst behandelt, weil davon der Erddruck maßgeblich abhängt.

Tiefe Baugrubenwände und deren Aussteifung werden heute in der Bundesrepublik Deutschland nach den Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" (EAB, Weißenbach, 1980) bemessen. Hinsichtlich der anzusetzenden Bodenparameter gelten die Empfehlungen des Arbeitskreises "Ufereinfassungen" (EAU, Lackner, 1981). Das Ziel der in diesem Kapitel folgenden Vorschläge ist es, die genannten Empfehlungen zu ergänzen.

5.1 Ansatz der Bodenparameter

Für die Ermittlung des Erddrucks nach der klassischen Theorie von Mohr und Coulomb werden die Wichte des Bodens γ, der innere Reibungswinkel φ und die Kohäsion c benötigt. Bei geschichtetem Baugrund werden diese Parameter für jede Schicht ermittelt. In der heutigen Entwurfspraxis wird dann daraus der Erddruck Schicht für Schicht berechnet, was zu unstetigen Erddruckfiguren mit Knicken und Sprüngen führt.

Die Ungenauigkeit bei der Ermittlung der Parameter rechtfertigt oft nicht die Unterteilung in Einzelschichten. Daher kann die Erddruckverteilung in erster Näherung als homogen betrachtet werden, wobei für die Parameter Mittelwerte aus denen der Schichten angesetzt werden können.

In Anlehnung an einen Vorschlag von Gudehus (1981, S. 138) sollten die Mittel der verschiedenen Bodenparameter entsprechend den Schichtanteilen am theoretischen aktiven Erddruck gewichtet werden.

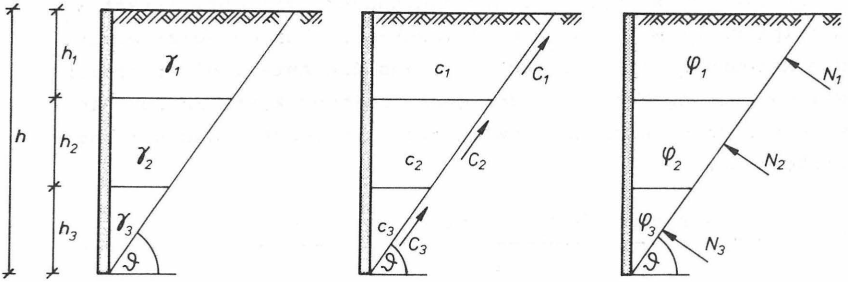


Bild 86: Bezeichnungen zur Mittelung der Bodenparameter

Gudehus hat die Formeln für die gewichteten Mittel für ein Zweischichten-System angegeben. Die Gleichungen von 61 bis 63 geben die Mittelung für drei Schichten nach Bild 86 an. Die mittlere Wichte $\bar{\gamma}$ wird entsprechend den Flächenanteilen der Schichten am Gleitkeil gebildet:

$$\bar{\gamma} = \frac{(h_1^2+2h_1h_2+2h_1h_3)\gamma_1+(h_2^2+2h_2h_3)\gamma_2+h_3^2\ \gamma_3}{h^2} \quad . \qquad \text{(Gl. 61)}$$

In Gleichung 61 sind die Schichtdicken und die Wichten nach Bild 86 einzusetzen. Der Sonderfall eines Systems aus nur zwei Schichten kann durch $h_3 = 0$ berücksichtigt werden.

Die mittlere Kohäsion $\bar{c}$ ergibt sich aus den Längenanteilen an der Gleitfuge und wird der Vollständigkeit halber mitangegeben:

$$\bar{c} = \frac{c_1 \cdot h_1+c_2 \cdot h_2+c_3h_3}{h} \quad . \qquad \text{(Gl. 62)}$$

Unter der Annahme, daß der Druck senkrecht zur Gleitfuge proportional zur Tiefe ist, stehen die schichtweisen Normalkräfte N_i in einem festen Verhältnis zueinander. Die Normalkraft N_i multipliziert mit $\tan\varphi_i$ (Coulombsches Reibungsgesetz) ergibt die Reibungskraft einer Schicht. Aus den Anteilen der schichtweisen Reibungskräfte an der Gesamtreibungskraft in der Gleitfuge errechnet sich der gewichtete Mittelwert $\bar{\varphi}$ des Reibungswinkels zu:

$$\bar{\varphi} = \frac{h_1^2\varphi_1 + (h_2^2+2h_1h_2)\varphi_2 + (h_3^2+2h_1h_3+2h_2h_3)\varphi_3}{h^2} \quad . \qquad \text{(Gl. 63)}$$

Der Fall von nur zwei Schichten ist in den Gleichungen 61 bis 63 enthalten. Bei mehr als drei Schichten werden die Gleichungen unhandlich groß. Daher kann hierfür das Bodenprofil durch einfache arithmetische Mittel der Parameter benachbarter, dünner Schichten vereinfacht werden.

Bei nichtbindigen Böden hat der Reibungswinkel einen entscheidenden Einfluß auf den Erddruck. Für langgestreckte Baugrubenwände gilt der ebene Verformungszustand (EVZ), für den in "echten" Dreiaxialzellen in allen Versuchsserien (Kap. 2.4.1.2) höhere Reibungswinkel ermittelt wurden als in üblichen dreiaxialen Kompressionsversuchen. Diese Tatsache wird auch in der Empfehlung 92 der EAU berücksichtigt, indem der aus dreiaxialen Kompressionsversuchen ermittelte Reibungswinkel für die Berechnung langgestreckter Bauwerke pauschal um 10% erhöht werden darf.

Die Erhöhung des Reibungswinkels nach der Empfehlung 92 der EAU ist auf dichtgelagerte rollige Böden beschränkt, die im dreiaxialen Kompressionsversuch einen relativ hohen Reibungswinkel zeigen. Zur Verallgemeinerung und näheren Erläuterung der Empfehlung 92 wird ein Erhöhungsfaktor f vorgeschlagen, der in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ aus dreiaxialen Kompressionsversuchen formuliert wird.

Mit dem Bruchkriterium von Lade (Kap. 2.4.1.2), das sowohl für ebene Verformung als auch für dreiaxiale Kompression gilt, kann der Erhöhungsfaktor f zur Bestimmung des Reibungswinkels für ebene Verformung φ_{EVZ} analytisch ermittelt werden. Dazu wird nach dem Kriterium von Lade die aufnehmbare Deviatorspannung d_L für den ebenen Verformungszustand mit dem Mittelwert p der drei Hauptspannungen (Gl. 2) und dem Bruchparameter k_1 (Gl. 10) berechnet.

Das Kriterium von Lade (Gl. 10) kann wie das Kriterium von Mohr-Coulomb (Gl. 6) durch die mittlere Hauptspannung p (Gl. 2), den Deviator d (Gl. 4) und dessen Orientierung ϑ (Gl. 5) ausgedrückt werden. Die Gleichung 10 ergibt mit Gleichung 2:

$$k_1 = \frac{I_1^3}{I_3} = \frac{27p^3}{\sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3} \quad . \qquad \text{(Gl. 10)}$$

Aus den Gleichungen 2 und 5 folgt

$$\sigma_1 = p + \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot d \cdot \cos\vartheta \quad . \qquad \text{(Gl. 64)}$$

Die übrigen beiden Hauptspannungen ergeben sich aus den Gleichungen 4 und 5 zu:

$$\sigma_2 = p - \frac{\sqrt{6}}{6}\, d \cos\vartheta + \frac{\sqrt{2}}{2}\, d \sin\vartheta \quad , \qquad \text{(Gl. 65)}$$

$$\sigma_3 = p - \frac{\sqrt{6}}{6}\, d \cos\vartheta - \frac{\sqrt{2}}{2}\, d \sin\vartheta \quad . \qquad \text{(Gl. 66)}$$

Setzt man die Gleichungen 64 bis 66 in das Kriterium von Lade (Gl. 10) ein, ergibt sich:

$$p^3 - \frac{1}{2}d^2p + d^3\left(\frac{\sqrt{6}}{6}\cos\vartheta\left(\frac{1}{3}\cos^2\vartheta - \sin^2\vartheta\right)\right) - \frac{27p^3}{k_1} = 0 \qquad \text{(Gl. 67)}$$

Für den kompressiven Spannungspfad ($\vartheta=0^{\circ}$) stimmt der aufnehmbare Deviator nach dem Kriterium von Lade (Gl. 67) mit dem nach Mohr-Coulomb (Gl. 7) überein. Die Beziehung zwischen den jeweiligen Bruchparametern φ und k_1 wird nach Gleichung 14 berücksichtigt.

Bildet man nach Gleichung 67 den aufnehmbaren Deviator für den ebenen Verformungszustand nach Lade d_L, ergibt sich mit $\vartheta = 30^{\circ}$

$$d_L = p \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{1 - \frac{27}{k_1}} \quad . \qquad \text{(Gl. 68)}$$

Da k_1 immer größer als 27 ist, kann nach Lade im ebenen Verformungszustand ein größerer Deviator aufgenommen werden als nach Mohr-Coulomb:

$$d_{MC} = p \cdot \sqrt{2} \cdot \sin\varphi \quad . \qquad \text{(Gl. 9)}$$

Um weiterhin die Mohr-Coulombsche Erddrucktheorie anwenden zu können, wird für den ebenen Verformungszustand der Reibungswinkel erhöht und damit dem Kriterium von Lade angepaßt. Aus den Gleichungen 68 und 9 wird ein Reibungswinkel φ_{EVZ} definiert, der nur für den ebenen Verformungszustand gilt:

$$\sin\varphi_{EVZ} = \sqrt{1 - \frac{27}{k_1}} \quad . \qquad \text{(Gl. 69)}$$

In der Deviatorebene betrachtet, bedeutet diese Definition, daß das Mohr-Coulombsche Sechseck so aufgeweitet wird, daß es im Bereich der ebenen Verformung mit dem Kriterium von Lade übereinstimmt (Bild 87).

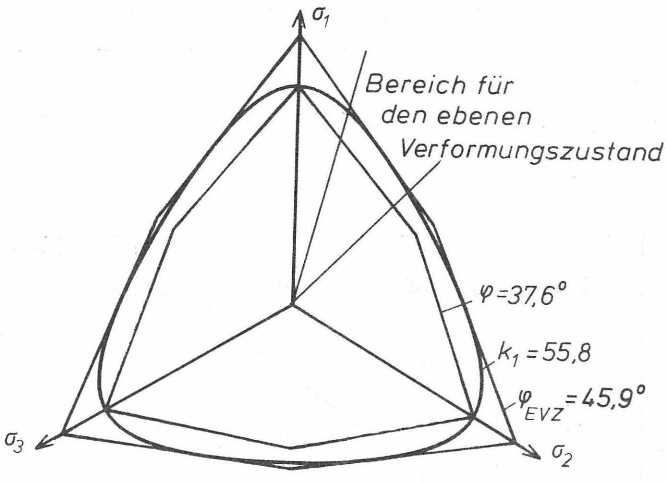


Bild 87: Aufweitung des Mohr-Coulombschen Kriteriums nach Gleichung 37 am Beispiel des Kies-Sandes aus Düsseldorf

Der Reibungswinkel φ aus dreiaxialen Kompressionsversuchen kann demnach um einen Faktor f prozentual erhöht werden:

$$\varphi_{EVZ} = (1+f) \cdot \varphi \qquad \text{(Gl. 70)}$$

Der Erhöhungsfaktor f errechnet sich zu

$$f = \frac{1}{\eta} \left(\arcsin \left(\sqrt{1 - \frac{27}{k_1}} \right) / \varphi - 1\right) , \qquad \text{(Gl. 71)}$$

wobei k_1 nach Gleichung 14 einzusetzen ist. Damit ist der Erhöhungsfaktor ausschließlich eine Funktion des Reibungswinkels φ aus dreiaxialen Kompressionsversuchen. Die Funktion ist in Bild 88 aufgetragen.

Weil die Erhöhung des Reibungswinkels noch nicht genügend experimentell abgesichert ist, wird die Erhöhung in Gleichung 35 mit einem Sicherheitsfaktor η belegt, für den ein Wert von 1,5 vorgeschlagen wird.

Bild 88 zeigt, daß der Reibungswinkel um bis zu 15% erhöht werden kann.

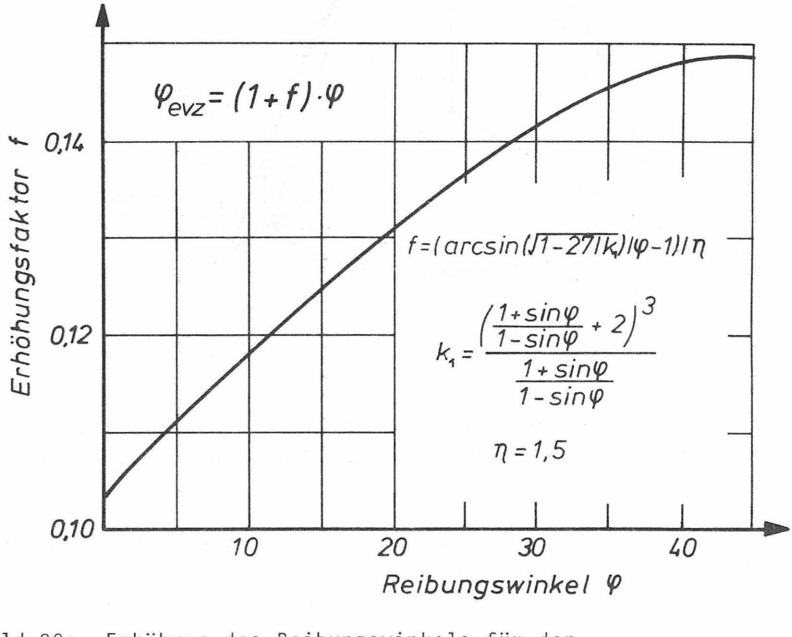


Bild 88: Erhöhung des Reibungswinkels für den ebenen Verformungszustand (EVZ)

Abschließend werden die wichtigsten Grundsätze für die Anwendung zusammengefaßt:

1. Die Erhöhung darf nur vorgenommen werden, wenn der Reibungswinkel aus dreiaxialen Kompressionsversuchen ermittelt wurde, in denen effektive Spannungen gemessen werden.
2. Die Erhöhung darf nur für Probleme im ebenen Verformungszustand (langgestreckte Bauwerke) angewendet werden.

5.2 Erddruckansätze

5.2.1 Rückverankerte Wände

Die Frage, in welcher Größe und in welcher Verteilung der Erddruck hinter der Wand angesetzt werden soll, konnte durch Ankerkraftmessungen indirekt beantwortet werden.

Da mit den numerischen Rechnungen die Horizontalverformungen hinreichend zutreffend erfaßt werden (Kap. 4), können hieraus auch Schlüsse auf die Horizontalspannungen (Erddruck) gezogen werden.

Für rückverankerte Baugruben ist die Frage nach dem Erddruck aus folgendem Grunde nicht relevant:
Hat man zunächst einen Erddruck gewählt und dafür die Ankerkräfte bemessen, spannt man die Anker auf die erforderlichen Kräfte vor und erzeugt damit den Erddruck, den man eingangs gewählt hat. Auch die numerische Rechnung zeigt (Bild 80), daß man den Erddruck erhält, der bei der Ermittlung der Ankerkräfte angesetzt wurde.

Man kann also mit Ankern einen beliebigen Erddruck einstellen: Aktiver Erddruck (e_{ah}) oder erhöhter aktiver Erddruck, rechteckförmig oder dreieckförmig verteilt. Die Größe des Erddrucks wird anhand der für die Nachbarbebauung zulässigen Verformungen gewählt. Weil die Anker immer erst nach einem Voraushub eingebaut werden können, sind Verformungen nicht vollständig auszuschließen. Demzufolge ist der Ansatz von Erdruhedruck (e_o), der theoretisch dreieckförmig anzusetzen wäre, nicht wirklichkeitsnah und bedingt so hohe Ankerkräfte, daß hinter den Verpreßkörpern große Verformungen eintreten können. Größere Erddrücke als

$$e = 0{,}25 \cdot e_{ah} + 0{,}75 \cdot e_o \qquad \text{(Gl. 72)}$$

sollten demnach nicht angesetzt werden (vgl. Empfehlung EB 22 der EAB).

Auch wenn ein größerer als der aktive Erddruck gewählt wird, sind die Verformungen so groß, daß zumindest hinter den Verpreßkörpern die Spannungen bis auf den aktiven Erddruck abgebaut werden. Die Verformungen sind überwiegend plastisch und durch Ankerkräfte kaum rückgängig zu machen.

5.2.2 Deckenausgesteifte Wände

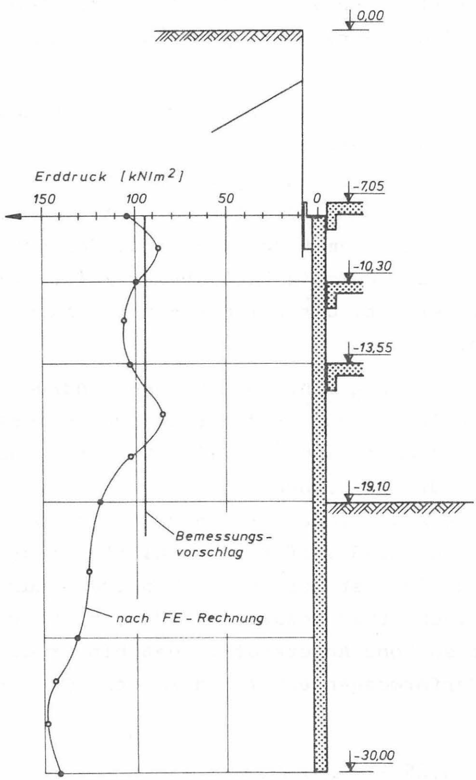


Bild 89: Erddruckansatz für geschoßweise Deckenaussteifung

Der auf eine geschoßweise ausgesteifte Schlitzwand wirkende Erddruck wird nur durch die Verformungsmöglichkeiten der Wand und der Decken beeinflußt und kann nicht mehr verändert werden, wie z.B. bei rückwärtiger Verankerung. Hier ist eine sichere und wirtschaftliche Bemessung der Wand von der zutreffenden Kenntnis über die Größe und Verteilung des Erddrucks abhängig.

Bild 89 zeigt die Erddruckverteilung, die sich nach der Finiten Element Berechnung für die Baugrube der Deutschen Bank ergab. Bis zum Belastungsnullpunkt der Wand, der etwas unterhalb der Baugrubensohle liegt, kann der Erddruck mit geringen Fehlern als Rechteck betrachtet werden. Die Größe entspricht einem Erddruck, der als Mittelwert aus aktivem Erddruck und Erdruhedruck berechnet und rechteckförmig umgelagert wird.

5.3 Berechnung der Horizontalverformung der Wand

Die Horizontalverformung der Wand ist hauptsächlich abhängig von der Steifigkeit der Wand, der Steifen oder Anker, der Vorspannung der Steifen oder Anker, vom aufzunehmenden Erdwiderstand am Erdauflager (Einbindetiefe) und dem Wasserüberdruck. Die Größe und Verteilung des Erddrucks steht in einer Wechselwirkung mit den Verformungen, die mit fortschreitendem Aushub anwachsen und beim Einbau von Ankern oder Steifen behindert werden. Diese Wechselwirkung wird dadurch erfaßt, daß der Erddruck den Verformungen entsprechend umgelagert wird. Es wird damit angenommen, daß nach Maßgabe der tolerierbaren Verformungen der Erddruck nach Kap. 5.2 vorgegeben wird und bekannt ist.

Weil die Wand, die Steifen oder Anker und näherungsweise auch der Erdwiderstand elastisch reagieren, wird hier die Theorie des elastisch gebetteten Balkens vorgeschlagen (Bettungsmodulverfahren). Es werden Empfehlungen zusammengestellt, bei deren Einhaltung mit dem Bettungsmodulverfahren zutreffende Verformungen und Schnittkräfte ermittelt werden. Die folgenden Empfehlungen sind auch deshalb sinnvoll, weil das Bettungsmodulverfahren in der Baupraxis bereits seit einigen Jahren zur Bemessung von Wand und Steifen verwendet wird. Die EAB läßt dies zwar zu (EB 19.5), gibt aber keine eindeutigen Hinweise für den Anwender.

5.3.1 Größe und Verteilung des Bettungsmoduls

Der Bettungsmodul k_s wird definiert als Verhältnis der Zunahme des Erdwiderstands Δe_p zur Zunahme der Fußverformung Δw:

$$k_s = \frac{\Delta e_p}{\Delta w} = \text{konst.} \qquad \text{(Gl. 73)}$$

Der Ansatz eines konstanten Bettungsmoduls wird nahe dem Grenzwert des passiven Erddrucks grob verletzt, da der Bettungsmodul rasch kleiner wird und dem Grenzwert Null zustrebt. Die horizontale Bodenspannung vor dem Wandfuß muß deshalb einen ausreichenden Sicherheitsabstand gegen Erreichen des passiven Grenzwertes haben.

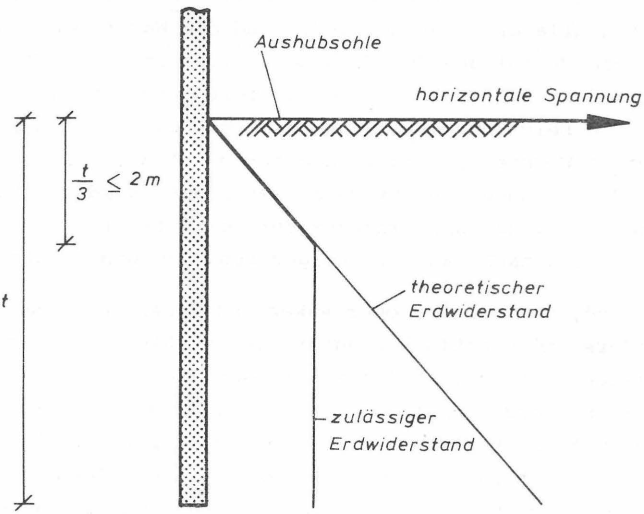


Bild 90: Zulässiger Erdwiderstand beim Bettungsmodulverfahren

Die FE-Ergebnisse zeigen (Bilder 75 und 82), daß die obersten 2 m des Erdauflagers unterhalb der Aushubsohle das Mohr-Coulombsche Kriterium erreichen. Dort ist also der volle theoretische Erdwiderstand anzusetzen. Darunter wird der Boden nicht mehr voll ausgenutzt, und die horizontale Spannung bleibt näherungsweise konstant. Bei häufig vorkommenden Einbindetiefen von weniger als 6 m dürfen die obersten 2 m nicht voll ausgenutzt werden, weil damit die Sicherheit gegen Versagen des Erdauflagers zu klein werden kann. Um in der Summe mindestens eine Sicherheit von 1,8 gegen Erreichen des vollen passiven Erddrucks zu erhalten, wird vorgeschlagen, die Zone mit voller Ausnutzung des theoretischen Erdwiderstandes auf das obere Drittel der Einbindetiefe zu beschränken (Bild 90). Wie die bisherigen Berechnungen zeigen, reicht die plastische Zone bei Einbindetiefen von mehr als 6 m nicht tiefer als 2 m. In diesem Fall ist die Sicherheit in der Summe größer als 1,8. Der Erdwiderstand darf auch bei geschichtetem Baugrund mit gemittelten Parametern angesetzt werden (Kap. 5.1).

Die Größe des Bettungsmoduls ist nicht nur von der Steifigkeit des Bodens, sondern auch von der Steifigkeit der Wand und von der Belastung abhängig. Dennoch wird empfohlen, den Bettungsmodul bei Baugruben nur in Abhängigkeit vom Steifemodul E_s des Bodens anzusetzen. Für Schlitzwände gibt es bisher keine Meßergebnisse über Verformungen und Spannungen vor dem Wandfuß. Es werden deshalb die Erfahrungswerte von Großbohrpfählen übertragen, für die man nach DIN 4014 den Bettungsmodul als Steifemodul des Bodens dividiert durch den Pfahldurchmesser ansetzt. Horizontal belastete Pfähle haben ein räumliches Tragverhalten, weil die Horizontalspannungen seitlich im Boden ausstrahlen (Bild 91).

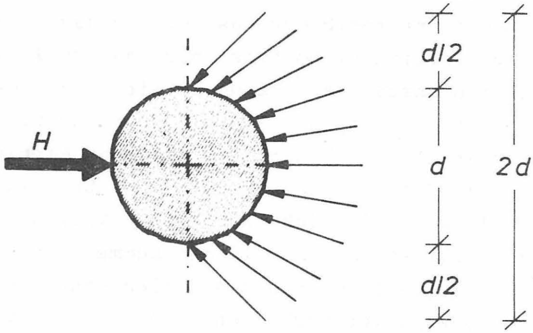


Bild 91: Spannungsausbreitung bei einem horizontal belasteten Großbohrpfahl

Unter der Annahme, daß sich die Spannungen unter 45° ausbreiten, hat sich die horizontale Last in einem Schnitt direkt hinter dem Pfahl bereits auf die Breite 2d verteilt. Ein Schlitzwandelement im ebenen Verformungszustand mit der Breite d hat bei der gleichen Horizontallast H unter Ansatz der Elastizitätstheorie die doppelte Horizontalverformung, weil die seitliche Ausstrahlung nicht auftritt (Bild 92).

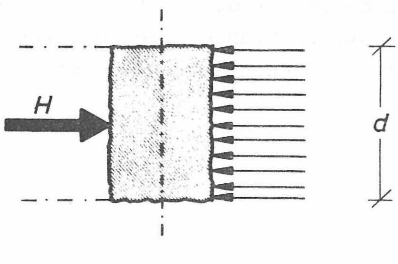


Bild 92: Ebener Verformungszustand bei einem horizontal belasteten Schlitzwandelement

Nach diesen Überlegungen kann man den Bettungsmoduk k_s für Schlitzwände pro laufenden Meter näherungsweise ansetzen zu:

$$k_s = \frac{E_s}{2} \quad . \qquad \left[kN/m^2 \,|\, lfd\ m \right] \qquad \text{(Gl. 74)}$$

Bei geschichtetem Boden ist E_s entsprechend den Schichtdicken als gewichtetes Mittel anzunehmen. Der Bettungsmodul soll nicht sprunghaft veränderlich angesetzt werden.

Die Ausnutzung des vollen Erdwiderstandes im oberen Drittel der Einbindetiefe ergibt hier eine Verminderung des Bettungsmoduls, der eine Funktion der Tiefe ist. Es wird vorgeschlagen, den Bettungsmodul ab dem Belastungsnullpunkt der Wand bis zum ersten Drittelpunkt der Einbindetiefe t (höchstens aber bis 2 m) linear anwachsen zu lassen. Ab dort wird der Bettungsmodul in voller Größe k_s nach Gleichung 74 angesetzt (Bild 93).

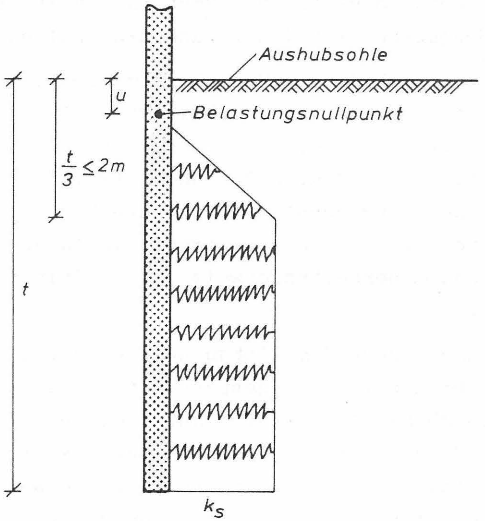


Bild 93: Verteilung des Bettungsmoduls k_s

Zur Berechnung des elastisch gebetteten Balkens ist die Differentialgleichung

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 w}{dx^4} + k_s \cdot w = q \qquad \text{(Gl. 75)}$$

zu lösen, in der EI die Biegesteifigkeit der Wand, w die Durchbiegung, x die Koordinate in Richtung der Wandachse und q der Erddruck sind. Die Differentialgleichung wird in der Regel mit einem geeigneten numerischen Verfahren abschnittsweise gelöst.

5.3.2 Beispiel: Einfach verankerte Schlitzwand

Für den unverankerten Meßquerschnitt 2 der Baugrube Landeszentralbank wurden mit den genannten Angaben Verformungen berechnet, die mit den Meßergebnissen gut übereinstimmten. Um zu zeigen, daß mit dem Bettungsmodulverfahren auch das komplizierte Wechselspiel von Kräften und Verformungen bei einer einfach verankerten Wand im Rahmen der Meßgenauigkeit erfaßt wird, wurde der Meßquerschnitt 1 der Landeszentralbank ausgewählt.

Plant man eine rückwärtige Verankerung, so sind in einer Vorberechnung zunächst die zum Gleichgewicht erforderlichen Ankerkräfte zu ermitteln. Hierzu werden der Erddruck nach Kap. 5.2.1 und die Bettung nach Kap. 5.3.1 angesetzt. Die Kräfte der Anker, deren Längen zunächst noch unbekannt sind, werden als Reaktionen fester Auflager bestimmt. Die Länge der Anker wird über den Standsicherheitsnachweis in der "tiefen Gleitfuge" dimensioniert.

Die Anker werden nach dem Einbau auf 80% der ermittelten rechnerischen Gebrauchslast vorgespannt in der Erwartung, daß beim weiteren Aushub die Ankerkräfte auf 100% ansteigen. Für dieses Beispiel wurde die Vorberechnung der Ankerkraft und Ankerlänge nicht noch einmal durchgeführt, sondern die Werte wurden der realen Bauwerkssituation entnommen, um die Vergleichbarkeit zu den Meßergebnissen zu gewährleisten.

Dann beginnt die Berechnung, die gleichzeitig der Ermittlung der Verformung und der Schnittgrößen für die Bemessung dient. Die Anker werden jetzt als Einzelfedern angesetzt, deren Federkonstante C sich wie folgt errechnet:

$$C = \frac{\Delta F}{a_h \cdot \Delta w} \cdot \cos^2\alpha \qquad \text{(Gl. 76)}$$

ΔF ist die Differenz zwischen rechnerischer Gebrauchslast (100%) und der Vorspannkraft der Anker (80%). Δw ist die zu ΔF gehörige Differenz der Spannwege. a_h ist der horizontale Ankerabstand und α der Neigungswinkel der Anker gegen die Horizontale. ΔF und Δw werden in einer Eignungsprüfung der Verpreßanker bestimmt. Wenn während der Planung noch keine Daten einer Eignungsprüfung in vergleichbarem Boden vorliegen, kann die Federsteifigkeit auch aus dem Elastizitätsmodul E, dem Spannstahlquerschnitt A und der freien Stahllänge l_{fSt} errechnet werden:

$$C = \frac{E \cdot A}{a_h \cdot l_{fSt}} \cos^2\alpha \qquad \text{(Gl. 77)}$$

Um den Bauablauf nachzuvollziehen, werden die einzelnen Bauzustände sukzessiv "heruntergerechnet", wobei die Schnittgrößen und Verformungen addiert werden. Änderungen der Grundwasserstände, des Aushubs, des Tragwerks durch Einbau von Ankern oder Steifen erfordern eigene Berechnungssysteme. Als Belastung ist jeweils der aktuelle Erd- und Wasserdruck abzüglich der in vorherigen Bauphasen bereits angesetzten Erd- und Wasserdrücke anzunehmen. Etwa gleichzeitig eintretende Änderungen des Systems oder der Belastung können bei Gültigkeit der Elastizitätstheorie superponiert und zu einer Bauphase zusammengefaßt werden.

Für den Meßquerschnitt 1 der Landeszentralbank in Braunschweig wurde die Berechnung in zwei Bauphasen aufgeteilt. Bauphase 1 war der Voraushub bis 50 cm unterhalb der einzubauenden Anker. In Bauphase 2 wurden Einbau und Vorspannung der Anker, Grund-

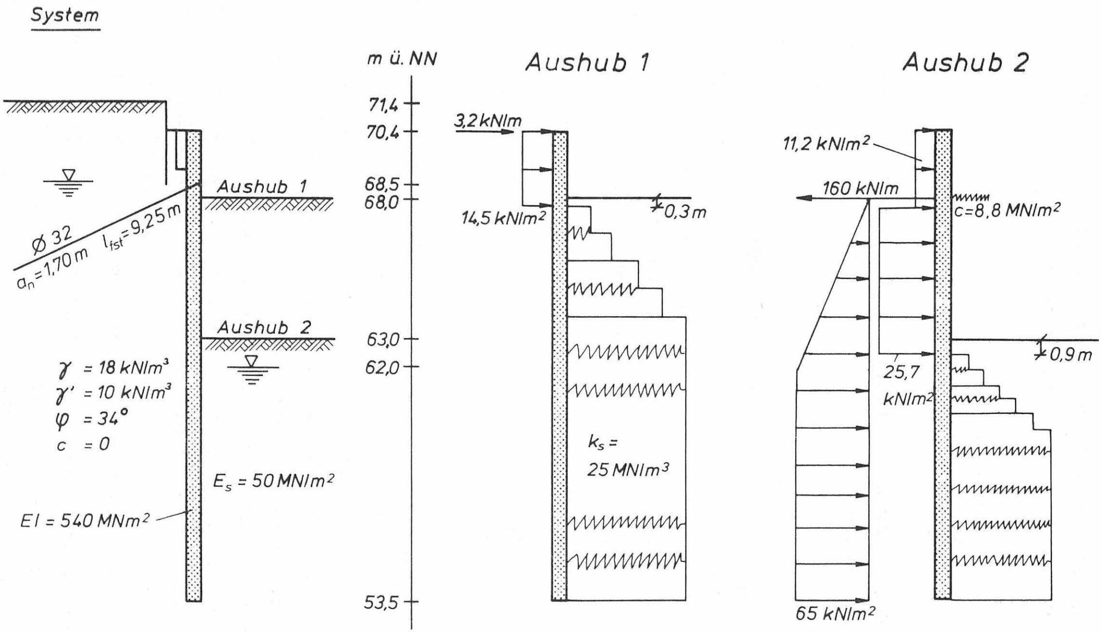


Bild 94: System und Bauphasen für die Bettungsmodulberechnung am Meßquerschnitt 1 der Baugrube Landeszentralbank

wasserabsenkung innerhalb der Baugrube und Vollaushub zusammengefaßt. Das System und die Bauphasen sind in Bild 94 im Schnitt dargestellt.

Der in Bild 94 angesetzte Erddruck wurde mit den angegebenen Bodenkennwerten berechnet. Dabei wurde der Erddruckbeiwert als Mittelwert zwischen k_{ah} (aktiver Erddruck) und k_o (Erdruhedruck) angesetzt, weil hierfür die Anker bemessen waren. Der Erddruck wurde rechteckförmig umgelagert.

Die Berechnungen nach dem Bettungsmodulverfahren wurden mit einem eigenen Programm durchgeführt, das für einen Tischrechner aufgestellt wurde. Die Ergebnisse (Bild 95) zeigen für die Bauphase 1 ungefähre Übereinstimmung zwischen gemessenen und errechneten Verformungen. Die Horizontalspannungen vor dem Wandfuß werden rechnerisch nicht über die als zulässig erachteten Grenzen hinaus aktiviert (Bild 90).

Nach Einbau und Spannen der Anker, Vollaushub und Wasserüberdruck wurde bei Ansatz eines Bettungsmoduls von k_s = 25 MN/m^2 der rechnerische passive Erddruck auf den obersten zwei Metern unterhalb der Aushubsohle um bis zu 80% überschritten. Der passive Erddruck ist jedoch ein Grenzwert, der nicht überschritten werden darf. Die Abweichungen von der Wirklichkeit, die zu großen Horizontalspannungen im oberen Einbindebereich, lagen an einem rechnerisch zu großen Bettungsmodul. Das Erdauflager wurde am Meßquerschnitt 1 höher beansprucht als dies mit dem Ansatz des Bettungsmoduls von 25 MN/m^2 berechnet wurde. Der Bettungsmodul wurde deshalb proportional unter Beibehaltung des dreieckförmigen Anstiegs iterativ vermindert, bis der errechnete Erdwiderstand im oberen Teil dem theoretischen passiven Erddruck entsprach und bis auf minimale Überschreitung (Bild 95) unterhalb des zulässigen Erddrucks blieb.

Nach diesem Ansatz stimmen auch die gemessenen und die mit dem Bettungsmodulverfahren berechneten Horizontalverformungen der Wand weitgehend überein. Auch die am Querkraftsprung abzulesende rechnerische Ankerkraft stimmt nach Umrechnung über Ankerabstand und -neigung mit 440 kN gut mit dem Meßwert 430 kN überein. Der Vergleich mit der eingeprägten Vorspannkraft von

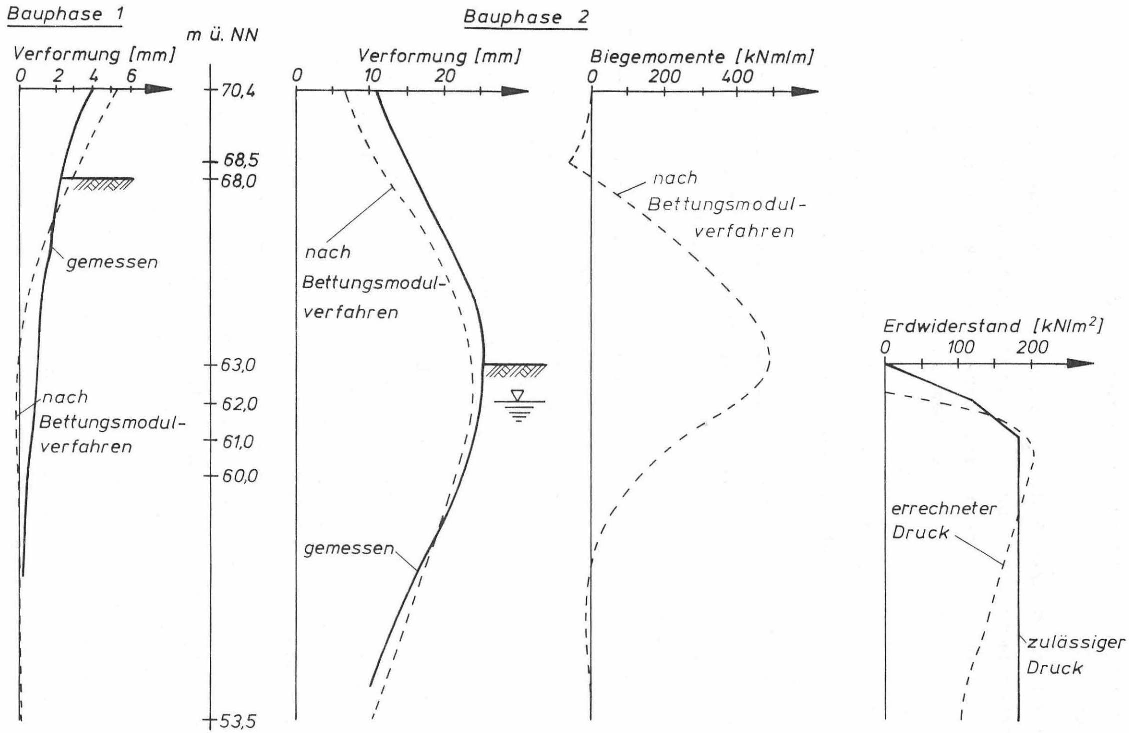


Bild 95: Ergebnisse nach dem Bettungsmodulverfahren für den Meßquerschnitt 1 der Baugrube Landeszentralbank

durchschnittlich 320 kN zeigt, daß ein kräftiger Ankerkraftzuwachs eintrat.

Die rechnerisch geringe Verformung der Wand im oberen Teil läßt sich damit erklären, daß die eingeprägten Vorspannkräfte nicht in der Lage sind, die Wand in gleichem Maße gegen den Boden zurückzubiegen, wie dies die elastische Rechnung ergibt. Bei dem hier vorgestellten einfach verankerten System ist der Fehler der Rückbiegung durch die Ankerkraft relativ klein (Bild 95). Bei mehrfach verankerten Systemen (z.B. Baugrube West LB, Düsseldorf) ist der Unterschied größer, kann aber durch zusätzliche Berücksichtigung der Bodenblockverformung nach Nendza/Klein (1973) bzw. nach Ulrichs (1980) ausgeglichen werden, wobei der Boden zwischen Wand und Verpreßkörpern als elastische Scheibe betrachtet wird.

5.3.3 Zusammenfassung der Empfehlungen zum Bettungsmodulverfahren

1. Der Bettungsmodul kann nach den vorliegenden Vergleichsberechnungen in Abhängigkeit vom Steifemodul näherungsweise als $k_s = E_s/2$ angesetzt werden. Für den Steifemodul darf das gewichtete Mittel aus den Schichten eingesetzt werden.
2. Es wird vorgeschlagen, die Verteilung des Bettungsmoduls vom theoretischen Belastungsnullpunkt bis zum 1. Drittelspunkt der Einbindetiefe (t/3) aber höchstens bis 2 m unter Aushubsohle linear von Null bis k_s zunehmend anzusetzen. Darunter darf der Bettungsmodul mit k_s konstant gesetzt werden (Bild 93)
3. Auch wenn eine Wand in Bauzuständen oder aus konstruktiven Gründen eine größere Einbindetiefe hat als statisch erforderlich, ist die Berechnung für die Wand in voller Länge durchzuführen.
4. Der nach dem Bettungsmodulverfahren berechnete Erdwiderstand ist einem zulässigen Erdwiderstand gegenüberzustellen, der wie folgt vorgeschlagen wird: Bis t/3, höchstens jedoch bis 2 m unter Aushubsohle kann der volle, theoretische passive Erddruck angesetzt werden. Darunter nimmt der Erdwiderstand nicht mehr zu (Bild 90).

5. Bei Überschreitung des zulässigen Erdwiderstandes nach Bild 78 ist der Bettungsmodul k_s zu reduzieren.
6. Bei Wänden mit mehr als zwei Ankerlagen übereinander ist die Bodenblockverformung nach Nendza/Klein (1973) zusätzlich zu berücksichtigen.

5.4 Verfahren zur Ermittlung der Setzungen hinter der Wand

Um die Setzungen, die an der Oberfläche hinter der Baugrubenwand auftreten - verursacht durch deren Horizontalverformung - berechnen zu können, wird ein Verfahren vorgeschlagen, dessen Grundlagen auf Wroth (1972) zurückgehen, der die folgenden Gleichungen 78 bis 84 für dreieckförmige Verformungsfelder nach der Plastizitätstheorie abgeleitet hat. Bransby und Milligan (1975) haben die Gleichungen von Wroth mit Modellversuchen an einer eingespannten Spundwand bestätigt. Die theoretischen Überlegungen werden im Folgenden für den Anwendungsfall "Tiefe Baugrube" zur Berechnung von Setzungen aufbereitet.

5.4.1 Voraussetzungen und Annahmen für das Verfahren

Während des Baugrubenaushubs erfährt der Bodenkörper hinter der Wand horizontale Dehnungen und vertikale Stauchungen, der Boden durchläuft also kompressive Spannungspfade mit horizontaler Entlastung. Das dabei typische Verhalten zeigt folgender triaxialversuch am Kies-Sand aus Düsseldorf (Bild 96). Im Primärspannungszustand liegt bei diesem Boden ein Ausnutzungsgrad von 70% des Mohr-Coulombschen Kriteriums vor. Hierzu gehört nach Bild 84 eine Stauchung ε_1 von ca. $2^{o}/oo$. Die maximale vertikale Stauchung, die hinter der Baugrube nach dem Aushub auftritt, beträgt für die vorliegenden Beispiele nach den Messungen maximal $10^{o}/oo$.

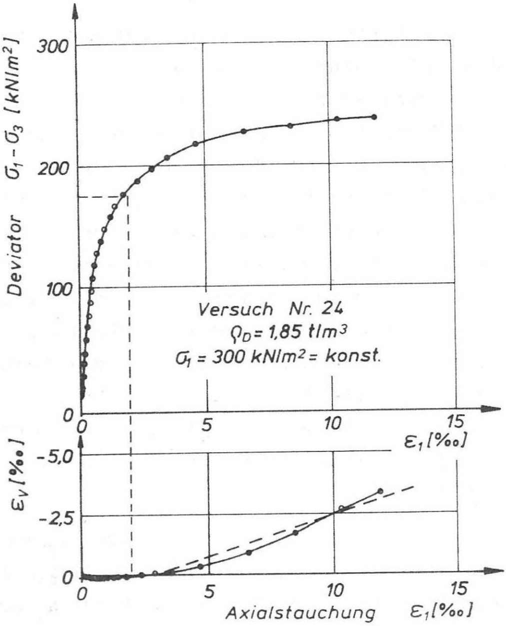


Bild 96: Spannungs-Verformungsverhalten im Kompressions-entlastungsversuch

Alle Kompressionsentlastungsversuche zeigen, daß im Dehnungsbereich zwischen 2 und 10 $^{o}/_{oo}$ die Volumenvergrößerung ε_v proportional zur Schubverzerrung durch einen konstanten Dilatanzwinkel ν ausgedrückt werden kann (Kap. 2.4.2).

Die Tatsache, daß man durch Druck gegen die Wand die Verformungen kaum rückgängig machen kann, zeigt, daß es sich vorwiegend um plastische und weniger um elastische Verformungen handelt. Die elastischen Verformungen werden daher näherungsweise vernachlässigt. Es wird also ein ideal-starr-plastisches Stoffgesetz angenommen.

Als Fließregel wird ein konstanter Dilatanzwinkel angesetzt (plastisches Potential). Hiermit kann zwar nicht die absolute Größe der Verzerrungsinkremente errechnet werden, sondern nur das Verhältnis der Verzerrungskomponenten zueinander. Wie im nächsten Kapitel gezeigt wird, ist dies aber auch nicht nötig. Die Fließregel ist nicht assoziiert, kann je nach Ansatz des Dilatanzwinkels ($\nu = \varphi$) aber auch assoziiert angenommen werden. Der Boden habe keine verfestigenden Eigenschaften (ideal-plastischer Stoff). Das Verfahren wird mit den übrigen Annahmen der Mohr-Coulombschen Erddrucktheorie entwickelt, die als Ziel die Erddruckberechnung hatte und deshalb mit dem Reibungswinkel φ eine konstante Fließfläche ansetzt. Für die hier vorzustellende einfachste Form einer plastischen Verformungsberechnung wird lediglich die Existenz eines konstanten Dilatanzwinkels ν angenommen.

Das Verfahren gilt für kleine Inkremente, also Veränderungen der Verformungen (Verformungsgeschwindigkeit). In der formelmäßigen Ableitung wird den Verformungsgrößen deshalb ein Δ vorgestellt (vgl. auch Kap. 2.4.2).

5.4.2 Ableitung des Verfahrens

Wie bei der Coulombschen Erddrucktheorie werden die Grundgleichungen für den Fall entwickelt, bei dem eine starre Wand um einen festen Fußpunkt rotiert (Bild 97).

Der Bodenkörper KFB wird plastisch verformt, während der übrige Boden jenseits der Linie FB starr angenommen wird. Die Verformungsinkremente Δu und Δv sind auf das Achsensystem x, y bezogen.

Die Verzerrungen ergeben sich aus:

$$\Delta\varepsilon_x = - \frac{\partial \, \Delta u}{\partial \, x} \quad , \qquad \text{(Gl. 78a)}$$

$$\Delta\varepsilon_y = - \frac{\partial \, \Delta v}{\partial \, y} \quad . \qquad \text{(Gl. 78b)}$$

Das negative Vorzeichen erklärt sich aus der in der Bodenmechanik üblichen Konvention, Stauchungen positiv zu definieren.

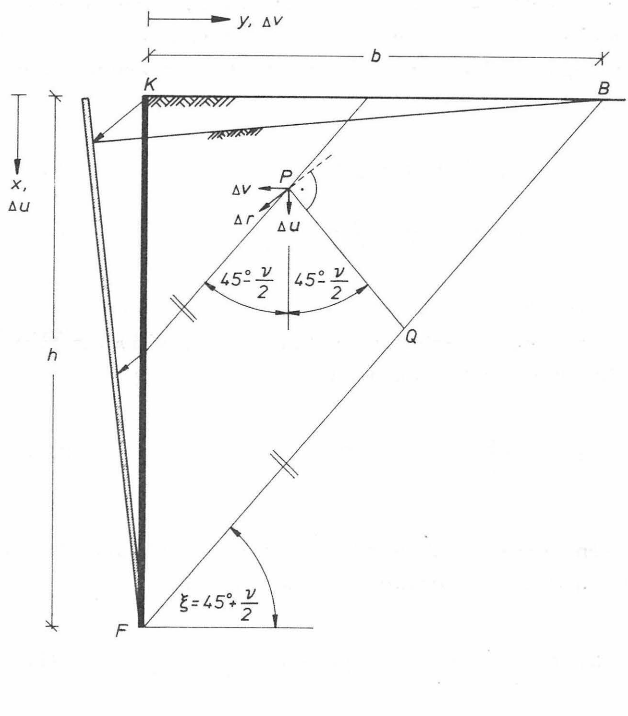


Bild 97: Mechanismus plastischer Verformungen hinter der Baugrubenwand

Unter der vereinfachenden Annahme, daß die Rückseite der Wand glatt und reibungsfrei ist, sind $\Delta\varepsilon_x$ und $\Delta\varepsilon_y$ gleichzeitig die Inkremente der Hauptdehnungen:

$$\Delta\varepsilon_x = \Delta\varepsilon_1 \quad , \qquad \text{(Gl. 79a)}$$

$$\Delta\varepsilon_y = \Delta\varepsilon_3 \quad . \qquad \text{(Gl. 79b)}$$

Bei Annahme einer starren Wand und Ansatz eines dreieckförmigen plastischen Verformungsfeldes ist das Verzerrungsfeld konstant und das Verformungsfeld linear veränderlich, wobei die Verformungen entlang der Grenze FB verschwinden. Daher können die Gleichungen 79a und 79b durch bilineare Gleichungen ersetzt werden:

$$\Delta u = \Delta\varepsilon_1 \ (h - x - \frac{h}{b}\, y) \quad , \qquad \text{(Gl. 80a)}$$

$$\Delta v = \Delta\varepsilon_3 \ (b - y - \frac{b}{h}\, x) \quad . \qquad \text{(Gl. 80b)}$$

In dem gewählten Koordinatensystem gibt es mit der Hypothese der glatten Wand keine Schubverzerrungen $\Delta\gamma$, weil es gleichzeitig ein Hauptachsensystem ist:

$$\Delta\gamma = (\frac{\partial\Delta u}{\partial y} + \frac{\partial\Delta v}{\partial x}) = 0 \quad . \qquad \text{(Gl. 81)}$$

Die partiellen Ableitungen werden in den Gleichungen 80a und 80b gebildet und in Gleichung 81 eingesetzt:

$$\Delta\gamma = (-\Delta\varepsilon_1 \frac{h}{b} - \Delta\varepsilon_3 \frac{b}{h}) = 0 \quad . \qquad \text{(Gl. 82)}$$

Die beiden Hauptverzerrungen stehen demnach in einem festen Verhältnis, das durch die Geometrie bestimmt wird:

$$\frac{h^2}{b^2} = - \frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} \quad . \qquad \text{(Gl. 83)}$$

Die Breite des Bodenkörpers b, bis zu der noch Setzungen der Oberfläche auftreten, wird über den Dilatanzwinkel bestimmt, indem Gleichung 18 umgeformt wird zu:

$$-\frac{\Delta\varepsilon_3}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{1+\sin\nu}{1-\sin\nu} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\nu}{2}\right) \qquad \text{(Gl. 84)}$$

Aus dem Vergleich der Gleichungen 83 und 84 erkennt man, daß die Grenzgleitfläche FB (Bild 97) um den Winkel

$$\xi = 45^\circ + \frac{\nu}{2} \qquad \text{(Gl. 85)}$$

gegen die Horizontale geneigt ist.

Aus den Gleichungen 83 und 84 folgt, daß die Verformungsinkremente in einem festen Verhältnis zueinander stehen, das durch den Dilatanzwinkel bestimmt wird:

$$\frac{\Delta v}{\Delta u} = -\frac{h}{b} = -\tan\left(45^\circ + \frac{\nu}{2}\right) \qquad \text{(Gl. 86)}$$

Gleichung 86 bedeutet, daß die Resultierende Δr der Komponenten Δv und Δu stets senkrecht auf der Richtung PQ steht, die $45^\circ - \frac{\nu}{2}$ gegen die Lotrechte geneigt ist. Das resultierende Verformungsinkrement Δr ergibt sich mit den Gleichungen 80a und 86 zu:

$$\Delta r = \sqrt{h^2+b^2}\cdot\Delta\varepsilon_1\,(h\cdot b-b\cdot x-hy)\,\frac{1}{b^2}. \qquad \text{(Gl. 87)}$$

Damit nimmt die resultierende Verformung im Verschiebungsfeld mit den Koordinaten x und y nach Bild 97 linear ab.

Betrachtet man nun eine Parallele zur Grenzgleitfläche FB, so gilt hierfür:

$$b\cdot x + h\cdot y = \text{konst.} \qquad \text{(Gl. 88)}$$

In Verbindung mit Gleichung 87 bedeutet dies, daß alle Punkte auf Parallelen zur Grenzgleitfläche gleichgroße resultierende Verformungsinkremente erfahren. Damit kann eine Horizontalverformung der Wand in eine Setzung der Oberfläche projeziert werden (Bild 98).

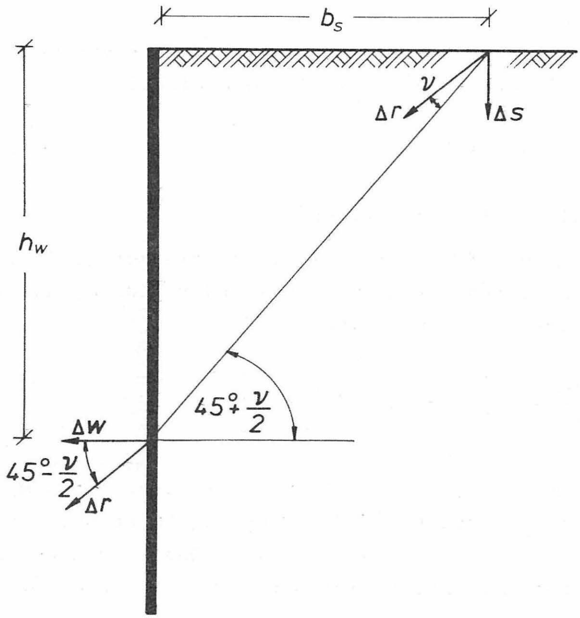


Bild 98: Projektion der Verformungen

Aus einem bekannten Inkrement der Horizontalverformung der Wand Δw folgt die Resultierende zu:

$$\Delta r = \Delta w / \cos\left(45^\circ - \frac{\nu}{2}\right) \quad . \qquad \text{(Gl. 89)}$$

Die Resultierende wird von der Wand auf einer Geraden unter dem Winkel $45^\circ + \frac{\nu}{2}$ gegen die Horizontale bis zur Geländeoberfläche parallel verschoben und dort zur Setzung Δs transformiert:

$$\Delta s = \Delta w \cdot \tan\,(45^\circ - \frac{\nu}{2}) \quad . \qquad \text{(Gl. 90)}$$

Diese Setzung tritt in einer Entfernung b_s hinter der Wand auf.

$$b_s = h_w \cdot \tan\,(45^\circ - \frac{\nu}{2}) \quad . \qquad \text{(Gl. 91)}$$

Das gesamte Verfahren ist bis zur Gleichung 90 für Inkremente der Verformungen abgeleitet worden, aus denen man durch Summation zu den Verformungen selbst kommt. Weil die Ansätze linear sind, kann in Gleichung 90 sofort die Horizontalverformung beim Endaushub eingesetzt werden. Man erhält daraus die Endsetzung.

5.4.3 Ansatz des Dilatanzwinkels

Der Dilatanzwinkel wird in der Bodenmechanik bisher noch relativ selten benutzt, weshalb seine Ermittlung und seine Größenordnung diskutiert werden.

Der Dilatanzwinkel kann z.Z. nur aus dränierten Scherversuchen bestimmt werden, in denen alle Komponenten des Verzerrungstensors gemessen werden. Aus einem Dreiaxialversuch läßt sich der Dilatanzwinkel nach Gleichung 15 (Kap. 2.4.2) auswerten, wobei in der Regel neben der Axialstauchung auch die Volumenänderung der Probe gemessen werden muß. Die eigenen Laborversuche ergänzen die relativ wenigen Veröffentlichungen über Messungen des Dilatanzwinkels. Für den mitteldicht gelagerten Kies-Sand aus Düsseldorf ($\varphi = 37{,}6^\circ$) wurde der Dilatanzwinkel zu durchschnittlich 15° gemessen. Der ebenfalls mitteldicht gelagerte Sand aus Braunschweig ($\varphi = 36{,}5^\circ$) hat einen Dilatanzwinkel von 10°.

Nach Gudehus (1981) ist der Dilatanzwinkel proportional zur Lagerungsdichte, bzw. auch zum Reibungswinkel. Bei sehr dicht gelagerten rolligen Böden kann der Dilatanzwinkel höchstens den Betrag des Reibungswinkels annehmen (assoziierte Fließregel). Bei dichter Lagerung kann man nach Gudehus etwa mit $\nu = 1/2\ \varphi$ rechnen, während für mitteldichte Lagerung nach den eigenen Versuchen $\nu = 1/3\ \varphi$ angesetzt werden kann. Locker gelagerte Böden verformen sich im Grenzzustand fast volumenkonstant, was mit $\nu = 0^\circ$ in Rechnung gestellt wird.

Für bindige Böden setzt man in der Regel volumenkonstantes Verhalten an ($\nu = 0^\circ$), obwohl dies bisher noch nicht ausreichend experimentell abgesichert ist.

Die Setzungen hinter Baugrubenwänden werden umso kleiner errechnet, je größer der Dilatanzwinkel gewählt wird. Der Ansatz kleinerer Dilatanzwinkel liegt damit auf der "sicheren Seite".

5.4.4 Anwendung und Vergleich mit Bauwerksmessungen

Für das vorgestellte Verfahren zur Berechnung der Setzungen müssen der Dilatanzwinkel und die Horizontalverformung der Wand bekannt sein. Der Dilatanzwinkel wird gemessen bzw. nach Kap. 5.4.3 geschätzt. Die Horizontalverformung wird nach Kap. 5.3 berechnet.

Für den Vergleich des Verfahrens mit Setzungsmessungen wurden Baugruben ausgewählt, für die sowohl Horizontal- als auch Vertikalverformungen gemessen wurden. Als Eingangswerte wurden jeweils die gemessenen Horizontalverformungen gewählt, weil angenommen wurde, daß die Meßergebnisse weniger fehlerbehaftet sind als Berechnungen.

5.4.4.1 Baugrube West LB, Düsseldorf

Die ca. 20 m tiefe Baugrube wurde mit rückwärtiger Verankerung in sechs Lagen und mit Schlitzwänden gesichert (Ulrichs, 1980). Die Horizontalverformungen der Wände wurden mit Inclinometer und die Setzungen mit Nivellements gemessen. An einigen Meßquerschnitten wurden zusätzlich die Verformungen des Bodenkörpers hinter der Wand mit Extensometern und Deflektometern ermittelt.

Durch Messungen vor und nach dem Rahmen der Ankerrohre hat Ulrichs nachgewiesen, daß ein Teil der Setzungen auf die Verdichtung des mitteldichten Bodens durch Rammerschütterungen zurückzuführen ist. Ulrichs hat diesen Anteil von den Gesamtsetzungen abgezogen, um mit anderen Baugruben vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Die resultierenden Verformungen im Bodenkörper zeigt z.B. Bild 99.

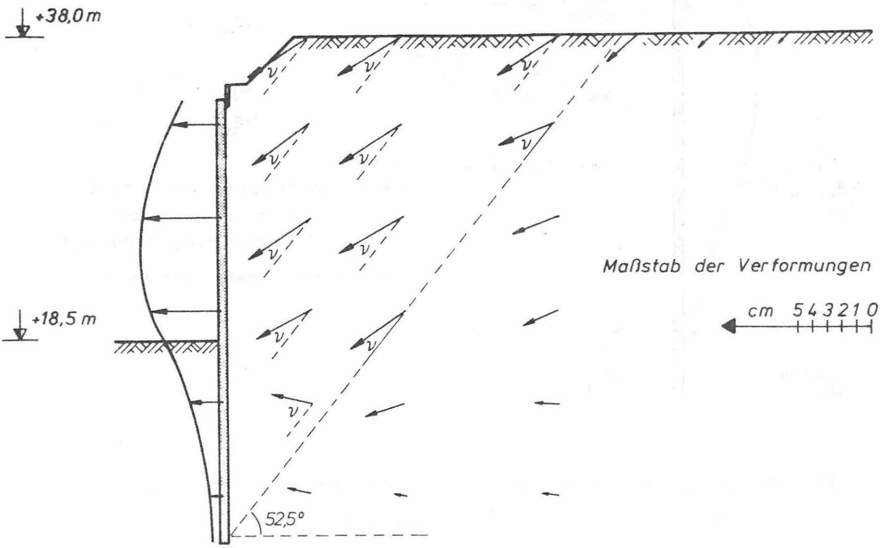


Bild 99: Resultierende Verformungen (Baugrube West LB, Düsseldorf)

Die Neigungen der überwiegenden Mehrheit der gemessenen Verformungen zeigt durch Ausmessen der Winkel, daß der im Labor ermittelte Dilatanzwinkel von 15° die wirklichen Verhältnisse recht gut trifft.

Das Verfahren zur Berechnung der Setzungen wurde z.B. auf den Meßquerschnitt 4 angewendet, wobei sich gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und errechneten Setzungen zeigt (Bild 100). Obwohl Voraussetzungen des Verfahrens (starre glatte Wand, Rotation um den Fußpunkt) nicht erfüllt sind, sind die Ergebnisse befriedigend.

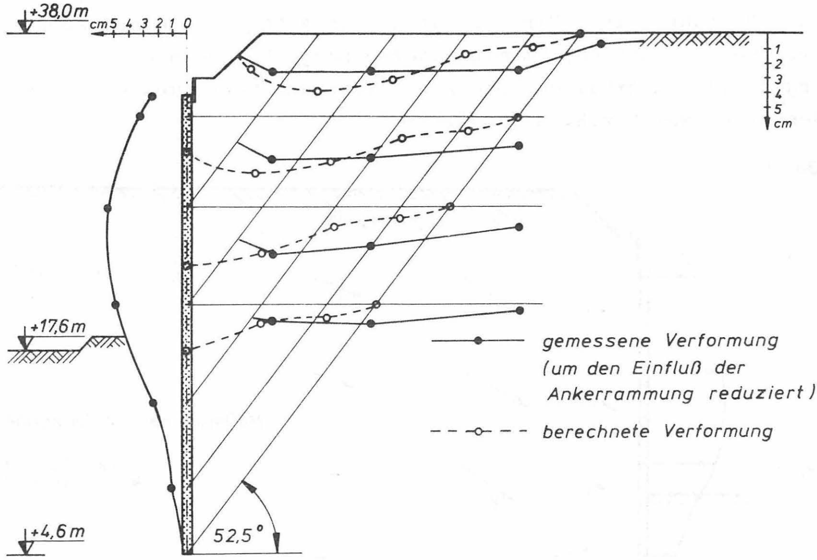


Bild 100: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen am Meßquerschnitt 4 der West LB

Das Verfahren wurde auch auf den Meßquerschnitt 5 derselben Baugrube angewendet, der im Gegensatz zum Meßquerschnitt 4 nicht mit aktivem sondern mit erhöhtem aktiven Erddruck bemessen wurde. Bei Ansatz des Dilatanzwinkels von $\nu = 15^\circ$ erhält man im Gegensatz zum Meßquerschnitt 4 (aktiver Erddruck) vergleichsweise geringere Übereinstimmung zwischen gerechneten und gemessenen Verformungen (Bild 101).

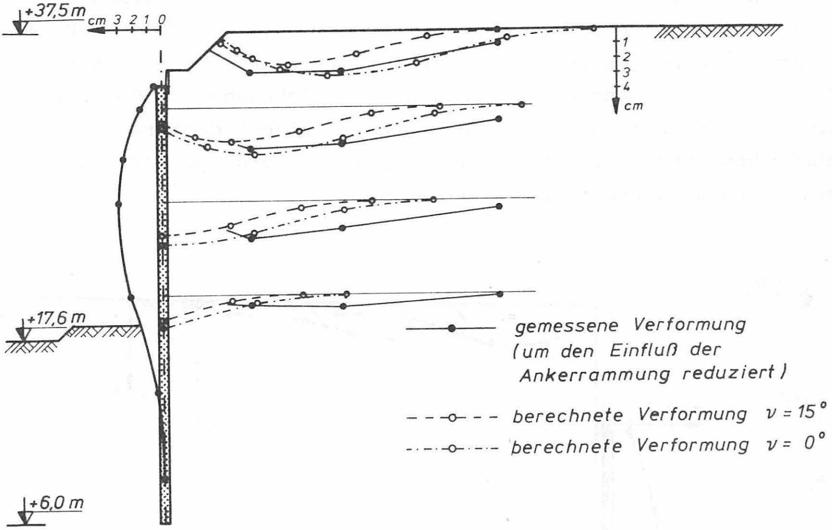


Bild 101: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen am Meßquerschnitt 5 der West LB

Die mangelnde Übereinstimmung wird dadurch erklärt, daß durch die Verformungsbehinderung der Grenzzustand im Boden nicht erreicht wird und damit die Dilatanz nicht voll entwickelt wird. Berücksichtigt man dies durch Ansatz von $\nu = 0^\circ$, werden bessere Ergebnisse berechnet (strichpunktierte Linien in Bild 101). Besonders die Setzung an der Geländeoberfläche, die wahrscheinlich auch die geringsten Meßfehler enthält, wird besser getroffen.

5.4.4.2 Baugrube Deutsche Bank, Düsseldorf

In unmittelbater Nähe der West LB wurde die Baugrube der Deutschen Bank ebenfalls ca. 20 m tief ausgehoben. Hier wurden die Schlitzwände mit den Decken ausgesteift, unter denen geschoßweise weiter ausgehoben wurde. Mit Inclinometermessungen wurde festgestellt, daß sich bei dieser Bauweise die Verformungen hauptsächlich während des Aushubs in dem bis zu 5,20 m hohen Bereich der freien Standhöhe zwischen Decke und Aushubsohle einstellten. Nach Betonieren einer neuen Decke werden die Hozizontalverformungen der Wand oberhalb dieser Decke praktisch "eingefroren". Wenn man die zugehörigen Dehnungen im Boden abschätzt, erkennt man, daß nur relativ kleine Bodenbereiche vorübergehend hoch beansprucht werden, was allerdings dort zu einer vollen Entwicklung der Dilatanz führt.

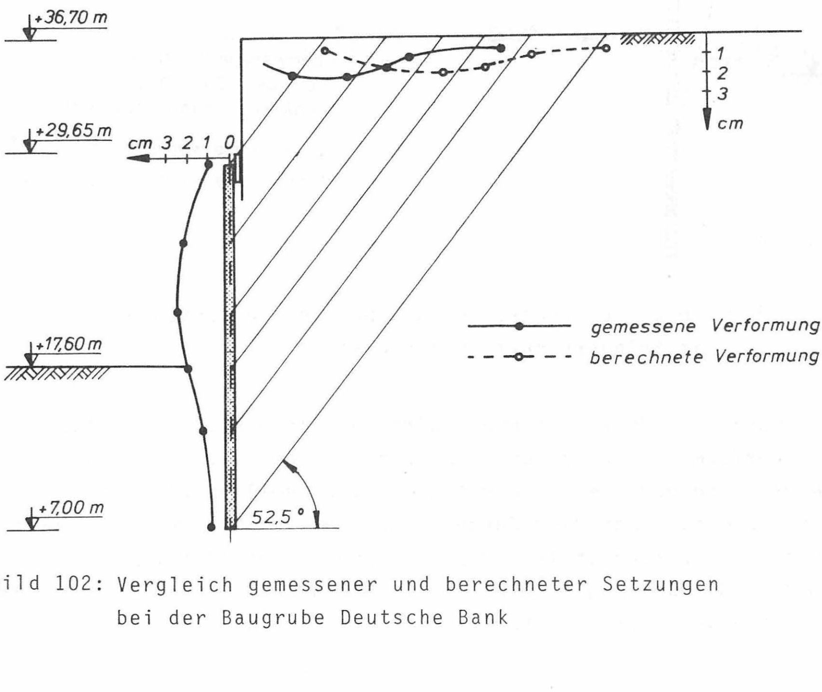


Bild 102: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen bei der Baugrube Deutsche Bank

Ein Vergleich der gemessenen Setzungen mit der Berechnung zeigt (Bild 102) sowohl der Form als auch der Größe nach eine ungefähre Übereinstimmung der Setzungsmulden.

Die größte berechnete Setzung liegt ca. 6 m weiter von der Wand entfernt als das Maximum der Messung. Für diese Abweichung sind folgende Erklärungen möglich:

1. Die Horizontalverformungen der Spundwand in den obersten 7 m könnten größer gewesen sein als die der Schlitzwand.
2. Die Setzungen nahe der Baugrube können auch durch das Ziehen der Spundwand nach Aushubende verursacht worden sein.
3. Die Voraussetzung des Verfahrens, daß die Wand um einen unteren Drehpunkt rotiert, trifft nicht zu. Dadurch unterscheidet sich das Verformungsfeld von dem, das dem Verfahren zugrunde liegt.

Die Bedingung der Starrkörper-Rotation wird von jeder Baugrubenwand mehr oder weniger verletzt. Grenzen der Biegeformen, für die das Verfahren der dreieckförmigen Verformungsfelder nicht mehr hinreichend zutreffende Setzungen liefert, können z.Z. nicht angegeben werden, weil die Anzahl der untersuchten Beispiele mit dokumentierten Messungen zu klein ist.

5.4.4.3 Baugrube Tiefgarage, London

Für die Tiefgarage New Palace Yard wurde in London in unmittelbarer Nähe des House of Commons eine 18,5 m tiefe Baugrube ausgehoben. Mit dem Glockenturm Big Ben (16 m von der Baugrubenwand entfernt) und der Westminster Hall (3 m von der Baugrube) befinden sich historische Gebäude im setzungsgefährdeten Bereich.

Über die geotechnischen Aspekte und Messungen an der Baugrube berichteten Burland und Hancock 1977. Die Schlitzwände wurden wie bei der Deutschen Bank in Düsseldorf (Kap. 5.4.4.2) durch die Decken ausgesteift, während der Aushub darunter fortgesetzt wurde. Der Baugrund besteht in den obersten 10 m aus mitteldichtem Sand und Kies, darunter aus dem überkonsolidierten, steifen Londoner Ton. Da beide Bodenarten je etwa die Hälfte des plastischen Körpers ausmachen, wird der Dilatanzwinkel im Mittel zu 10° geschätzt. Die damit berechneten Setzungen stimmen mit den gemessenen Setzungen gut überein (Bild 103).

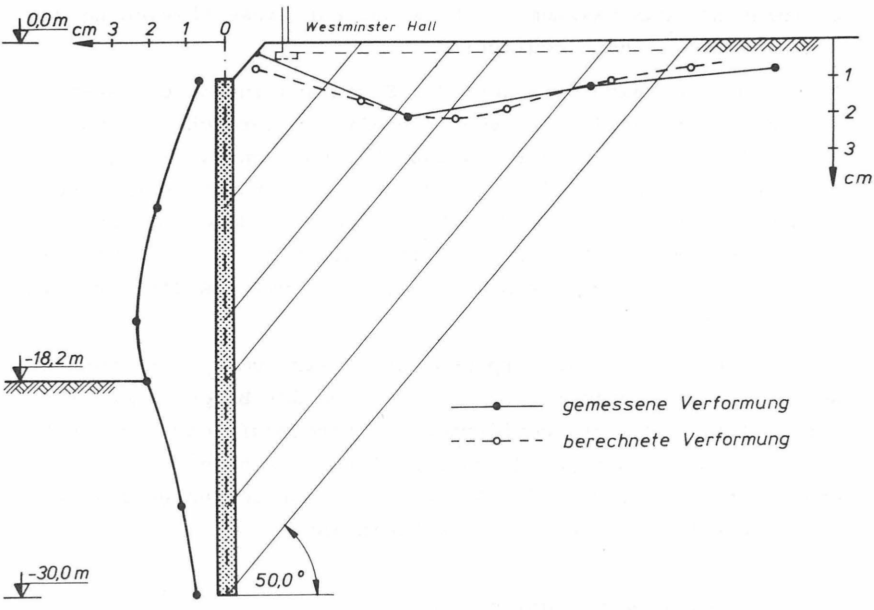


Bild 103: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen bei der Baugrube New Palace Yard, London

Burland und Hancock zeigen, daß mit elasto-plastischen Finite Element Rechnungen die Horizontalverformungen der Wand befriedigend und die Setzungen weniger gut vorausgesagt werden konnten. Später (1979) zeigen die FE-Rechnungen von Simpson, O'Riordan und Croft für diese Baugrube gute Übereinstimmung mit den Meßergebnissen.

5.4.4.4 Baugrube Flurstraße, Zürich

Henauer und Otta berichteten 1976 über diese Baugrube, die mit Spundwänden gesichert wurde. Die Baugrube war 16 m tief und 4-fach verankert. Der Baugrund besteht aus 12 bis 14 m starken tonig-schluffigen Schichten, die von Sand und Kies unterlagert sind. Der Dilatanzwinkel wird wegen der vorherrschenden Bodenart Schluff vorsichtig zu $\nu = 10^{\circ}$ geschätzt. Der Reibungswinkel wurde von Henauer und Otta zu $\varphi = 25^{\circ}$ angesetzt. Der Grundwasserspiegel lag bei 13 m unter Gelände und mußte innerhalb der Baugrube nur geringfügig abgesenkt werden.

Die aus den Horizontalverformungen der Wand berechneten Setzungen im Vergleich zu den gemessenen Setzungen zeigt Bild 104.

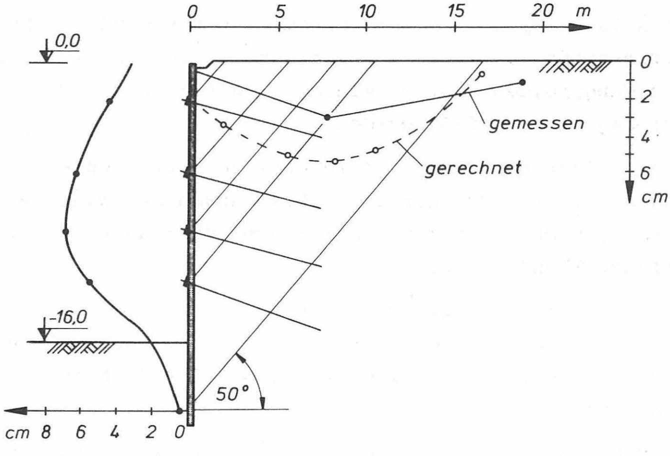


Bild 104: Vergleich gemessener und berechneter Setzungen bei der Baugrube Flurstraße, Zürich

Die erheblichen Abweichungen in Bild 104 dokumentieren die Grenzen der Verfahren. Zum einen trifft bei Spundwänden die Annahme der Starrkörper-Rotation auch näherungsweise nicht mehr zu (Bild 104). Zum anderen kann bei rückverankerten Baugruben die dreieckförmige plastische Zone möglicherweise wegen der Verpreßkörper nach hinten verlagert sein. Der Bereich zwischen Wand und Verpreßkörper ist geringer beansprucht. Die Dilatanz ist dort wahrscheinlich noch nicht voll entwickelt.

5.4.5 Schlußfolgerungen

Die vier Beispiele haben die Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen gezeigt. Die Beispiele wurden aus der Fülle der Veröffentlichungen herausgegriffen, die über sorgfältiger dokumentierte Meßergebnisse an Baugruben berichten. Die Methode kann abweichende Ergebnisse liefern, wenn ihre Voraussetzungen grob verletzt werden. Dies ist z.B. bei starken Krümmungen der Wand der Fall. Bei rückverankerten Baugruben ist der Ansatz eines dreieckförmigen Verformungsfeldes u.U. zu einfach. Auch kann der Einfluß der Wandreibung nicht erfaßt werden.

Die Methode liefert außerdem dann zu geringe Verformungen, wenn die Setzungen, die von den Horizontalbewegungen der Wand verursacht werden, noch von anderen Einflüssen überlagert sind. Diese Einflüsse können sein:

1. Setzungen aus Grundwasserabsenkungen.
2. Setzungen durch Rammen oder Rütteln von Bohlträgern, Spundbohlen oder Ankerrohren in lockeren bis mitteldichten rolligen Böden.

Den ersten Einfluß kann man rechnerisch leicht erfassen, während der zweite heute noch nicht zutreffend abgeschätzt werden kann.

Dennoch ist die Verformungsfeld-Methode ein interessantes Instrument, die Setzungen hinter Baugruben berechnen zu können. Die Methode gewinnt dadurch an Bedeutung, daß man die Gefährdung von Nachbarbebauung damit auch quantitativ abschätzen kann.

Weil einige Effekte des Bodenverhaltens stark vereinfacht wurden, konnte eine geschlossene Lösung gefunden werden, die den Rechenaufwand für den entwerfenden Ingenieur gering hält. Für welche Fälle die Idealisierungen zulässig sind, wurde anhand von mehreren praktischen Beispielen gezeigt.

6. Ausblick

Bei den Arbeiten mit der Finiten Element Methode hat sich gezeigt, daß wesentliche Effekte beim Aushub und der Aussteifung tiefer Baugruben, wie z.B. die Geländesetzung, nicht zutreffend erfaßt werden können. Es scheint sich hierbei nicht in erster Linie um ein Stoffgesetzproblem zu handeln. Es müssen vielmehr die Probleme zutreffender erfaßt werden, die sich aus der Interaktion von Bauwerk und Boden ergeben.

Bei den vereinfachten Annahmen und Methoden, nach denen heute konstruiert und gebaut wird, sind oft die Bodenparameter von entscheidender Bedeutung. Bei nichtbindigen Böden ist die exakte Ermittlung des Reibungswinkels und des Dilatanzwinkels nur an gestörten Bodenproben im Labor möglich. Es sollten Möglichkeiten entwickelt werden, den Reibungswinkel und den Dilatanzwinkel mit Feldversuchen "in situ" zu bestimmen.

Der in dieser Arbeit gezeigte Ansatz zur Berechnung von Setzungen nach der Plastizitätstheorie ist vielleicht auch auf bindige Böden übertragbar. Anhand von Verformungsmessungen muß weiterhin überprüft werden, wo die Grenzen der Anwendbarkeit genau liegen. Gegebenenfalls ist der Ansatz zu erweitern unter Aufgabe der vereinfachenden Annahmen, wie z.B. der Starrkörperrotation der Wand und der glatten, reibungsfreien Oberfläche der Wand. Bei verankerten Wänden könnte eventuell statt des dreieckförmigen Verformungsfeldes ein Verfahren mit zusammengesetzten Zonen unterschiedlichen Ausnutzungsgrades wirklichkeitsnäher sein.

LITERATURVERZEICHNIS

Arslan, M.V.: Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhalten von Sand, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Grundbau und Bodenmechanik TH Darmstadt, Heft 23, 1980

Bransby, P.L. / Milligan, G.W.E.: Soil deformations near cantilever sheet pile walls, Geotechnique 25, No.2 (1975), pp 175 - 195

Burland, J.B. / Hancock, R.J.R.: Underground car park at the House of Commons, London: Geotechnical aspects, Structural Engineer 55 (1977), pp 87 - 100

Clough, G.W. / Duncan, J.M.: Finite element analysis of retaining wall behavior, Journal SMFDiv. ASCE 97 (1971), Nr. SM 12, pp 1657 - 1673

Desai, C.S. / Abel, J.F.: Introduction to the finite element method, New York, van Nostrand Reinhold, 1972

Drucker, D.C. / Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis of limit design, Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10 (1952), pp 157 - 175

Duncan, J.M. / Chang, C.Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soil, Journal SMFDiv. ASCE 96 (1970), pp 1629 - 1651

Duddeck, H.: Die Ingenieuraufgabe, die Realität in ein Berechnungsmodell zu übersetzen. Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfingenieure, Berlin, Oktober 1980

Dysli, M. / Fontana, A.: Deformations around exavations in clayey soils, Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, 1982

Engineering News Record: Bank goes down, up at the same time, Nr. 20 (1981)

Felippa, C.A.: Refined finite element analysis of linear and nonlinear two-dimensional structures, Dissertation, University of California, Berkeley, 1966

Felix, B. / Frank, R. / Kutuiak, M.: FEM Calculations of a diaphragm wall, influence of initial pressures and of the contact laws, Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, 1982

Gartung, E.: Spannungs-Verformungs-Berechnung für eine rückverankerte Baugrubenwand. Tagung "Finite Elemente in der Baupraxis", TU Hannover, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1978

Goodman, R.E. / Taylor, R.L. / Brekke, T.L.: A model for the mechanics of jointed rocks, Journal SMFDiv. ASCE, SM 3, (1968), pp 637 - 659

Green, G.E. / Bishop, A.W.: A note on the drained strength of sand under generalized strain conditions, Geotechnique, Vol. 19, No. 1 (1969), pp. 144 - 149

Gudehus, G.: Elasto-Plastische Stoffgleichungen für trockenen Sand,Ingenieur Archiv, Vol. 42 (1973), S. 151 - 169

Gudehus, G.: Bodenmechanik, Stuttgart, Enke-Verlag, 1981

Hansen, B.: Line ruptures regarded as narrows rupture zones. Basic equations based on kinematic considerations, Proc. Conf. "Earth pressure problems", Vol. 1, Brussels, 1958, pp. 39 - 48

Henauer, R. / Otta, L.: Baugrubensicherung und Überwachungsmaßnahmen beim Aushub einer 16 m tiefen Baugrube, Europ. Konferenz für Bodenmechanik und Grundbau, Wien, 1976, S. 149 - 156

Hill, R.: The mathematical theory of plasticity, London, Oxford University Press, 1950

Huder, J.: Tiefe Baugruben - Erddrücke und Deformationen, Mitteilung Nr. 105, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich, 1976

Ko, H.Y / Scott, R.F.: Deformation of sand at failure, Journal SMFDiv. ASCE, Vol. 94, SM 4 (1968), pp. 883 - 898

Lackner, E.: Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen", Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1981

Lade, P.V. / Duncan, J.M.: Cubical triaxial tests on cohesionless soil, Journal SMFDiv. ASCE, SM 10 (1973, pp. 793 - 812

Lade, P.V. / Duncan, J.M.: Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil, Journal Geotechnical Div. ASCE, Vol. 101, GT 10 (1975, pp. 1037 - 1053

Laumans, Q.: Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, Heft 7, 1977

Loers, G. / Pause, H.: Die Schlitzwandbauweise für große und tiefe Baugruben in Städten, Bauingenieur 51 (1976), Heft 2, S. 41 - 58

Matsuoka, H.: On the significance of the "spatial mobilized plane", Japanese Society of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 16, No 1 (1976), pp. 91 - 100

Naylor, D.J.: Numerical models for clay core dams, Proc. Int. Symp. "Criteria and assumptions of numerical analysis of dams", Swansea (1975)

Nelson, I. / Baron, M.L.: Application of variable moduli models to soil behavior, Int. Journal of Solids and Structures, No. 7 (1971) pp. 399 - 417

Nendza, H. / Klein, K.: Bodenverformung beim Aushub tiefer Baugruben, Haus der Technik, Vortragsveröffentlichungen 314, Essen, 1973

Pause, H. / Brieke, W.: Umweltfreundliches Bauverfahren für tiefe Baugruben in Städten, Philipp Holzmann AG, Technischer Bericht, November 1981

Peck, R.B.: Deep excavations and tunelling in soft ground, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation, Eng., Mexico, 1969

Proctor, D.C. / Barden, L.: Correspondence on Green and Bishop (1969), Geotechnique, Vol. 19 (1969), pp. 424 - 426

Ranke, A. / Ostermayer, H.: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen, Bautechnik 10 (1968), S. 341 - 349

Schad, H.: Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben, Mitteilungen des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart, Heft 10, 1979

Scheffler, E.: Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden, Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 76-1, 1976

Simpson, B. / Worth, C.P.: Finite element computations for a model retaining wall in sand,Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Madrid, 1972, pp. 85 - 93

Simpson, B. / O'Riordan, N.J. / Croft, D.D.: A computer model for the analysis of ground movements in London clay, Geotechnique 29 (1979), pp. 149 - 175

Smoltczyk, U.: Stress computation in soil media, Journal SMFDiv. ASCE, 1967, pp. 101 - 124

Sommer, H. / Wittmann, P. / Ripper, P.: Tiefe Baugruben neben schwerer Bebauung im Frankfurter Ton, Bauingenieur 57 (1982), S. 335 - 342

Städing, A.: Nichtlineare Berechnung von Baugruben bei zeitabhängigem Baugrundverhalten, Dissertation am Institut für Statik, TU Braunschweig, 1979

Stroh, D.: Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Grundbau und Bodenmechanik TH Darmstadt, Heft 13, 1974

Ulrichs, K.R.: Ergebnisse von Untersuchungen über Auswirkungen bei der Herstellung tiefer Baugruben, Tiefbau 9 (1979)

Ulrichs, K.R. / Wiechers, H.: Bodenverformungen bei tiefen Baugruben in rolligen Böden, Vorträge Baugrundtagung 1980, Mainz

Ulrichs, K.R.: Untersuchungen über das Trag- und Verformungsverhalten verankerter Schlitzwände in rolligen Böden, Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, Nr. 15, 1980

Wanninger, R.: Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und der verankerten Wand, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Grundbau und Bodenmechanik TH Darmstadt, Heft 23, 1980

Weißenbach, A.: Baugruben, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1977

Weißenbach, A.: Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1980

Wiechers, H.: Meßprogramm zur Erfassung von umweltbeeinträchtigenden Auswirkungen von tiefen Baugruben, Tiefbau 9 (1979)

Winselmann,D.: Stoffgesetze mit isotroper und kinematischer Verfestigung sowie deren Anwendung auf Sand, Institutsbericht Nr. 84-44 aus dem Institut für Statik an der TU Braunschweig, 1984

Wroth, C.P.: General theories of earth pressures and deformations, Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, 1972, pp. 33 - 52

Zienkiewicz, O.C.: The finite element method in structural and continuous mechanics, London, Mc Graw Hill, 1967

Zienkiewicz, O.C.: Plasticity and some of its corollaries in soil mechanics. Collapse and continuing deformation and load repetition, Proc. 2nd Int. Conf. on "Numerical Methods in Geomechanics", Blacksburg, Virginia, 1976, pp. 1275 - 13/3

Bisher erschienene Mitteilungshefte des Institus für Grundbau und Bodenmechanik TU Braunschweig

---

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. 8o-4	Ruppert, F.-R.	: Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenberger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik, 198o
Nr. 81-1	Schuppener, B.:	: Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastungen auf Offshore-Bauwerke, 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 Eigenschften von Bentonit-Suspensionen auf Baustellen, 1982
Nr. 1o	Beckmann, U.	: Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen, 1982
Nr. 11	Papakyriakopoulos,P.:	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 1o-jährigen Bestehen des Instituts, 1984
Nr. 14	Raabe, E.-W.	: Spannung-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen, 1984

Reproduktion und Druck:
Beyrich Reprografie · Bültenweg 73 · 3300 Braunschweig · Telefon (05 31) 34 09 04