

Mitteilungen
Heft 2

OHDE-Kolloquium 1993

Gemeinsame Veranstaltung des
Instituts für Geotechnik der Technischen Universität Dresden
und der Außenstelle Berlin der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe

Vorträge

Dresden 1995

Inhalt

- I Vorwort des Herausgebers
- 1 A. Hettler
Modellgesetze für Flachgründungen auf Sand im Gebrauchs und Grenzzustand
- 19 B. Walz, P. Waldhoff, T. Happe
Modellversuche zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden
- 33 N. Kunz
Modellversuche zur Tragfähigkeit von Fundamenten an Böschungen in feuchten Sanden
- 53 P. Mao
Erdwiderstandsversuch mit drei verschiedenen Bewegungsarten
- 67 U. Bartl
Zum Stand der Erddruckversuche am Institut für Geotechnik der TU Dresden
- 87 C. Brinkmann
Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen
- 109 J. Schäfer
Gewinnung von Sonderproben im Schluff und deren Bearbeitung für Modellversuche
- 131 I. Al Diban
Modellversuche mit horizontal belasteten Pfählen

Vorwort des Herausgebers

Das im Abstand von zwei Jahren stattfindende Ohde-Kolloquium als gemeinsame Veranstaltung der Bundesanstalt für Wasserbau - Außenstelle Berlin und dem Institut für Geotechnik der TU Dresden, wurde 1993 im Institut in Dresden ausgerichtet. Es war in erster Linie bodenmechanischen Modellversuchen gewidmet. Durch dieses Thema waren vor allem Einrichtungen angesprochen, die sich mit derartigen Versuchen, ihrer Planung, Durchführung und Auswertung auseinandersetzen. Die Teilnehmerzahl war auf diese Weise begrenzt. So diente die Veranstaltung einerseits der gegenseitigen Information und andererseits der Vermittlung von Erfahrungen. Beides war besonders für junge Wissenschaftler, die im Rahmen ihrer Graduierung Modellversuche durchgeführt haben bzw. planen, von großem Interesse.

So kamen Modellversuche zum Erddruck, zur Tragfähigkeit und zum Setzungsverhalten von Fundamenten, zum Tragverhalten von horizontalbelasteten Pfählen sowie großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Anschlußkonstruktionen im Dammbau, die Entnahme von Sonderproben für Modellversuche und Modellgesetze zur Sprache.

Die rege Diskussion und zahlreiche Einzelgespräche am Rande der Veranstaltung unterstrichen deren Nützlichkeit.

Dieses Heft enthält die Beiträge des Ohde-Kolloquiums 1993. Allen Vortragenden sei an dieser Stelle nochmals herzlich gedankt.

Dietrich Franke

Modellgesetze für Flachgründungen auf Sand im Gebrauchs- und im Grenzzustand

A. Hettler, Trischler und Partner, Karlsruhe

1. Einführung

Bild 1 zeigt einen typischen Großversuch an Fundamenten auf Sand, die von der Degebo in Berlin ab den 50er bis in die 70er Jahre durchgeführt wurden (vgl. z.B. Weiß, 1978 oder Muhs und Weiß, 1972).



Bild 1: Großversuch der Degebo an Fundament mit Schrägbelastung (Weiß, 1978)

Ursprüngliches Ziel dieser Versuche war es, beim Wiederaufbau im Krieg zerstörter Häuser die Grundbruchlasten der noch vorhandenen Fundamente besser einschätzen zu können.

Diese Problemstellung läßt sich mit einfacheren Mitteln auch in kleinmaßstäblichen Modellversuchen untersuchen (Bild 2). Hierbei stellt sich die Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse aus den kleinen Modellen auf die großen Prototypen. Das Studium der grundlegenden Modellgesetze (Görtler, 1975) führt zu folgenden Forderungen:

- Die Darstellung der Last-Setzungskurve muß in dimensionsloser Form erfolgen.
- Die Fundamente müssen geometrisch ähnlich sein.
- Der Sandboden muß im kleinmaßstäblichen Modell (Index M) und im großmaßstäblichen Prototyp (Index P) dieselbe Wichte γ aufweisen.
- Der Sand sollte trocken sein, um keine Verfälschung durch Kapillarkohäsion zu erhalten.

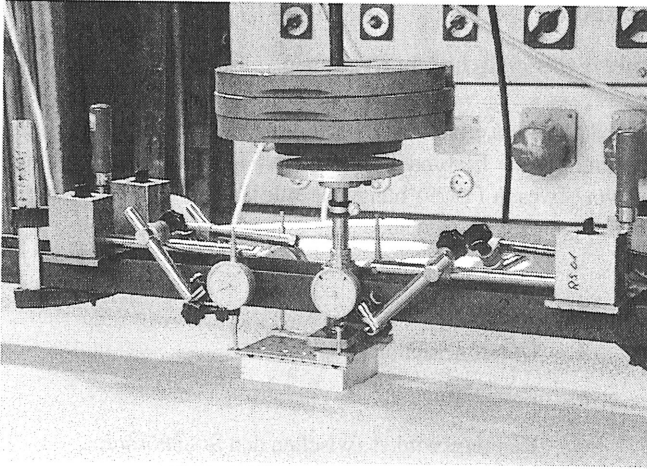
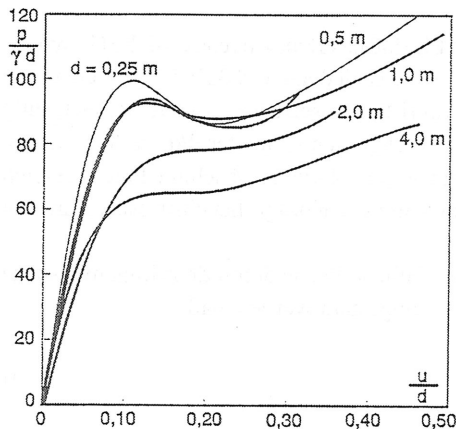


Bild 2: Kleinmaßstäblicher Modellversuch an der TU Karlsruhe (Hettler 1983)

All diese Bedingungen sind in den Versuchen an Kreisfundamenten mit Durchmesser d von Ovesen (1979) eingehalten (Bild 3), wobei die großen Durchmesser in der Zentrifuge modelliert sind. Die Kurven zeigen eindeutig einen Maßstabseffekt, sowohl bei den Verschiebungen im Gebrauchszustand als auch bei den Peaklasten im Grenzzustand, obwohl die Verschiebungen u und die



mittleren Pressungen p dimensionslos dargestellt sind.

Im folgenden sollen diese Maßstabseffekte näher untersucht werden und einfache Übertragungsgesetze von den Modellen auf die großmaßstäblichen Prototypen abgeleitet werden.

Bild 3: Last-Setzungskurven von starren Kreisfundamenten mit versch. Durchmesser, modelliert in der Zentrifuge (Ovesen, 1979)

2. Grenzzustand

2.1 Allgemeine theoretische Überlegungen

Die allgemeinen theoretischen Überlegungen sollen am Beispiel von Kreisfundamenten ohne Einbindetiefe erläutert werden. In Anlehnung an die Darstellung von Ovesen (1979) hängt die mittlere Fundamentpressung p_1 am Peak von den folgenden Größen ab:

γ	Wichte des Sands
d	Durchmesser des Fundaments
e	Porenziffer
φ_μ	Reibungswinkel zwischen den Sandkörnern
σ_k	charakteristische Kornbruchspannung
d_g	mittlerer Korndurchmesser

In dimensionsloser Darstellung ergibt sich über die Funktion F der Zusammenhang:

$$\frac{p_1}{\gamma d} = F(e, \varphi_\mu, \frac{\sigma_k}{\gamma d}, \frac{d}{d_g}). \quad (1)$$

Der Parameter $\sigma_k/\gamma d$ beschreibt den Einfluß des Druckniveaus auf die Grenzlaster. Führt man Versuche mit Fundamenten verschiedener Größe bei 1 g durch, ist die Modellähnlichkeit nicht gegeben und ein Maßstabseffekt zu erwarten. Gleichzeitig ist die Modellähnlichkeit durch den Korngrößenparameter d/d_g verletzt. Somit kann in 1-g-Versuchen nicht geklärt werden, ob die in Abschnitt 1 aufgezeigten Maßstabseffekte durch das Druckniveau oder Korngrößeneinflüsse verursacht sind.

Diese Problematik läßt sich auf einfache Weise durch Zentrifugenversuche lösen. Dabei muß die Schwerkraft so eingestellt werden, daß

$$\frac{\sigma_k}{\gamma d} = \text{konstant} \quad (2)$$

erfüllt ist. Gleichzeitig wird bei Verwendung des gleichen Sands mit derselben Porenziffer die Fundamentbreite variiert.

Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Möglichkeiten von 1-g-Versuchen und Zentrifugenversuchen bei verschiedenem Modellmaßstab n in Anlehnung an Ovesen (1979).

Parameter	konventionelle Modellversuche Maßstab: $1 : n$ Schwerkraft $1 g$	Zentrifugen- versuche Maßstab: $1 : n$ Schwerkraft ng
e	ähnlich	ähnlich
φ_μ	ähnlich	ähnlich
$\sigma_k / \gamma d$	nicht ähnlich	ähnlich
d / d_g	nicht ähnlich	nicht ähnlich

Tab. 1: Modellähnlichkeit in konventionellen Modellversuchen und in der Zentrifuge in Anlehnung an Ovesen (1979)

2.2 Korngrößeneffekte

Korngrößeneffekte können zwei völlig verschiedene Ursachen haben. Zum einen spielt die Korngröße eine Rolle, wenn das Verhältnis d/d_g kleiner als 15 wird (Ovesen 1979). Dies bedeutet, daß ein Fundament von weniger als 200 Körnern gestützt wird und folglich Sand nicht als Kontinuum zu betrachten ist. Schließt man diesen Fall durch genügend große Fundamente aus, kommt jedoch ein anderer Effekt zum Tragen.

Aus vielen Versuchen ist bekannt, daß sich Scherfugen von den Fundamentkanten ausbilden, bevor die maximale Fundamentlast erreicht ist (z. B. Kimura, Kusakabe, Saitoh, 1985).

Versuche der Degebo mit Röhrchen im Sandkörper haben eindeutig belegt, daß die Scherfugen nach und nach vorwärts schreiten, bis sich schließlich ein

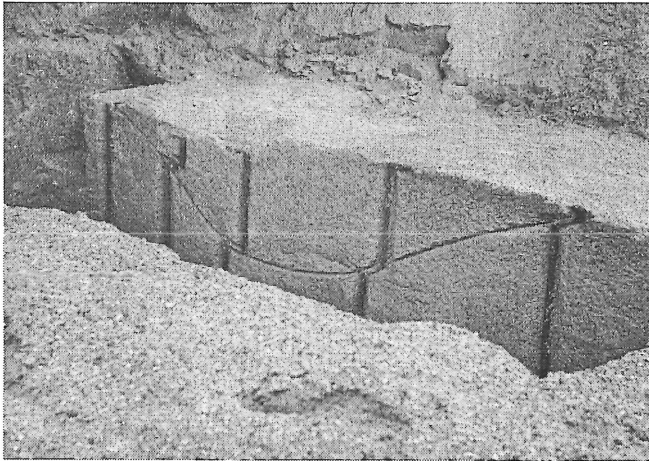


Bild 4: Gleitlinien nach erreichtem Grundbruch im Versuch der Degebo (vgl. Muhs und Weiß, 1972)

Bruchkörpersystem ausbildet (vgl. Bild 4). Durch diesen Prozeß ist der Mobilisierungsgrad des Reibungswinkels auf der Scherfuge unterschiedlich. Zum Teil ist der Peak bereits überschritten, was dann bei Fundamenten unterschiedlicher Größe zu einem Maßstabeffekt führen kann. Dieses Phänomen wird in der Literatur häufig als progressiver Bruch bezeichnet (Muhs, Weiß, 1971).

Wie in Abschnitt 2.1 gezeigt, kann dieser Effekt in Zentrifugenversuchen bei konstantem Druckniveau untersucht werden. Bild 5 zeigt die Ergebnisse der

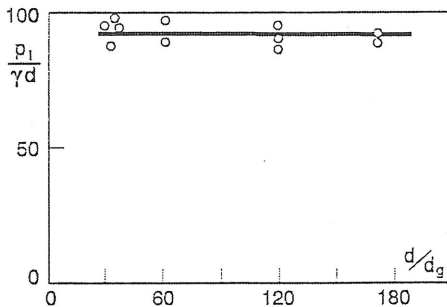


Bild 5: Einfluß des Korndurchmessers auf dimensionslose Peaklast bei konstantem Druckniveau nach Ovesen (1979)

Untersuchungen von Ovesen (1979). Die dimensionslose Grenzlast ist nicht abhängig vom Korndurchmesser. Daraus geht eindeutig hervor, daß der Korngrößeneffekt vernachlässigt werden darf. Dies läßt sich auch durch weitere Versuche und Überlegungen absichern (Hettler, 1988).

2.3 Einfluß des Druckniveaus

Vernachlässigt man den Einfluß des progressiven Bruchs gemäß den Ergebnissen in Abschnitt 2.2, folgt aus Gleichung 1

$$\frac{p_l}{\gamma d} = f(e, \varphi_u, \frac{\sigma_k}{\gamma d}) \quad (3)$$

Gleichung 3 läßt sich bei Streifenfundamenten mit der Breite b auf die bekannte Form

$$\frac{p_l}{\gamma b/2} = N_\gamma \quad (4)$$

bringen, wobei N_γ den Tragfähigkeitsfaktor nach Terzaghi (1940) bezeichnet.

In Analogie zu Gleichung 3 hängt N_γ bei Versuchen mit konstanter Dichte und verschiedener Breite von dem Produkt γb ab. Somit ergibt sich

$$N_\gamma = N_\gamma \left(\frac{\gamma b}{\sigma_k} \right). \quad (5)$$

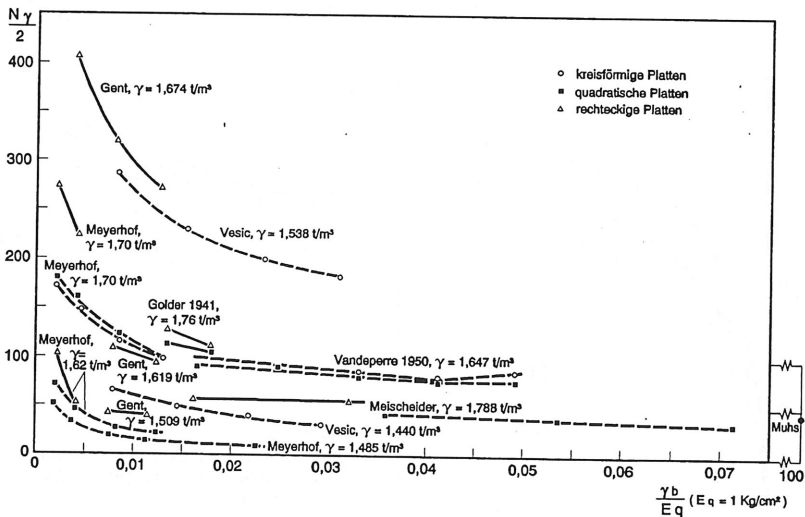


Bild 6: Aus Versuchen rückgerechneter Tragfähigkeitsfaktor N_γ nach de Beer (1965)

Der Einfluß der Fundamentgröße kann sehr bedeutend sein, wie die bekannte Zusammenstellung von de Beer* (1965) in Bild 6 zeigt.

Vor allem beim Vergleich von relativ kleinen Modellversuchen mit großen Prototypen ergeben sich Unterschiede bei N_γ um den Faktor 5 bis 10.

In theoretischen Untersuchungen zu N_γ wird meistens ein konstanter Reibungswinkel vorausgesetzt. Dazu im Widerspruch stehen die Ergebnisse von Triaxialversuchen mit verschiedenen Seitendrücken σ_2 . Die dimensionslosen Spannungsdehnungskurven und damit der Reibungswinkel hängen eindeutig vom Druckniveau ab, wie das Beispiel in Bild 7 zeigt. Weitere Beispiele siehe Hettler (1985).

Wegen des großen Einflusses des Druckniveaus ist bei Anwendung der genannten Theorien der Reibungswinkel als fiktiver, gewogener Mittelwert ϕ_M zu sehen, der passend zur Fundamentbreite zu wählen ist (s. Abschnitt 2.4). Gleichung 5 lautet demnach:

$$N_\gamma = N_\gamma(\phi_M). \quad (6)$$

*Hinweis: Setzt man formal $\sigma_k = E_q = 1 \text{ kg/cm}^2$, kommt man zur Darstellung von de Beer.

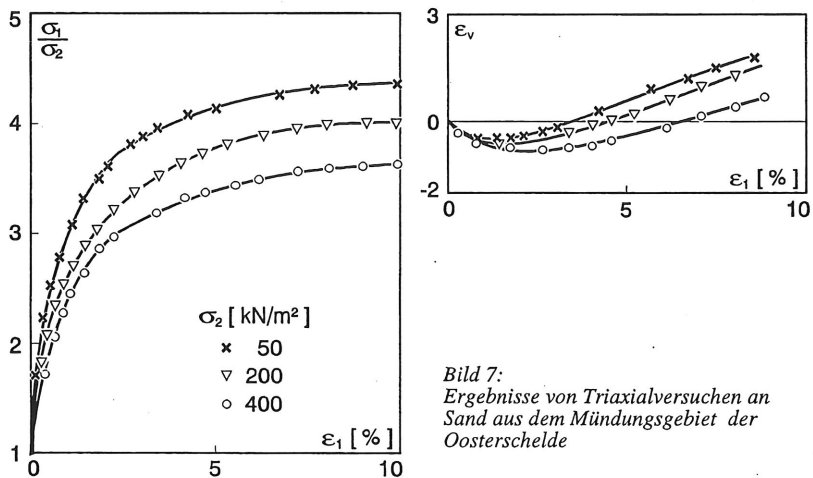


Bild 7:
Ergebnisse von Triaxialversuchen an
Sand aus dem Mündungsgebiet der
Oosterschelde

2.4 Praktische Anwendung

Bei der praktischen Anwendung von Gleichung 4 stößt man auf viele Schwierigkeiten und Fragen. Dazu gehören

- Unterschiedliche Theorien führen zu unterschiedlichen N_γ -Werten (vgl. Weiß, 1973)
- Der Reibungswinkel hängt vom Testgerät ab (vgl. Hettler 1988).
- Bei welchem Druckniveau soll der Reibungswinkel bestimmt werden?
- N_γ hängt von der Fundamentbewegung ab, z. B. unterscheidet sich N_γ bei streng vertikal geführten Fundamenten und frei drehbaren.

Zusätzlich erschweren Streuungen die Interpretation von Versuchen.

Im folgenden wird auf der Grundlage der Untersuchungen an der Degebo und weiterer Ergänzungen durch Hettler (1988) ein halbempirischer Bemessungsvorschlag entwickelt, der den Einfluß des Druckniveaus auf die Tragfähigkeit mit berücksichtigt.

Der Tragfähigkeitsfaktor N_γ berechnet sich in Anlehnung an DIN 4017 gemäß einem Vorschlag von Gudehus (1981) aus

$$N_\gamma = \exp \{ 5.71 (\tan \varphi)^{1.15} \} - 1 \quad (7)$$

Der Reibungswinkel wird in geführten Rahmenscherversuchen bei der Normalspannung

$$\sigma_M = 1/10 \cdot p_1 \quad (8)$$

gemäß dem Vorschlag von Meyerhof (1951) bestimmt.

Alternativ kann der Reibungswinkel in verbesserten Triaxialversuchen mit geführten und geschmierten Endplatten gemessen werden bei einem Seitendruck

$$\sigma_2 = 1/10 \cdot p_1 \quad (9)$$

Einzelheiten finden sich bei Hettler (1988).

Mit diesen Annahmen lassen sich z.B. die Zentrifugenversuche von Kimurah, Kusakabe und Saitoh (1985) sehr gut nachrechnen (Bild 8).

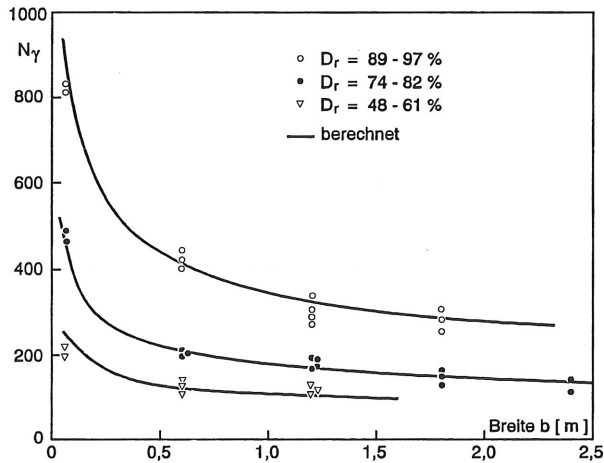


Bild 8: Nachrechnung der Zentrifugenversuche von Kimurah, Kusakabe und Saitoh (1985) für verschiedene relative Dichte D_r

Desgleichen läßt sich N_γ nach Gleichung 7 sehr gut rückrechnen aus Versuchen mit verschiedenen Sanden und Fundamenten (Bild 9). Weitere Beispiele siehe Hettler (1988).

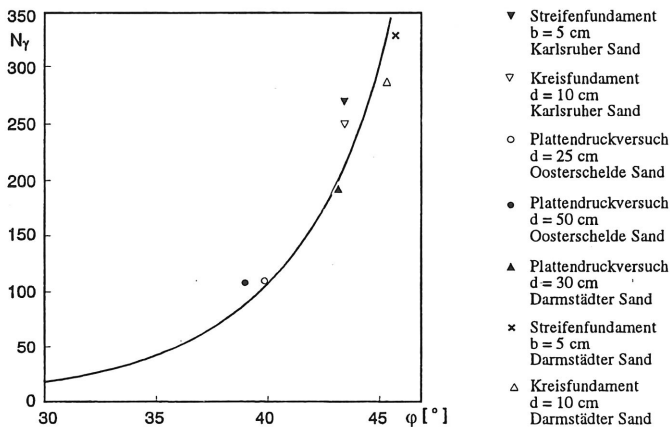


Bild 9: Vergleich von N_γ nach Gleichung 7 mit N_γ aus Fundamentversuchen (Hettler 1988)

3. Gebrauchszustand

3.1 Allgemeine theoretische Überlegungen

Wie für Grenzzustände sollen die grundsätzlichen Zusammenhänge am Beispiel von starren Kreisfundamenten mit zentrischer Last erläutert werden. Im Gebrauchszustand spielen Scherfugen keine oder nur eine untergeordnete Rolle, so daß der Einfluß auf die Verformungen vernachlässigt werden darf.

Die Fundamentverschiebung u hängt von folgenden Größen ab:

- γ Wichte des Sands
- d Fundamentdurchmesser
- e Porenziffer
- p mittlere Fundamentpressung
- σ_k charakteristische Kornbruchspannung .

Nach Anwendung der Dimensionsanalyse ergibt sich über die Funktion F der Zusammenhang:

$$\frac{u}{d} = F\left(e, \frac{p}{\gamma d}, \frac{\sigma_k}{\gamma d}\right). \quad (10)$$

Wie in Abschnitt 2.1 gibt analog Tabelle 2 eine Übersicht über die Modellähnlichkeit in 1-g- und in Zentrifugenversuchen bei verschiedenem Modellmaßstab n .

Die Auswertung in Tabelle 2 zeigt, daß in der Zentrifuge vollständige Modellähnlichkeit möglich ist, während in 1-g-Versuchen das Druckniveau nicht korrekt modelliert werden kann. Für den Sonderfall, daß Kornbruchphänomene vernachlässigt werden dürfen und näherungsweise starrkörniges Verhalten zutrifft, ist auch bei 1-g-Versuchen die Modellähnlichkeit gegeben. Dies trifft z. B. für Karlsruher Mittelsand in einem bestimmten Druckbereich zu (vgl. Hettler, 1983 und 1985).

Parameter	konventionelle Modellversuche Maßstab: 1 : n Schwerkraft 1 g	Zentrifugen- versuche Maßstab: 1 : n Schwerkraft ng
e	ähnlich	ähnlich
$p / \gamma d$	ähnlich	ähnlich
$\sigma_k / \gamma d$	nicht ähnlich	ähnlich

Tab. 2: Modellähnlichkeit in konventionellen Modellversuchen und in der Zentrifuge

Bei den meisten Sanden ist jedoch starrkörniges Verhalten selbst für die im Modellwesen praktisch relevanten Fundamentabmessungen nicht zutreffend.

Allerdings können über erweiterte Ähnlichkeitsbetrachtungen und zusätzliche Annahmen die Modellgesetze so erweitert werden, daß auch bei 1-g-Versuchen die Übertragbarkeit für verschiedene geometrische Maßstäbe sehr einfach möglich ist und Zentrifugenversuche nicht notwendig sind.

3.2 Einfluß des Druckniveaus

Ähnlichkeitstheorien beschränken sich nicht nur auf die Anwendung der Dimensionsanalyse oder des π -Theorems (Görtler 1975). Häufig können Gleichungen durch die Anwendung der sogenannten Methode der Transformationsgruppen weiter vereinfacht werden. Hierbei ist die Kenntnis aller Gleichungen einschließlich Randbedingungen, die ein Randwertproblem beschreiben, notwendig. Anwendungen in der Bodenmechanik finden sich bei Winter und Hettler (1983).

Spaltet man den Einfluß des Druckniveaus auf die Dehnungen im Stoffgesetz als Faktor ab, so läßt sich auch in Gleichung 10 der Einfluß des Druckniveaus als Faktor darstellen.

Besonders einfach werden die Gleichungen, wenn ein Potenzgesetz gewählt wird, wie z. B. bei Hettler (1984) oder Deventer und Molenkamp (1985). In diesem Fall

kann Gleichung 10 vereinfacht werden zu

$$\frac{u}{d} = \left(\frac{d}{d_0} \right)^\delta F_0 \left(e, \frac{p}{\gamma d} \right). \quad (11)$$

Dabei bezeichnet δ einen Exponenten, der sowohl in Triaxialversuchen mit verschiedenem Seitendruck als auch in Modellfamilien bei 1 g bestimmt werden kann. Einzelheiten finden sich bei Hettler und Gudehus (1985).

Gleichung 11 besagt, daß die Lastsetzungslinie beim Durchmesser d_0 auf einen Durchmesser d übertragen werden kann durch Korrektur mit dem Faktor $(d/d_0)^\delta$. Der Exponent δ liegt häufig zwischen 0,2 und 0,3. Bei starkkörnigem Verhalten

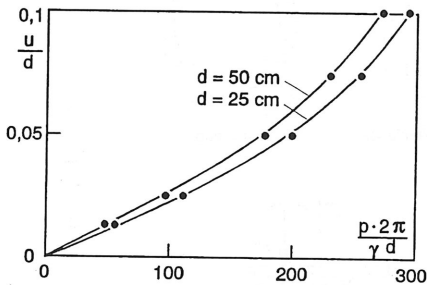


Bild 10:
Last-Setzungskurven von Fundamenten mit verschiedenem Durchmesser, gemessen von Deventer und Molenkamp

beträgt er Null. Ist der Einfluß von Kornbruch besonders groß, kann er auch zwischen 0,4 und 0,5 liegen.

Als Beispiel zur Anwendung dieser Theorie seien Triaxialversuche und Untersuchungen an einer Modellfamilie von Deventer und Molenkamp mit Oosterschelde-Sand aufgeführt (siehe Hettler 1985).

Die Auswertung der in Bild 7 gezeigten Ergebnisse von Triaxialversuchen mit verschiedenem Seitendruck ergibt $0,25 < \delta < 0,33$.

Zwei typische Ergebnisse an Lastplatten mit $d = 25$ cm und $d = 50$ cm finden sich in Bild 10. Im Mittel finden Deventer und Molenkamp $0,25 < \delta < 0,3$, was sehr gute Übereinstimmung bedeutet.

3.3 Anwendung

Durch die Vereinfachung in Abschnitt 3.2 eröffnet sich für kleinmaßstäbliche Modellversuche ein weites Anwendungsgebiet. Zum Beispiel lassen sich im Vergleich zu Großversuchen und Zentrifugenversuchen mit relativ bescheidenen Mitteln viele Fragestellungen klären (siehe Bild 11) wie z. B.:

- Einfluß der Grundrißgeometrie
- Einfluß der Exzentrizität e einer Last P
- Einfluß der Einbindetiefe t
- Einfluß der Böschungsneigung β .

Zur Überprüfung des Einflusses des Druckniveaus genügen einige wenige Groß- oder Zentrifugenversuche. Alternativ bieten sich auch Triaxialversuche an.

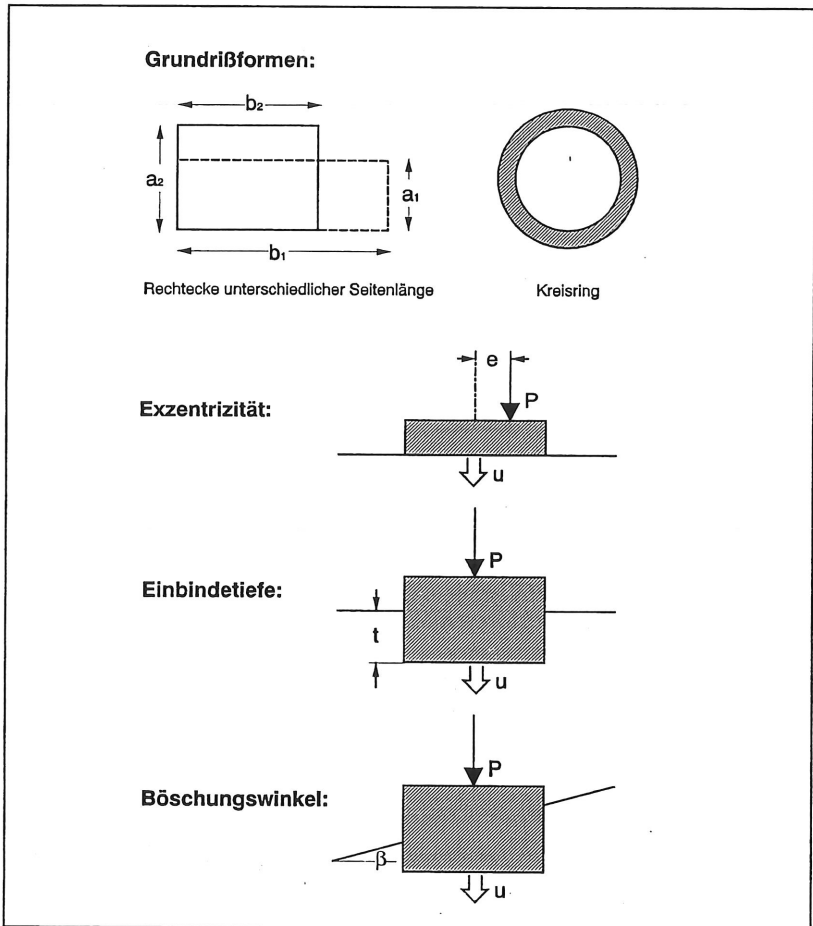


Bild 11: Anwendungsbeispiele für 1-g-Modellversuche

4. Weitere Hinweise

Bei der Durchführung von Modellversuchen sind weitere Gesetzmäßigkeiten zu beachten.

Sand ist ein Material mit Gedächtnis, das sich je nach Belastungspfad an seine Vorgeschichte erinnert (vgl. Gudehus, 1991 und Kolymbas 1991). Deshalb muß auch die Vorgeschichte vor Aufbringen der Belastung die Modellgesetze erfüllen. Von besonderer Bedeutung ist dabei der Ruhedruckzustand, der durch die dimensionslose Größe K_0 , den Ruhedruckbeiwert, beschrieben wird. Er erfüllt die Modellähnlichkeit. Dies ist dagegen im allgemeinen nicht der Fall, wenn z. B. mit Verdichtungsgeräten mit einer begrenzten Einflußtiefe gearbeitet wird. Es empfiehlt sich deshalb, den Sand mit der Rieseltechnik einzubauen, um den Ruhedruckzustand zu erzeugen.

Weitere Modellgesetze sind einzuhalten, wenn die Elastizität der Gründungskörper eine Rolle spielt (vgl. Hettler, 1983). In der Versuchstechnik mit Fundamenten müssen die verwendeten Platten entsprechend steif sein, um Störeinflüsse zu vermeiden.

Die in dem Beitrag diskutierten Modellgesetze können analog auch auf andere Randwertprobleme wie z. B. horizontal belastete Pfähle übertragen werden (Hettler, 1986). Nicht immer darf der Einfluß der Korngröße vernachlässigt werden wie z. B. bei Zugpfählen im Modellmaßstab (Hettler, 1984).

Auch bei Stützwänden treten in der Modelltechnik ähnliche Fragestellungen auf. Zum Beispiel sind bei der Dimensionierung von vernagelten Wänden Faktoren wie der Einfluß des Druckniveaus auf den Reibungswinkel, Systemelastizität, Kinematik in den Versuchen und progressiver Bruch von zentraler Bedeutung (vgl. Gäßler, 1987).

Literatur

1. De Beer, E. B. (1965): Bearing capacity and settlement of shallow foundations sand. Proc. Symp. Bearing capacity and settlements of foundations, Duke University, 15 - 33
2. Deventer, J. M. M., Molenkamp, F. (1985): Prediction of the stiffness of shallow foundations by means of plate loading tests and triaxial tests, persönliche Mitteilung
3. Gäßler, G. (1987): Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 108
4. Görtler, H. (1975): Dimensionsanalyse, Berlin: Springer
5. Gudehus, G. (1991): Stoffgesetze, Grundbau Taschenbuch, 4. Auflage, Teil 1, Ernst und Sohn
6. Gudehus, G. (1981): Bodenmechanik. Stuttgart: Enke
7. Hettler, A. (1983): Modelluntersuchungen für Gründungen in Sand, Bauingenieur 58, 41 - 48
8. Hettler, A. (1984): Erweiterung einer Ähnlichkeitstheorie für Sand zur Erfassung von Kornbruch und Kapillarkohäsion, Ingenieurarchiv 54, 321 - 327
9. Hettler, A. (1984): Theoretische und experimentelle Untersuchungen vertikaler Zugpfähle in Sand, Bauingenieur 59, 87 - 95
10. Hettler, A. (1985): Setzungen von Einzelfundamenten auf Sand. Bautechnik 6, Heft 6, 189 - 197
11. Hettler, A. (1986): Horizontal belastete Pfähle mit nichtlinearer Bettung in körnigen Böden, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 102
12. Hettler, A. (1988): Influence of the foundation width on the bearing capacity factor, Soils and foundation, Vol. 28, No. 4, 307 - 312

13. Hettler, A., Gudehus, G. (1985): A pressure dependent correction for displacement results from 1 g model tests with sand. *Géotechnique* 35, No. 4, 497 - 510
14. Kolymbas, D. (1991): An outline of hypoplasticity, *Archive of Applied Mechanics* 61, 143 - 151
15. Kimurah, T., Kusakabe, O., Saitoh, U. (1985): Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge. *Géotechnique* 35, No. 1, 33 - 45
16. Meyerhof, G. G. (1951): The ultimate bearing capacity of foundations, *Géotechnique* 2, No. 4, 301 - 332
17. Muhs, H., Weiß, K. (1971): Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 26
18. Muhs, H., Weiß, K. (1972): Versuche über die Standsicherheit flachgegründeter Einzelfundamente in nichtbindigem Boden, *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 28
19. Ovesen, N. K. (1979): The use of physical models in design. *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Fdn. Engineering*, Brighton 4, discussion, 319 - 323
20. Terzaghi, U. (1940): *Theoretical soil mechanics* New York: Wiley
21. Weiß, K. (1978): 50 Jahre Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) 1928 - 1978, *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 33
22. Weiß, K. (1973): Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Universität Berlin*, Heft 29
23. Winter, H., Hettler, A. (1983): Ähnlichkeit bei Randwertproblemen und ihre Anwendung in der Sandmechanik. *Ingenieurarchiv* 53, 27 - 39

Modellversuche zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden

Prof. Dr.-Ing. B. Walz, Bergische Universität - GH Wuppertal

Dr.-Ing. P. Waldhoff, Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH Wuppertal

Dipl.-Ing. T. Happe, Bergische Universität - GH Wuppertal

1 Einführung

In einer ersten Phase des Forschungsvorhabens zum Last- und Verformungsverhalten eines Einzelfundamentes, neben dem ein flüssigkeitsgestützter Erdschlitz ausgehoben wird, war die Frage nach der Größe der Grenzlaster des Einzelfundamentes zu behandeln (Pulsfort, 1986). Da bei diesen 1g-Modellversuchen der Bruchzustand betrachtet wurde und im wesentlichen nur Bruchmechanismen zu erkennen waren (qualitative Modellversuche (Walz, 1988)), bildete die Einhaltung der Belastungsgeschichte von Boden und Bauwerk keine wesentliche Versuchsrandbedingung, weil der Boden im Bruchzustand sein Gedächtnis verliert (Gudehus, 1990). So konnte in diesen Modellversuchen mit einem durch Siebbleche vorgeformten suspensionsgestützten Schlitz gearbeitet werden.

Die zweite Phase der Untersuchungen befaßt sich nun mit den Verformungen - vor allem mit den Setzungen - eines starren Fundamentes, die durch den Aushub eines angrenzenden flüssigkeitsgestützten Schlitzes verursacht werden. Da es hier um Verformungen im Gebrauchszustand geht, ist die Belastungsgeschichte - d. h. die Abfolge von Bodeneinbau und Fundamentherstellung inklusive dessen Belastung mit der Gebrauchslast und sodann der Schlitzaushub von oben nach unten - im 1 g-Modellversuch möglichst prototypgetreu nachzufahren.

Nachfolgend werden die Versuchstechnik, die Art der Versuchsauswertung und einige vorläufige Ergebnisse behandelt. Das Forschungsprojekt, das durch eine Beihilfe der Deutschen Forschungsgemeinschaft gefördert wird, ist derzeit in der Bearbeitung, so daß noch nicht über abschließende Ergebnisse berichtet werden kann, sondern mehr der Weg aufgezeigt wird, der zu neuen Erkenntnissen führen soll.

2 Versuchstechnik der bodenmechanischen 1 g-Modellversuche unter Verwendung einer Schlitzwandfräse

Zum prototypetreuen Abteufen eines flüssigkeitsgestützten Schlitzes in der Nähe eines bereits belasteten Modellfundamentes wurde zunächst eine nach dem Eimerkettenprinzip arbeitende Schlitzwandfräse (Abb. 1) entwickelt (Waldhoff, 1991), nachdem der Versuch eines Modellnachbaus der in der Baupraxis verwendeten Schlitzwandfräsen mit zwei sich gegenläufig drehenden Schneidrädern fehlgeschlagen war.

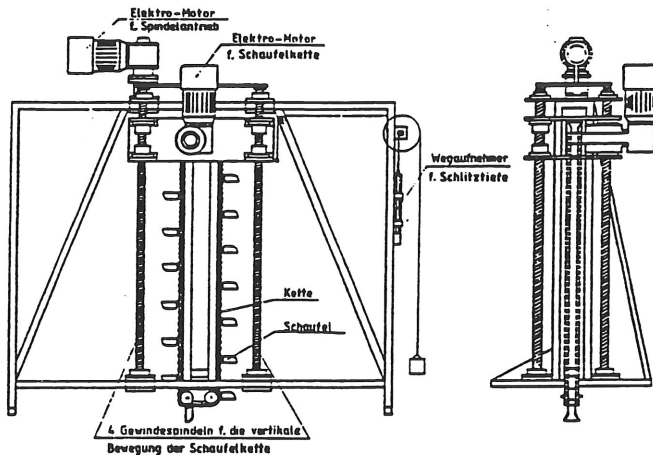


Abb. 1: Nach dem Eimerkettenprinzip arbeitende Schlitzwandfräse (Quelle [7])

Die im Maßstab von etwa 1:10 durchgeführten Versuche begannen mit dem Einbau des trockenen, gleichförmigen Mittelsandes in den Versuchsbehälter ($B/L/T = 1,50 \text{ m}/1,10 \text{ m}/1,07 \text{ m}$) mittels eines flächenhaften Sandregens. Das Modellfundament ($b/a = 10 \text{ cm}/20 \text{ cm}$) wurde auf der abgezogenen Bodenoberfläche - zunächst ohne Gründungstiefe - mit der langen Grundseite parallel zum geplanten Schlitz aufgesetzt und mit einer gewählten Gebrauchslast belastet. Dann erfolgte der Schlitzaushub bei Stützung der Erdwände mit einer Bentonitsuspension unter Verwendung der "Eimerkettenfräse". Während des Abteufens des Schlitzes wurden die vertikalen und horizontalen Verschiebungen des gegen Drehbewegungen in Rolllagern geführten starren Fundamentes gemessen, wobei die Fundamentbelastung unverändert blieb. Nach Abschluß des Schlitzaushubs wurde die Fundamentlast bis zur Grenztragfähigkeit gesteigert. Mit dieser Versuchstechnik, die in einem Videofilm dokumentiert ist, wurde eine Serie von ca. 25 Modellversuchen durchgeführt,

wobei unter Beibehaltung aller anderen Parameter, wie z. B. Schlitzlänge, Fundamentabmessungen, Gründungstiefe usw., die Größe der auf dem Fundament während des Schlitzauszugs ruhenden Gebrauchslast und der Abstand zwischen dem Fundament und dem flüssigkeitsgestützten Erdschlitz mit je vier bis fünf Größen variiert wurde.

3 Ergebnisse der Modellversuche

3.1 Unmittelbare Ergebnisse

Die unmittelbaren Ergebnisse der Modellversuche liegen vor in Form von

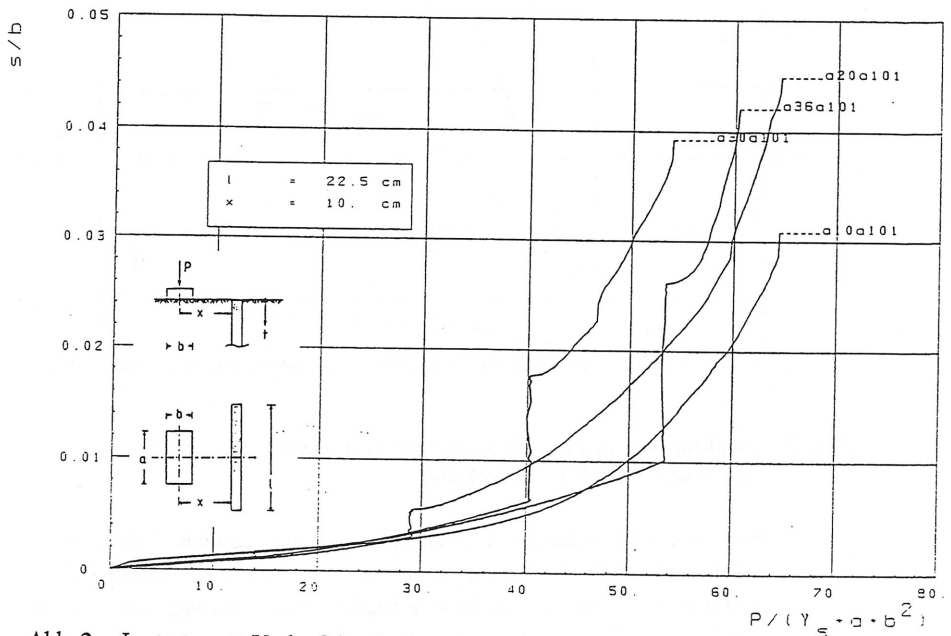


Abb. 2: Lastsetzungs-Verlauf des Fundamentes bei identischen geometrischen Randbedingungen aber unterschiedlichen Gebrauchslasten

- Lastsetzungskurven des Fundamentes (Abb. 2). Das Fundament wird zunächst bis zur Gebrauchslast belastet. Dieser Ast der Last-Setzungskurve müsste für alle Versuche einer "Lastreihe" identisch sein, da bei jedem Versuch dasselbe Fundament auf dem gleichbleibenden "Halbraum" gegründet ist. In einer "Lastreihe" bleiben alle geometrischen Parameter unverändert, lediglich die auf dem Fundament während des Schlitzauszugs ruhende Ge-

brauchslast wird variiert. Anschließend erfolgt der Schlitzaushub, gekennzeichnet durch einen Anstieg der Setzungen bei gleichbleibender Last. Schließlich wird die Fundamentlast bis zum Grenzzustand gesteigert, wobei die Größe der Grenzlast von der Entfernung zwischen Fundament und suspensionsgestütztem Schlitz abhängig ist.

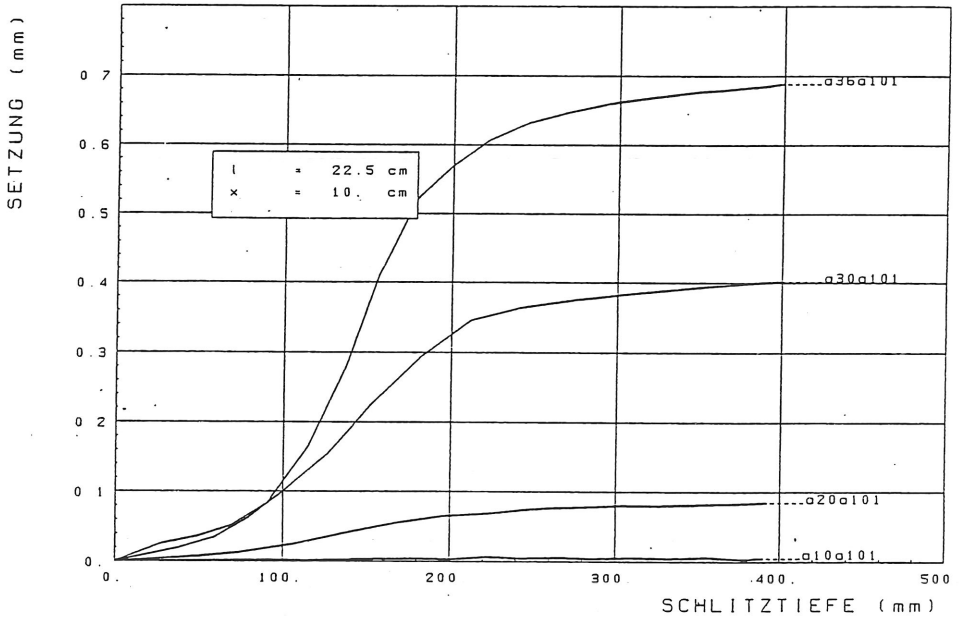


Abb. 3: Fundamentsetzung in Abhängigkeit von der Aushubtiefe des Schlitzes bei unterschiedlichen Gebrauchslasten

- Kurven, die die Setzungen in Abhängigkeit von der Aushubtiefe des Schlitzes angeben (Abb. 3). Die Setzungen nehmen mit wachsender Aushubtiefe zunächst nur langsam zu, dann ist eine beschleunigte Setzungszunahme zu beobachten, die sich anschließend wieder verlangsamt. Nach Überschreiten einer "Grenztiefe" bleibt die erreichte Setzung fast konstant, unabhängig von einer weiteren Vertiefung des Schlitzes, sofern die Gebrauchslast nicht in der Nähe der Grenzlast liegt.

3.2 Auswertung der Modellversuchsreihe

a) Allgemeine Überlegungen

Quantitative bodenmechanische 1 g-Modellversuche, bei denen es um die Aufdeckung von Abhängigkeiten zwischen Last und Verformung geht, unterliegen den Modellgesetzen. Die vom Spannungsniveau abhängigen Verformungseigenschaften des Bodens lassen meist eine unmittelbare Übertragung der am 1 g-Modell gemessenen Verformungen auf eine geometrisch äquivalente Großausführung nicht zu. Dies bedeutet für die hier behandelten Modellversuche, daß die während des Schlitzauszugs am Fundamentmodell gemessenen und mit dem geometrischen Maßstabsfaktor vergrößerten Setzungen an einem realen Fundament nicht auftreten werden.

Vielmehr soll es bei diesen Versuchen darum gehen, die prozentualen Veränderungen der Versuchsergebnisse (Franke/Muth, 1987), d. h. die prozentualen Veränderungen des Last-Setzungsverhaltens des Fundamentes, in Abhängigkeit von den geometrischen Einflußgrößen, das sind hier die Fundament- und die Schlitzabmessungen sowie ihr gegenseitiger Abstand, zu untersuchen. In dem betrachteten Fall würde es - einfach ausgedrückt - um das Verhältnis zwischen der Setzung, die infolge des Aushubs einer benachbarten flüssigkeitsgestützten Erdwand entsteht, zu derjenigen Setzung gehen, die dasselbe Fundament erfährt, wenn es auf dem ungestörten Halbraum gegründet ist.

b) Das Last-Verformungsverhalten des Fundamentes vor Aushub des suspensionsgestützten Schlitzes

Mit guter Näherung konnte für die durchgeführte Versuchsreihe durch Auftragung der auf die Fundamentbreite bezogenen Setzungen des starren Modellfundamentes in Abhängigkeit von der aufgetragenen (bezogenen) Last im doppellogarithmischen Maßstab der Potenzansatz nach Hettler (1981) bestätigt werden (Abb. 4):

$$s_g / b = F \cdot \left(\frac{P_g}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2} \right)^\alpha \quad (1)$$

Zur Ermittlung des Exponenten α und des Faktors F werden die Lastsetzungskurven bis zum Erreichen der Gebrauchslast, für jede Lastreihe getrennt, d. h. für jeden Abstand zwischen Fundament und Schlitz sorgfältig ausgewertet.

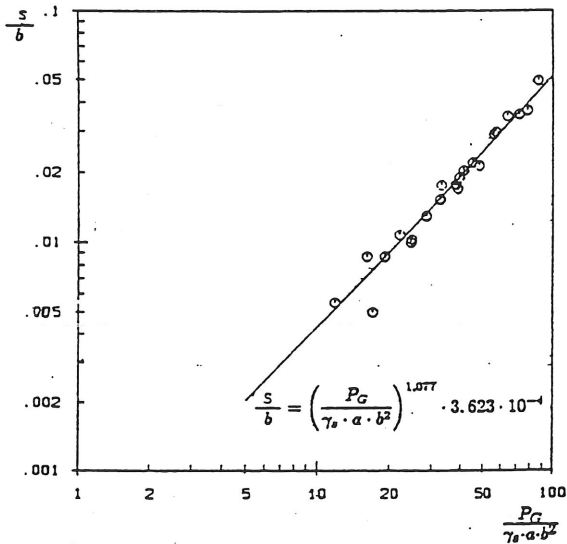


Abb. 4: Setzung des auf dem „Halbraum“ gegründeten Fundamentes in dimensionsloser Auftragung (Quelle [7])

c) Das Last-Verformungsverhalten des Fundamentes infolge Schlitzauhuh

Als unmittelbares Versuchsergebnis liegen die während des Schlitzauhuh gemessenen Setzungen vor. Der Setzungszuwachs ist bei Vertiefung des Schlitzes über eine Grenztiefe hinaus vernachlässigbar klein. Diese Grenztiefe stimmt etwa überein mit der Ausblühtiefe der in den Traglastversuchen beobachteten Bruchfläche im Boden, wobei diese von der relativen Stellung des Fundamentes zum Schlitz beeinflusst wird. In einer ersten Auswertung wird die bei Erreichen der Schlitzendtiefe gemessene, durch den Schlitzauhuh verursachte Setzung s_s mit der vor Beginn der Schlitzarbeiten gemessenen Fundamentsetzung s_g superponiert und als Funktion der (bezogenen) Gebrauchslast im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen. Die drei bis fünf Meßwerte einer Lastreihe lassen sich wieder gut durch eine Gerade annähern (Abb. 5), so daß für die Gesamtsetzung $w = s_s + s_g$ ebenfalls ein Potenzansatz gilt:

$$\frac{w}{b} = F_1 \cdot \left(\frac{P_G}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2} \right)^{\alpha_1} \quad (2)$$

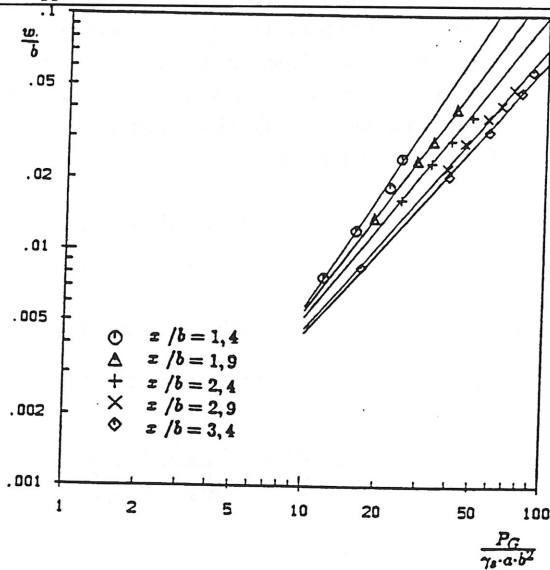


Abb. 5: Gesamtsetzung w als Funktion der bezogenen Gebrauchslast bei unterschiedlichen Abständen x zwischen Fundament und flüssigkeitsgestützter Erdwand (Quelle [7])

d) Herleitung eines Vergrößerungsfaktors

Nach diesem Ergebnis liegt es nahe, aus w und s eine Größe M zu berechnen, die angibt, um welchen Faktor die (bereits eingetretene) Setzung s_G des Fundamentes infolge des Schlitzaustrahls vergrößert wird:

$$M = \frac{w}{s_G} = \frac{F_1}{F} \cdot \left(\frac{P_G}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2} \right)^{(\alpha_1 - \alpha)} = A \cdot \left(\frac{P_G}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2} \right)^\beta \quad (3)$$

$$A = F_1 / F$$

$$\beta = (\alpha_1 - \alpha)$$

Da es sich um das Verhältnis von Setzungen in einem gleichbleibenden System bei gleichem Spannungsniveau handelt, kürzen sich nach Franke/Muth (1987) die vom Spannungsniveau beeinflussten, in den Faktoren F und F_1 enthaltenen Unterfaktoren heraus (Abb. 6). "Man erkennt, daß man die Versuche auch bei jedem anderen Spannungsniveau hätte durchführen können, ohne daß sich der Verhältniswert ändert. Mit anderen Worten, die prozentua-

len Abweichungen zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen geometrischen Verhältnissen sind unabhängig vom Spannungsniveau bzw. den Maßstabeffekten bei Modellversuchen" (Franke/Muth, 1987). Man könnte also diesen im Modellversuch gewonnenen Vergrößerungsfaktor M mit einer größeren Sicherheit auf die Großausführung übertragen als die gemessenen Fundamentsetzungen selbst.

$$\left(\frac{s}{b}\right)_I = f_1 \cdot \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_k}\right)_I \cdot f_2 \cdot (D)_I \cdot f_3 \cdot \left(\frac{a}{b}; \frac{l}{b}; \frac{d}{b} \dots\right)_I \cdot \left(\frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2}\right)^{\alpha_1}$$

└────────── F_I ─────────┘

$$\left(\frac{s}{b}\right)_u = f_1 \cdot \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_k}\right)_I \cdot f_2 \cdot (D)_I \cdot f_3 \cdot \left(\frac{a}{b}; \frac{l}{b}; \frac{d}{b} \dots\right)_u \cdot \left(\frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2}\right)^{\alpha_2}$$

└────────── F_{II} ─────────┘

$$\frac{(s/b)_I}{(s/b)_u} = \frac{f_1 \cdot \left(\frac{a}{b}; \frac{l}{b}; \frac{d}{b} \dots\right)_I \cdot \left(\frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2}\right)^{\alpha_1}}{f_3 \cdot \left(\frac{a}{b}; \frac{l}{b}; \frac{d}{b} \dots\right)_u \cdot \left(\frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2}\right)^{\alpha_2}}$$

$$M = A \cdot \left(\frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2}\right)^{(\alpha_1 - \alpha_2)}$$

Abb. 6: Verhältniswert der bezogenen Setzungen bei unterschiedlichen geometrischen Verhältnissen, aber gleichbleibendem Spannungsniveau (nach Franke/Muth, 1987)

Die durch den Schlitzauhuh allein verursachte Setzung ergibt sich bei Kenntnis des Faktors M aus

$$s_g = w - s_G = M \cdot s_G - s_G = s_G (M - 1) \quad (4)$$

Kann die unter der Gebrauchslast bereits eingetretene Setzung des betrachteten Einzelfundamentes zuverlässig abgeschätzt werden, besteht mit Gleichung (4) eine Möglichkeit, die infolge Schlitzauhuh noch zusätzlich zu erwartenden Setzungen zu prognostizieren.

e) Erweiterung der Auswertung

Der Vergrößerungsfaktor M gilt zunächst für eine geometrische Konfiguration von Fundamentabmessungen, Schlitzlänge und Abstand zwischen Fundament und Schlitz. Bei Variation der genannten geometrischen Größen, insbesondere der Verhältniswerte von Schlitzlänge zu Fundamentlänge (l/a) und

von Abstand zwischen Fundament und Schlitz (x/b) sollen Abhängigkeiten zwischen den Geometrien und den Parametern β und A des Vergrößerungsfaktors M erkannt werden.

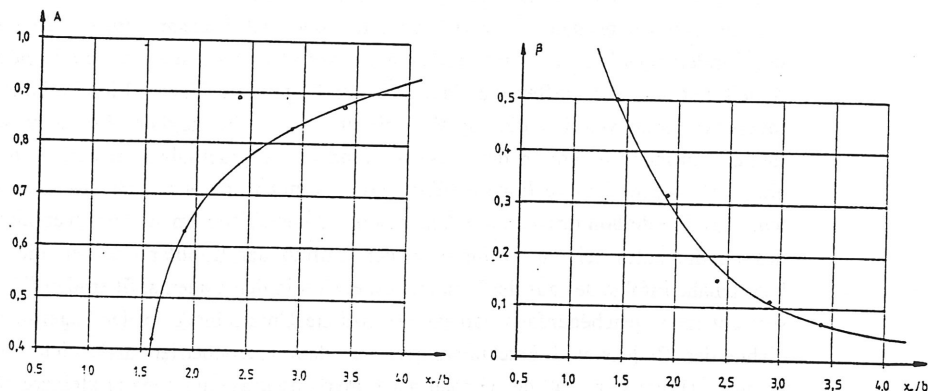


Abb. 7: Abhängigkeit der Parameter A und β vom Abstand zwischen Fundament und flüssigkeitsgestütztem Erdschlitz

Zunächst wurde - wie vorangehend schon angedeutet - unter Beibehaltung einer Schlitzlänge mit $l/a = 1,5$ eine Versuchsreihe mit Variation des Abstandes zwischen Schlitz und Fundament durchgeführt. Die Ergebnisse hinsichtlich des Exponenten β und des Faktors A , die in der Gleichung für den Vergrößerungsfaktor M enthalten sind, sind in der Abb. 7 dargestellt. Der Exponent β geht hiernach mit wachsendem Abstand zwischen Schlitz und Fundament asymptotisch gegen den Wert 0, während A dem Wert 1 zustrebt, so daß M bei großem Abstand zwischen Fundament und Schlitz ebenfalls den Wert $M = 1$ erreicht - ein durchaus logisches Ergebnis, da bei großem Abstand gemäß Gleichung (4) die durch den Schlitzaustritt verursachten zusätzlichen Setzungen gegen Null gehen müssen. Ferner ist einleuchtend, daß der Lastexponent α , größer als α sein muß, da der Halbraum durch die Herstellung des suspensionsgestützten Schlitzes weicher wird.

Allerdings läßt sich mit diesen Ergebnissen nicht der ganze "Bemessungsraum" mit $0,5 \leq x/b \leq \infty$ und $1,0 \leq \frac{P}{\gamma_s \cdot a \cdot b^2} \leq 100$ sinnvoll abdecken, so daß - insbesondere hinsichtlich der noch nicht variierten Geome-

trieverhältnisse Schlitzlänge zu Fundamentlänge, Einbindetiefe und Einfluß der Leitwand - weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich sind.

4 Simulation des Schlitzauhubs mit einer absenkbaren Stützwand

Ein einziger voranstehend beschriebener Modellversuch beanspruchte von Beginn des Sandeinbaus bis zur Wiederaufbereitung des Versuchsbodens ca. 60 Stunden Arbeitszeit von Hilfskräften und dauerte in der Regel eine Woche. Eine breite Parametervariation war bei diesem Versuchsaufwand nicht möglich. Ferner traten immer häufiger Defekte an der Fräse während des Versuchsablaufes auf, so daß einige Versuche nicht zu Ende geführt werden konnten. Es war auch zu beobachten, daß Wiederholungsversuche beachtliche Unterschiede im Setzungsverhalten des Fundamentes zeigten, wofür u. a. der Einfluß der Kapillarkohäsion, die in Schlitznähe infolge des aus der Bentonitsuspension in den Boden abfilternden Wassers entstand, gegebenenfalls vorhandene örtliche Unterschiede in der Lagerungsdichte des Bodens und Erschütterungen aus dem Fräsenbetrieb ursächlich sein könnten. Hinzu kam, daß der Umbau der Eimerkettenfräse auf sowohl kleinere als auch auf größere Schlitzlängen erhebliche konstruktive Probleme bereitete, so daß sich die Versuchstechnik zwar als durchaus möglich, aber für die Variation mehrerer Parameter unter Wiederholung von Einzelversuchen als zu aufwendig und zu störanfällig herausstellte.

Für die Neukonzeption der Versuchseinrichtung wurde ein Modellmaßstab von etwa 1:20 gewählt (Abb. 8). Die für jeden Versuch identische Verdichtung des gleichförmigen trockenen Mittelsandes wird durch einen am Versuchskasten (B/L/T = 0,8 m/0,8 m/0,6 m) befestigten Schalungsrüttler erreicht. Der Schlitz ist durch eine Schablone vorgeformt. Der Aushub des Schlitzwandgrabens wird durch das Absenken der vorderen Wand der Schablone mit konstanter Geschwindigkeit simuliert. Die Bentonitsuspension in der Schlitzschablone übernimmt laufend die Stützung der durch das Absenken dieser Wand freigelegten Erdwand. Zwischen dem Versuchsboden und der vorderen Wand der Schlitzschablone befindet sich eine sehr dünne Kunststoff-Folie, die vor dem Sandeinbau eingelegt wird. Diese verhindert wirkungsvoll die Abgabe von Wasser aus der Bentonitsuspension an den Boden und somit das Entstehen einer Kapillarkohäsion. Das Prinzip der Belastungsvorrichtung und der Führung des Modellfundamentes wurden von der erstbeschriebenen Versuchseinrichtung übernommen. Der gesamte Versuchsablauf entspricht dem vorangehend erläuterten, wobei aber der Zeitaufwand zur Durchführung eines Modellversuches auf ca. 8 bis 10 Stunden reduziert werden konnte. Bei der Variati-

on der Versuchsparameter sind nun planmäßig auch Wiederholungsversuche vorgesehen, sofern sich diese als erforderlich erweisen.

Maße in [mm]

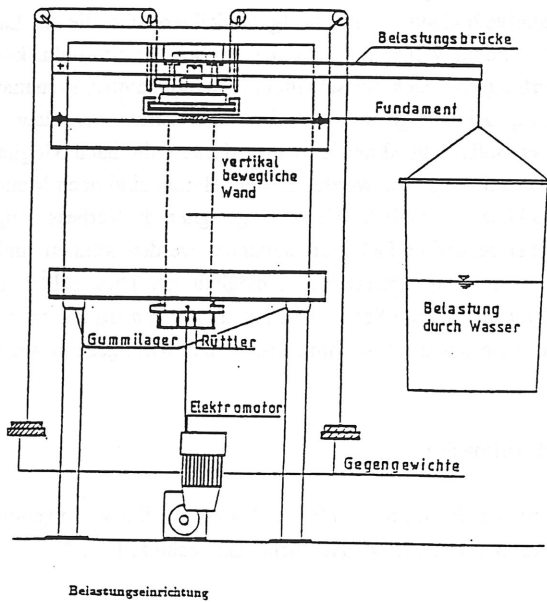
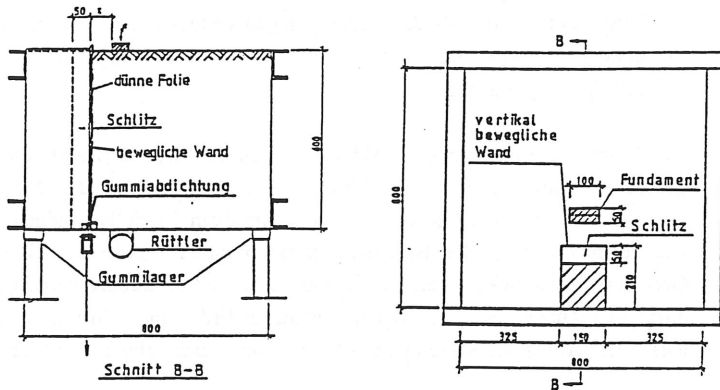


Abb. 8: Vereinfachter Versuchsaufbau für 1g-Modellversuche im Maßstab $\approx 1:20$

Die sorgfältige Auswertung der ersten Versuche, die mit der kleineren Versuchseinrichtung durchgeführt wurden, zeigten zunächst Effekte, die auf systematische Einflüsse zurückgeführt werden müssen. Gerade kleinmaßstäbliche 1g-Modellversuche sind besonders anfällig gegen systematische Fehler, denen mit großer Intensität nachgegangen werden muß, damit aus den Ergebnissen nicht falsche Schlußfolgerungen gezogen werden.

Das Erarbeiten systematischer Abhängigkeiten der Größen β und A von den oben genannten geometrischen Variablen ist das primäre Ziel der Modellversuche. Hiermit soll - ähnlich wie es bei den qualitativen Modellversuchen möglich ist, nach dem Erkennen der Bruchmechanismen einen Ansatz zur Berechnung der Grenzlast zu entwickeln - ein mechanisches Modell formuliert werden, mit dem die durch den Aushub eines flüssigkeitsgestützten Erdschlitzes in unmittelbarer Nachbarschaft verursachte Setzung eines Einzelfundamentes abgeschätzt werden kann.

5 Schlußbemerkung

Quantitative bodenmechanische 1g-Modellversuche, die das Last-Setzungsverhalten eines Grundbauwerkes im Gebrauchslastbereich ermitteln, können bei sorgfältiger Auswertung und nach Ausschaltung systembedingter, systematischer Fehler geeignet sein, Abhängigkeiten im Last-Verformungsverhalten von geometrischen und/oder Halbraumbedingungen aufzudecken, die nach Möglichkeit in ein Berechnungsmodell umgesetzt werden sollten. Hierzu sind nach Meinung der Autoren besonders kleinmaßstäbliche Versuche geeignet, da Verbesserungen im Versuchsaufbau meist relativ einfach vorgenommen werden können und auch eine größere Breite in der Parametervariation möglich ist. Dies sollte am Beispiel von 1g-Modellversuchen zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten, neben denen ein suspensionsgestützter Erdschlitz ausgehoben wird, gezeigt werden.

6 Literaturhinweise

- [1] Franke, E./Muth, G. (1987): Unterschiedliche Anwendungsbereiche bodenmechanischer Modellversuche. Geotechnik, Heft 3.
- [2] Franke, E. (1989): Applicability of 1-g model tests in three cases. Proc. of the XII. Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.

- [3] Gudehus, G. (1980): Materialverhalten von Sand: Anwendung neuerer Erkenntnisse im Grundbau. *Bauingenieur* 55, S. 351-359.
- [4] Hettler, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Heft 90 der Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana Karlsruhe.
- [5] Hettler, A. (1983): Modelluntersuchungen für Gründungen in Sand. *Der Bauingenieur* 58.
- [6] Pulsfort, M. (1986): Untersuchungen zum Tragverhalten von Einzelfundamenten neben suspensionsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bericht Nr. 4; Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen; Fachbereich Bautechnik; Bergische Universität - GH Wuppertal.
- [7] Waldhoff, P. (1991): Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Einzelfundamenten neben flüssigkeitsgestützten Erdwänden begrenzter Länge. Bericht Nr. 10; Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen; Fachbereich Bautechnik; Bergische Universität - GH Wuppertal.
- [8] Walz, B. (1988): Qualitative bodenmechanische Modellversuche. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 18.

Modellversuche zur Tragfähigkeit von Fundamenten an Böschungen in feuchten Sanden

von N. Kunz¹

Zusammenfassung

Zur Bewertung vorhandener Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Fundamenten an Böschungen in feuchten Sanden wurden an der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Berlin, Modellversuche mit folgenden Parametern durchgeführt:

Fundamentgröße:	0,4 · 0,4 m ² , 0,4 · 0,8 m ²
Böschungswinkel:	25°, 35°
Lastneigung:	0°, 5°, 10°
Abstand der Fundamentvorderkante von der Böschung:	0,2 m, 0,4 m, 0,6 m

Ergänzend ist ein Grundbruchversuch mit dem quadratischen Fundament durchgeführt worden.

Das Versuchsprogramm und der Versuchsaufbau werden vorgestellt und die für den Versuchssand angesetzten bodenmechanischen Parameter diskutiert. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ist noch nicht abgeschlossen. Es werden einige Zwischenergebnisse genannt und Wege der weiteren Bearbeitung gezeigt. Dabei zeichnet sich ab, daß bei Anwendung der DIN V 4017 Tragfähigkeitsreserven vorhanden sind. Bei größeren Lastneigungen besteht

¹Dipl.-Ing. N. Kunz, Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Berlin

trotzdem die Möglichkeit einer Unterbemessung der Fundamente.

Einleitung

Für die Anlage von Verkehrswegen ist in den meisten Fällen die Errichtung von Dämmen erforderlich. Diese bestehen überwiegend aus nichtbindigen Lockergesteinen. Die natürliche Feuchtigkeit dieser Erdstoffe führt zur Ausbildung einer Kapillarkohäsion, die aufgrund ihrer Abhängigkeit von den Witterungseinflüssen bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Dämme im Normalfall als Sicherheitsreserve betrachtet und nicht angesetzt wird. Für zeitlich begrenzte Lastfälle, zum Beispiel für die Abstützung von Kranpratzen in Havariefällen, für Bauzustände sowie bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke kann der Ansatz einer Kapillarkohäsion allerdings zweckmäßig sein. Zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Hilfsfundamenten für die Pratzen von Eisenbahnkränen und von Widerlagern für Behelfsbrücken auf Böschungen in naturfeuchten Sanden wurden an der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Berlin, im Auftrag der Deutschen Reichsbahn (DR) Modellversuche durchgeführt. Gegenstand der Untersuchungen war der vorrangig durch die Auflast verursachte Bruchmechanismus. Der Einfluß der Böschungshöhe wurde nicht berücksichtigt.

Das Problem der Tragfähigkeit von Fundamenten an Böschungen ist in den zurückliegenden Jahren in mehreren Arbeiten unter anderem von BÄTCKE (1982) und KOBLER (1982) experimentell untersucht worden. Während BÄTCKE bei seinen Modellversuchen einen nichtbindigen Erdstoff (trockenen Mittelsand) verwendete, führte KOBLER in situ Versuche in bindigem Erdstoff (Ton) durch. Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von

Fundamenten an Böschungen aus grobkörnigen Erdstoffen mit geringer Kohäsion sind aus der Literatur nicht bekannt.

Über das Versuchsprogramm und den Versuchsaufbau der in den Jahren 1991/92 durchgeführten Modellversuche soll im folgenden berichtet werden. Außerdem werden Erfahrungen bei der Bestimmung der Scherparameter - vor allem der Kapillarkohäsion - vorgestellt. Die Auswertung der durchgeführten Modellversuche ist noch nicht abgeschlossen. Da sich aber bereits Tendenzen abzeichnen, die zur kritischen Bewertung von Berechnungsergebnissen beitragen, werden einige Zwischenergebnisse genannt.

Versuchsprogramm

Entsprechend der Aufgabenstellung sind folgende Parameter für die Tragfähigkeit eines Fundamentes an einer Böschung maßgebend (Bild 1):

Fundamentbreite	b
Fundamentlänge	l
Abstand Fundament/Böschungskante	v
Böschungswinkel	β
Lastneigung	δ
Reibungswinkel des Bodens	φ'
Kapillarkohäsion des Bodens	c
Wichte des Bodens	γ

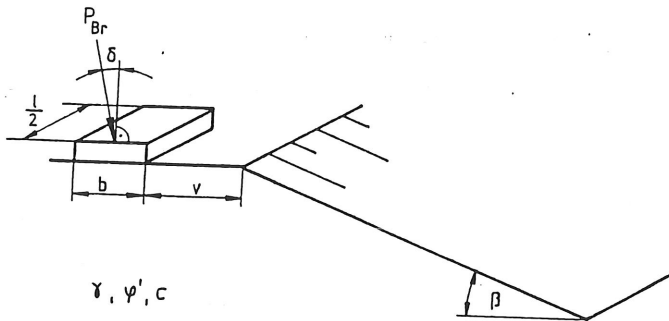


Bild 1: Maßgebende Parameter für das Problem "Fundamente auf Böschungen" in feuchten Sanden

Um die Zahl der Modellversuche zu minimieren, wurde unter Berücksichtigung der Relevanz in der Praxis folgende Auswahl bei den Parametern getroffen.

Aufgrund von Vorversuchen hat der zu verwendende Versuchserdstoff bei der angestrebten Verdichtung einen Reibungswinkel φ von ca. 35° . Deshalb wurde der maximal zu untersuchende Böschungswinkel mit $\beta = 35^\circ$ festgelegt und zur Untersuchung des Einflusses des Böschungswinkels zusätzlich Versuche mit $\beta = 25^\circ$ durchgeführt. Unter Berücksichtigung in der Praxis bei der DR auftretender Lastfälle betrug die obere Begrenzung der Lastneigung $\delta = 10^\circ$. Die Variation erfolgte weiterhin für $\delta = 0^\circ$ und 5° . Der Abstand v der Fundamentvorderkante von der Böschungsoberkante wurde mit der halben oder der ganzen Fundamentbreite angesetzt. Ein Grundbruchversuch und ein Versuch mit $v = 1,5$ fache Fundamentbreite sollten den Vergleich der erhaltenen Ergebnisse mit der Tragfähigkeit im horizontalen Gelände ermöglichen.

$\frac{l}{b}$ [-]	β [°]	$\frac{v}{b}$ [-]	δ [°]	Boden- einbau	Versuch Nr.
1	0	∞	5	B	13
	25	0,5	0	A	5
			5	A	4
			10	A	3
		1,0	0	A	6
			5	A	2
			10	A	1
	35	0,5	0	A	11
			5	A + B	8 + 15
			10	A	7
		1,0	0	A	12
			5	A	10
			10	A	9
		1,5	5	B	18
2	35	0,5	0	B	14
			10	B	16
		1,0	10	B	17

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Für die Wahl der Breite des Modellfundamentes waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

- Einhaltung der Ähnlichkeitsbedingungen
- Größe des Versuchskastens von $4,4 \cdot 9,0 \cdot 2,1 \text{ m}^3$ ($l \cdot b \cdot t$)
- Anzahl und Geometrie der geplanten Versuche

Unter Berücksichtigung dieser Punkte wurde eine Fundamentbreite $b=0,4$ m ausgewählt. Um eine Nachprüfung der für die Berechnung von Einzelfundamenten an Böschungen erforderlichen räumlichen Berechnungsansätze durchführen zu können, erfolgte die Mehrzahl der Versuche mit einem quadratischen Fundament, bei dem die tragfähigkeitserhöhende Wirkung des räumlichen Belastungszustandes am größten ist. Für die Untersuchung des Einflusses des Verhältnisses von Fundamentlänge zu Fundamentbreite l/b wurden 3 Versuche mit $l/b = 2$ ausgeführt. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 1 dargestellt.

Für die Durchführung der geplanten Versuche waren aufgrund der beschränkten Größe des Versuchsfeldes zwei Einbauten (A und B) des Versuchserdstoffes notwendig. Es mußte davon ausgegangen werden, daß die Erdstoffkennwerte des ersten Einbaus bei dem zweiten Einbau nicht genau reproduziert werden können. Deshalb erfolgte die Verteilung der Versuche auf die einzelnen Einbauten so, daß entsprechend der Parametervariation zusammengehörende Versuche in dem selben Einbau durchgeführt wurden. Für einen Vergleich der Kennwerte des Versuchserdstoffes wurde in beiden Einbauten jeweils ein Versuch mit gleicher Geometrie angesetzt. Die Anordnung der einzelnen Versuche zeigt Bild 2.

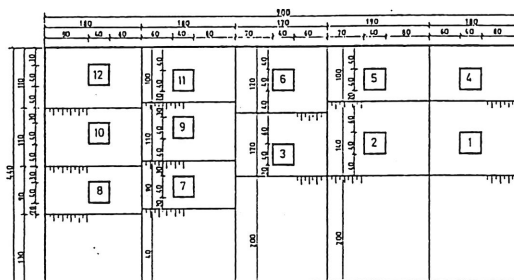


Bild 2a: Aufteilung der Versuchsfelder, Einbau A

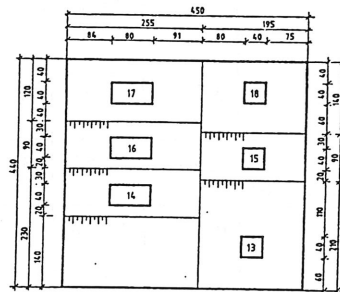


Bild 2b: Aufteilung der Versuchsfelder, Einbau B

Versuchserdstoff

Als Versuchserdstoff wurde ein Mittelsand mit schwachen kiesigen Anteilen (Bild 3) verwendet. Dieser Sand stammt aus einer Grube in der Nähe von Niederlehme (Brandenburg). Er ist bereits mehrmals als Versuchserdstoff verwendet worden [SEIFFERT, 1971; WENDT, 1979], so daß seine Eigenschaften weitgehend bekannt sind (s. Tabelle 2).

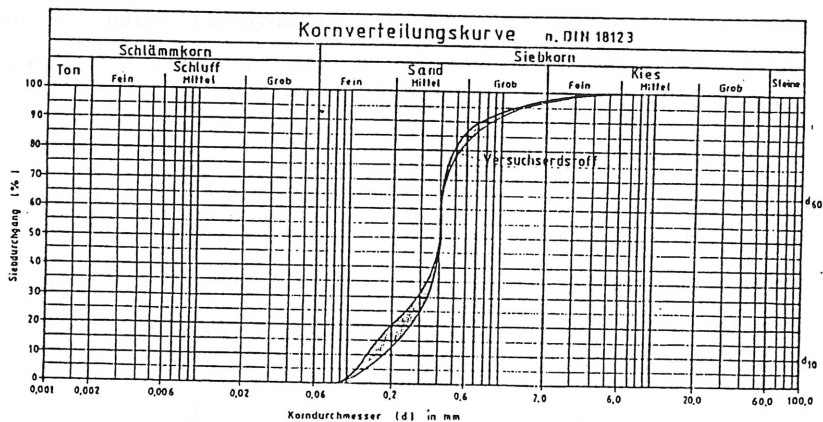


Bild 3: Kornband Versuchserdstoff

Prüfgröße	jetzige Versuche			WENDT 1979		
	$\bar{x}$	s	n	$\bar{x}$	s	n
Ungleichförmigkeitsgrad; u [-]	2,2538	0,1182	11	2,39	0,18	10 (100)
Porenzahl, lockerste Lagerung; max.e [-]	0,7417	0,0065	3	0,774	0,019	50
Porenzahl, dichteste Lagerung; min.e [-]	0,44	0,0066	3	0,447	0,004	50
max. Trockendichte ρ_{Pr} [t/m ³]	1,8403	0,0081	3			
Korndichte ρ_s [t/m ³]	2,6048	0,0208	4	2,637	0,033	6

Tabelle 2: ausgewählte Kennwerte des Versuchssandes

Der Einbau des Versuchserdstoffes erfolgte lagenweise. Aufgrund der Größe des Einzelversuches und der geplanten Versuchsanzahl wurde der Versuchssand nicht eingerieselt.

Bei der Versuchsplanung wurde von einer maximalen Tiefenlage der zu erwartenden Gleitflächen von 1,0 m unter Versuchsebene ausgegangen und der eigentliche "Versuchseinbau" in dieser Dicke ausgeführt. Darunter ist zur Gewährleistung einer homogenen Spannungsausbreitung eine 0,5 m dicke Schicht des Versuchserdstoffes eingebaut worden.

Der Einbau A erfolgte über die gesamte Grundfläche des Versuchskastens in 5 Lagen zu je 0,2 m Dicke. Bei Einbau B wurde nur die halbe Grundfläche des Versuchskastens verwendet. Da für die Verdichtung bei Einbau B aufgrund der verringerten Fläche nur eine Rüttelplatte mit einer kleineren Grundfläche und Masse eingesetzt werden konnte, ist aufgrund von Verdichtungsversuchen der Sand in 10 Lagen zu je 0,1 m Dicke eingebaut worden.

Für eine Aufnahme der Bruchfiguren wurden in jedem Einbau zwei Schichten mit grüner Wasserfarbe in einem Verhältnis von ca. 1 : 25 gefärbtem Sand in einer Tiefe von 0,20 m und 0,40 m unter der geplanten Versuchsebene angeordnet. Während der Durchführung der Versuche wurde deutlich, daß die eingebauten zwei horizontalen Schichten aus gefärbtem Sand nicht ausreichen, um die jeweiligen Bruchfiguren zufriedenstellend aufnehmen zu können. Deshalb sind ab Versuch 7 zusätzlich vertikale Säulen mit ca. 3 cm Durchmesser aus grün gefärbtem Sand in der Versuchsachse sowie in zwei oder drei Querprofilen eingebaut worden.

Damit eine möglichst gleichmäßige Festigkeit des Versuchssandes garantiert werden konnte, wurde der Gewährleistung eines konstanten Wassergehaltes große Bedeutung beigemessen. Die Entnahme des Versuchssand aus dem Lager erfolgte im naturfeuchten Zustand. Nach dem Einbringen einer Lage wurde der Sand vor der Verdichtung mittels Brause bewässert und der Wassergehalt an unterschiedlichen Stellen und Tiefen gemessen. Bei Bedarf erfolgte eine weitere Wasserzugabe. Nach jedem Arbeitstag wurde die Oberfläche des Sandes mit Plastfolien abgedeckt, um oberflächliche Wasserverluste zu vermeiden. Damit sich der trotz sorgfältigem Einbau gering differierende Wassergehalt der einzelnen Einbaulagen ausgleichen konnte, wurde zwischen Einbau des Versuchserdstoffes und Beginn der Versuchsdurchführung ein Abstand von mindestens 4 Wochen eingehalten.

Versuchseinrichtung

Einen Querschnitt durch den Versuchskasten mit der Belastungsvorrichtung und einem Versuchsaufbau am Beispiel des Versuches 9 zeigt Bild 4. Das

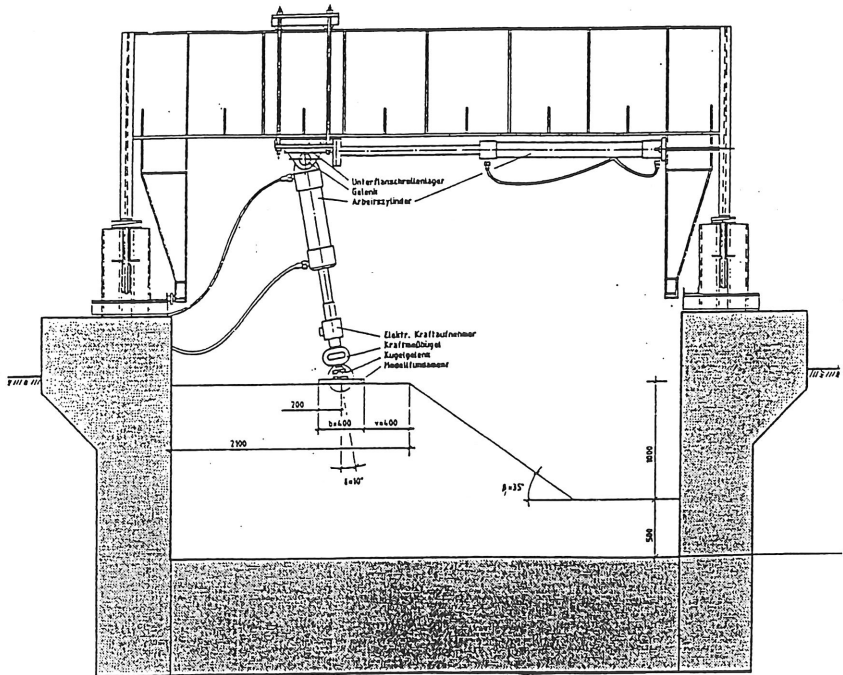


Bild 4: Querschnitt durch den Versuchskasten

Aufbringen der Fundamentkraft erfolgte mit einem Druckstab, der gelenkig mit einem Unterflanschrollenlager verbunden war. Das Rollenlager stützte sich gegen den Druckrahmen ab. Mit dem Unterflanschrollenlager war der Horizontalstab, bestehend aus einem Arbeitszylinder und einem Zwischenstück, fest verbunden. Der Arbeitszylinder im Horizontalstab hatte die Aufgabe, die sich während des Versuches infolge der Untergrundverformungen einstellenden Veränderungen (Vergrößerungen) des Soll - Lastneigungswinkels auszugleichen. Um Relativverschiebungen zwischen Fundament und Modelluntergrund zu vermeiden, wurden beide Fundamentunterseiten mit Epoxidharz bestrichen und mit Sand bestreut.

Meßprogramm

Während des Versuchsablaufes ist die Kraft P , die Lastneigung δ und die vertikalen und horizontalen Verschiebungen des Modellfundamentes gemessen worden. Die Erfassung und Verarbeitung dieser Parameter erfolgte über ein elektronisches Meßwerterfassungssystem, bestehend aus einem Kraftaufnehmer, einem Inclinometer, sieben Wegsensoren (Meßseilprinzip) und einem PC 386 SX mit 12 BIT AD-Karte und dem Programmsystem DIA/DAGO.

Während der Versuchsdurchführung konnte jeder Meßwert über ein Online-Display kalibriert angezeigt und verrechnet werden. Zur Versuchssteuerung erfolgte hauptsächlich die Anzeige der Kraft, der Setzung in Fundamentmitte, der Lastneigung und der mittleren Horizontalverschiebung des Fundamentes senkrecht zur Böschungskante.

Versuchsablauf

Die für das Erreichen des Bruchzustandes der Böschung notwendige Last wurde stufenweise eingetragen. Vor Eintragung einer neuen Laststufe sollten die durch die vorangegangene initiierten Setzungen abgeklungen bzw. die Setzungsgeschwindigkeit deutlich zurückgegangen sein. Für den Versuchserdstoff wurde aufgrund von Vorversuchen (LINDE, KUNZ 1991) ein Abstand der Lastschritte von 15 Minuten gewählt.

Die Größe der Laststufen wurde in Abhängigkeit von den Fundamentsetzungen gesteuert. Zu Beginn der Lasteintragung wurden Lastschritte von 5 kN (Fundament $0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^2$) bzw. 10 kN (Fundament $0,4 \cdot 0,8 \text{ m}^2$) gewählt.

Wenn sich durch den Setzungsverlauf die Nähe des Bruches ankündigte, wurden die Lastschritte auf 2,5 kN bzw. 5 kN halbiert. Für die Beobachtung des zeitlichen Setzungsverlaufes wurde ein am Fundament zusätzlich installierter elektronischer Wegaufnehmer mit einer Genauigkeit von 0,002 mm verwendet.

Eine Korrektur der Lastneigung während der Lasteintragung erfolgte nur bei Versuch 1. Bei diesem Versuch betrug die Vergrößerung des Soll-Lastneigungswinkels vor der Korrektur $0,4^\circ$. Bei den weiteren Versuchen betrugen diese Abweichungen maximal $0,33^\circ$. Aufgrund der Geringfügigkeit dieser Differenzen konnte bei allen weiteren Versuchen auf eine Korrektur des Lastneigungswinkels während der Lasteintragung verzichtet werden.

Bodenmechanische Kennwerte

Die Mittelwerte des Wassergehaltes, der Feuchtwichte und der Trockenwichte für die Versuchseinbauten sind in den Tabellen 3 und 4 dargestellt.

	Einbau	Ausbau
Wassergehalt w [-]	0,057	0,034
s [-]	0,0049	0,0056
n	50	96
Feuchtwichte γ [kN/m ³]	18,24	17,47
s [kN/m ³]	0,174	0,352
n	50	68
Trockenwichte γ_d [kN/m ³]	17,26	16,87
s [kN/m ³]	0,154	0,306
n	50	68

Tabelle 3: Mittelwerte Wassergehalt und Wichte, Einbau A

		Einbau	Ausbau
Wassergehalt	w [-]	0,043	0,035
	s [-]	0,0084	0,0029
	n	60	49
Feuchtwichte	γ [kN/m ³]	17,93	17,71
	s [kN/m ³]	0,155	0,211
	n	60	44
Trockenwichte	γ_d [kN/m ³]	17,19	17,12
	s [kN/m ³]	0,225	0,188
	n	60	44

Tabelle 4: Mittelwerte Wassergehalt und Wichte, Einbau B

Die weiteren Betrachtungen zu den Kennwerten erfolgen auf der Basis der bei dem Ausbau bestimmten Kennwerte.

Zur Ermittlung der Scherparameter (Reibungswinkel φ' und Kapillarkohäsion c) wurden Flachscherversuche im Kreistringschergerät mit einer Querschnittsfläche von $F = 50 \text{ cm}^2$ durchgeführt. Die Streuung der Ergebnisse der Einzelscherversuche ermöglichte keine eindeutige Festlegung der Scherfestigkeiten der Versuchseinbauten A und B, so daß Zusatzversuche notwendig waren. Es kann davon ausgegangen werden, daß bei einem feuchten Sand der Reibungswinkel überwiegend von der Trockenwichte abhängig ist. Da diese zwischen beiden Einbauten im Rahmen der Reproduzierbarkeit schwankte, wurden die Scherversuche für beide Einbauten gemeinsam ausgewertet. Der sich daraus ergebende Reibungswinkel von $\varphi = 34,71^\circ$ bildete die Basis für weitere Untersuchungen.

Ein relativ einfacher in situ Versuch zur Bestimmung der Kohäsion von Lockergesteinen mit bekanntem Reibungswinkel besteht in der Belastung einer

Böschung mit einem Böschungswinkel von $\beta = 90^\circ$ bis zum Bruch (KAHL, NEUBER 1957). In Einbau A wurden vier und in Einbau B acht dieser Versuche durchgeführt. Eine Prinzipskizze ist in Bild 5 dargestellt.

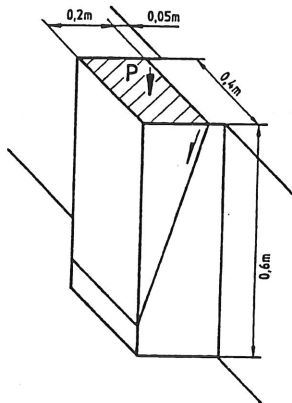


Bild 5: Belastung einer 90° - Böschung zur Ermittlung der Scherfestigkeit

Für die Auswertung dieser Versuche wurde die beim Bruch der Böschung in der Gleitfläche wirkende Normal- und Schubspannung ermittelt. Mit der MOHR - COULOMBSCHEN Bruchbedingung

$$\tau = \tan \varphi' + c$$

wurde unter Ansatz des zuvor ermittelten Reibungswinkels $\varphi = 34,71^\circ$ die zur Aufnahme der Schubspannungen notwendige Kohäsion bestimmt. Unter Ansatz dieser Kohäsion wurde erneut der Reibungswinkel berechnet und bis zu einer Genauigkeit von $1/100$ Grad iteriert. Die sich daraus ergebenden Scherparameter sind in Tabelle 5 enthalten.

		Einbau A	Einbau B
Reibungswinkel	$\varphi' [^\circ]$	34,81	34,4
Kapillarkohäsion	$c \text{ [kN/m}^2\text{]}$	6,18	8,56

Tabelle 5: Scherparameter aus in situ - und Kreisringscherversuchen

Die Verwendung dieser Scherparameter aus der gemeinsamen Auswertung von in situ Versuchen und Laborversuchen erscheint zweckmäßig. Dadurch werden Versuchsfehler der mit gestörten Einbauten durchgeführten Laborversuche eingeschränkt. Der Zeitaufwand für die Kohäsionsversuche und die Streuung der Ergebnisse waren gering, so daß sie als nützliche in situ Versuche zur Bestimmung der Kapillarkohäsion nichtbindiger Lockergesteine anzusehen sind.

Durch Berechnung einer Korrelationsgeraden aus den Ergebnissen der Kreisringscherversuche und von WAGENBRETH (1970) angegebenen Werten für die Kapillarkohäsion in Abhängigkeit von Dichteindex und Sättigungsgrad erhält man die in Tabelle 6 enthaltenen Scherparameter.

		Einbau A	Einbau B
Reibungswinkel	$\varphi' [^\circ]$	34,6	34,48
Kapillarkohäsion	$c_w \text{ [kN/m}^2\text{]}$	7,4	8,1

Tabelle 6: Scherparameter aus Kreisringscherversuchen und dem Ansatz der Kapillarkohäsion nach WAGENBRETH (1970)

Mann kann feststellen, daß die nach WAGENBRETH ermittelte Größe der Kapillarkohäsion für den im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Versuchserd-

stoff relativ gut mit den Werten aus den in situ Versuchen (siehe Tabelle 5) übereinstimmt.

V Versuchsergebnisse

Die in den Versuchen erzielten Traglasten wurden mit den Berechnungsergebnissen unter Verwendung der Geländeneigungsbeiwerte der Vornorm DIN V 4017, der Tragfähigkeitsbeiwerte von PREGL/KRISTÖFL (1983) nach einem Programm der Fa. NEMETSCHEK sowie einem räumlichen Böschungsrechnungsverfahren nach MILDNER (1984) verglichen. Dabei ergab die Berechnung nach MILDNER Traglasten, die über den in den Versuchen ermittelten Bruchlasten und somit auf der unsicheren Seite liegen. Deshalb wird auf dieses Verfahren hier nicht weiter eingegangen. Die Anwendung der DIN V 4017 ergibt relativ niedrige, auf der sicheren Seite liegende Tragfähigkeiten. Die Verwendung der Tragfähigkeitsbeiwerte von PREGL/KRISTÖFL nach dem Programm NEMETSCHEK ergibt höhere Traglasten als die Berechnung nach DIN V 4017, die ebenfalls unter den in den Modellversuchen erzielten Bruchlasten liegen. Die Verwendung der Tragfähigkeitsbeiwerte nach PREGL/KRISTÖFL stellt damit für die hier untersuchten Fundamente eine effektivere Bemessung als die Anwendung der DIN V 4017 dar. Dies soll im folgenden näher dargelegt werden.

Der Einfluß des Abstandes vom Fundament zur Böschungskante auf die Bruchspannung des quadratischen Fundamentes mit $\beta = 35^\circ$, $\delta = 5^\circ$ und Einbau B ist in Bild 6 dargestellt.

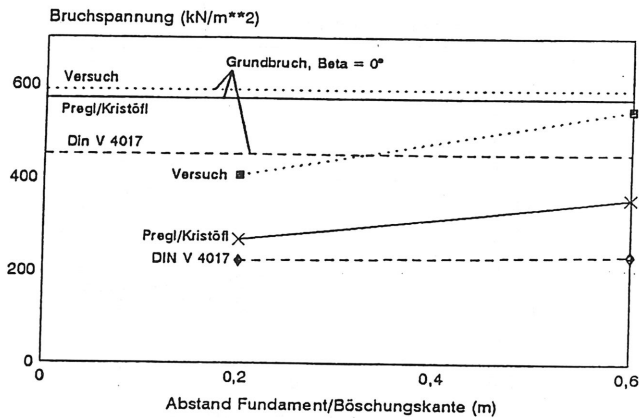


Bild 6: Zusammenhang Bruchspannung / Abstand Fundament-Böschungskante für $\beta = 35^\circ$; $b \cdot l = 0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^2$; $\delta = 5^\circ$; Einbau B

Die Versuchsergebnisse nähern sich schon bei einem Abstand der Fundamentvorderkante von der Böschungskante von $v = 0,6 \text{ m}$ (gleich 1,5fache Fundamentbreite) sehr stark der Grundbruchlast. Bei Verwendung der Beiwerte nach PREGL/KRISTÖFL ist diese Annäherung nicht ganz so deutlich und nach DIN V 4017 kaum sichtbar. In der DIN V 4017 sind offensichtlich vor allem bei böschungsnahen Einzelfundamenten Tragfähigkeitsreserven vorhanden.

In Bild 7 wird die Abhängigkeit der Bruchspannung von der Lastneigung bei einem Böschungswinkel $\beta = 35^\circ$, quadratischem Fundament und Einbau A gezeigt. Auch hier wird deutlich, daß eine Vergrößerung des Fundamentabstandes von der Böschungskante bei der Berechnung nach DIN V 4017 geringere Auswirkungen auf die Tragfähigkeit hat als in den Versuchen. Mit der Vergrößerung des Lastneigungswinkels nehmen nach DIN V 4017 die Bruchspannungen vor allem bei böschungsnahen Fundamenten langsamer ab als in

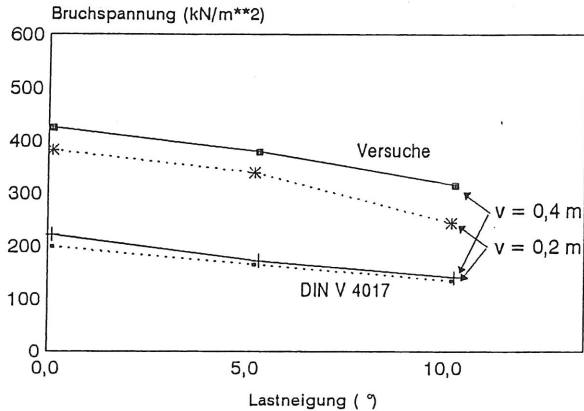


Bild 7: Zusammenhang Bruchspannung/Lastneigung
für $\beta = 35^\circ$; $b \cdot l = 0,4 \cdot 0,4 \text{ m}^2$; Einbau A

den Modellversuchen. DIN V 4017 sollte demzufolge zur Berechnung der Tragfähigkeit von Fundamenten an Böschungen mit größerer Lastneigung kritisch angewandt werden.

Im Rahmen der weiteren Auswertung der durchgeführten Modellversuche werden die angesetzten Scherparameter mit Triaxial- und einachsialen Druckversuchen näher untersucht. Ziel der weiteren Auswertung ist es, auf der Grundlage eines die Versuchsergebnisse möglichst exakt widerspiegelnden Berechnungsverfahrens die Geländeneigungsbeiwerte nach DIN V 4017 einer kritischen Prüfung zu unterziehen. Es ist zu erwarten, daß böschungsnah Fundamente höher belastet werden können als nach DIN V 4017 derzeit zulässig ist.

9 Literaturverzeichnis

- BÄTCKE, W.
(1982) Tragfähigkeit gedrungener Körper im geeigneten Halbraum; Mitt. des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig
- KAHL, H.;
NEUBER, H.
(1957) Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur Feststellung der scheinbaren Kohäsion von erdfeuchten Sandböden; Mitt. der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), H. 12
- KOBLER, W.
(1982) Unterzeichnungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen; Baugrundinstitut Stuttgart, H. 18
- LINDE, G.;
KUNZ, N.
(1991) Vertikale Fundamentbelastungsversuche im Bereich einer Dammböschung; Vorträge Johann-Ohde-Kolloquium 1991; TU Dresden/Bundesanstalt für Wasserbau
- MILDNER, K.
(1984) Näherungsberechnung der Standsicherheit von Eisenbahndämmen mit einem räumlichen Bruchkörper; Bauplanung-Bautechnik, 38 (1984), H. 1, S. 24 - 27
- PREGL/KRISTÖFL
(1983) "Tragfähigkeitsbeiwerte" ; Mitt. Inst. Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur Wien, Reihe Geotechnik, H. 13

- SEIFFERT, H. Beitrag zur Ermittlung der Spannung unter elastischen Fundamenten; Mitt. der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, H. 28
(1971)
- WAGENBRETH, B. Beitrag zur Bestimmung der Größe der Kapillarkohäsion nichtbindiger Böden; TU Dresden, Dissertation A
(1970)
- WENDT, D. Der Einfluß der Lastneigung auf die Tragkraft der Flächenfundamente von Brückengründungen; Hochschule für Verkehrswesen, Dresden, Dissertation A
(1979)

Erdwiderstandsversuch mit drei verschiedenen Bewegungsarten

Peijun Mao

1. Einleitung

Bei einem Wandsystem, welches in den Untergrund einbindet, z.B bei einer Schwergewichtswand, einer Pfahlwand als Gründung einer Brücke und einer Schlitzwand als Abstützung eines Geländesprungs oder bei einer Baugrube tritt ein Erdwiderstand auf. Bei den verschiedenen Bauwerken ist die Bewegung der Wand, wie die folgenden Beispiele zeigen, unterschiedlich.

- Bei einer verankerten Wand als Abstützung einer Baugrube dreht sich die Wand um einen hochgelegenen Punkt.
- Bei der Gründung einer Brücke oder bei einer in den Boden eingespannten Wand erfolgt die Drehung um einen tiefgelegenen Punkt.

Bei diesen Bauwerken muß der Erdwiderstand zum Nachweis der Standsicherheit herangezogen werden. Zur Bemessung des Wandsystems müssen die Größe des Erdwiderstandes, die Lage des Angriffspunktes seiner Resultierenden sowie der zum Erdwiderstand gehörende Verschiebungsweg bekannt sein. Für ein ebenes Wandsystem ist der Erdwiderstand abhängig von der Bewegungsart der Wand. Jede mögliche Bewegung eines Wandsystems kann immer in zwei Grundbewegungen zerlegt werden: Parallelbewegung mit Drehung um den Kopfpunkt oder Parallelbewegung mit Drehung um den Fußpunkt der Wand.

Um die Abhängigkeit des Erdwiderstandes von den Wandbewegungsarten zu untersuchen, wurden Modellversuche mit Parallelbewegung, Drehung um den Kopf- und Drehung um den Fußpunkt der Wand durchgeführt. Dadurch sollten die Größe des Erdwiderstandes, die Lage des Angriffspunktes seiner Resultie-

renden, der zum Erdwiderstand gehörende Verschiebungsweg sowie der in die Berechnung einzusetzende Wandreibungswinkel bei unterschiedlichen Wandbewegungsarten ausführlich untersucht werden. Folgende Einflußgrößen wurden bei den Modellversuchen berücksichtigt:

- a) Die Einbindetiefe wurde zwischen $t = 10$ und $t = 25$ cm und die Lagerungsdichte zwischen $D = 0,35$ und $D = 0,80$ verändert.
- b) Der Einfluß des Wandreibungswinkels auf die Größe des Erdwiderstandes und die zugehörige Verschiebung wurden ermittelt. Da in der Praxis die Wandreibung durch das Eigengewicht der Wand oder durch Ankerkräfte konstant ist, wurden die Versuche nicht nur mit unbehinderter ($\delta_p = 0$) und verhinderter Vertikalbewegung ($\delta_p < 0$), sondern auch mit dem Wandreibungswinkel $\delta_p = \text{konstant}$ durchgeführt.

2. Eigenschaften des Versuchsbodens

2.1 Kornverteilung, Dichte und Wichte

Die Erddruckversuche wurden mit "Karlsruher Sand" (Hettler 1981, 1986) durchgeführt.

Die Korndichte ρ_s und der Porenanteil bei lockerster und dichtester Lagerung wurden durch Laborversuche ermittelt. Daraus ergeben sich:

$\rho_s = 2,649$ bis $2,655$ kg/l, im Mittel $2,653$ kg/l,

$n_{max} = 0,450$ bis $0,452$, im Mittel $0,451$, dies entspricht $\rho_{min} = 1,456$ kg/l,

$n_{min} = 0,348$ bis $0,353$, im Mittel $0,351$, dies entspricht $\rho_{max} = 1,722$ kg/l.

Die Korngröße wurde zwischen den Versuchen mehrmals durch Siebung ermittelt; die Kornverteilungslinie des Sandes ist in Bild (2-1) dargestellt.

In der folgenden Tabelle sind die Reibungswinkel für verschiedene Lagerungsdichten angegeben.

Tabelle (2-1)
Reibungswinkel beim räumlichen und ebenen Verformungszustand

D	Räumliche Verformung	Ebene Verformung
	Dreiaxial-Versuche	EAU ($f = 1,125$)
0,00	27,9°	31,4°
0,25	31,6°	35,5°
0,50	35,0°	39,4°
0,75	38,1°	42,9°
1,00	41,0°	46,1°

3. Modellversuch

3.1 Allgemeines

Modellversuche sind mit trockenem Sand mit Einbindetiefen zwischen 10 und 25 cm und einer Wandbreite von 19,5 cm durchgeführt worden. Die Versuchsdurchführung erfolgte in einem von Weißenbach (1961) verwendeten Versuchsstand, in den der Versuchsbehälter mit den Maßen 19,8 cm · 50,0 cm · 77,5 cm eingebaut wurde. Alle auftretenden Kräfte und Wege wurden elektrisch gemessen.

Es wurden drei Bewegungsarten (Parallelbewegung, Drehung um den Kopfpunkt und Drehung um den Fußpunkt der Wand) untersucht.

Der Grundgedanke der Versuchsanordnung bestand darin, daß die Versuchswand in bezug auf die waagerechten Kräfte auf zwei Stützen gelagert wurde. Wie in Bild (3-1) dargestellt, bildete der Erdwiderstand des Versuchsbodens ein Auflager. Das andere Auflager war bei den drei Bewegungsarten der Versuchswand unterschiedlich:

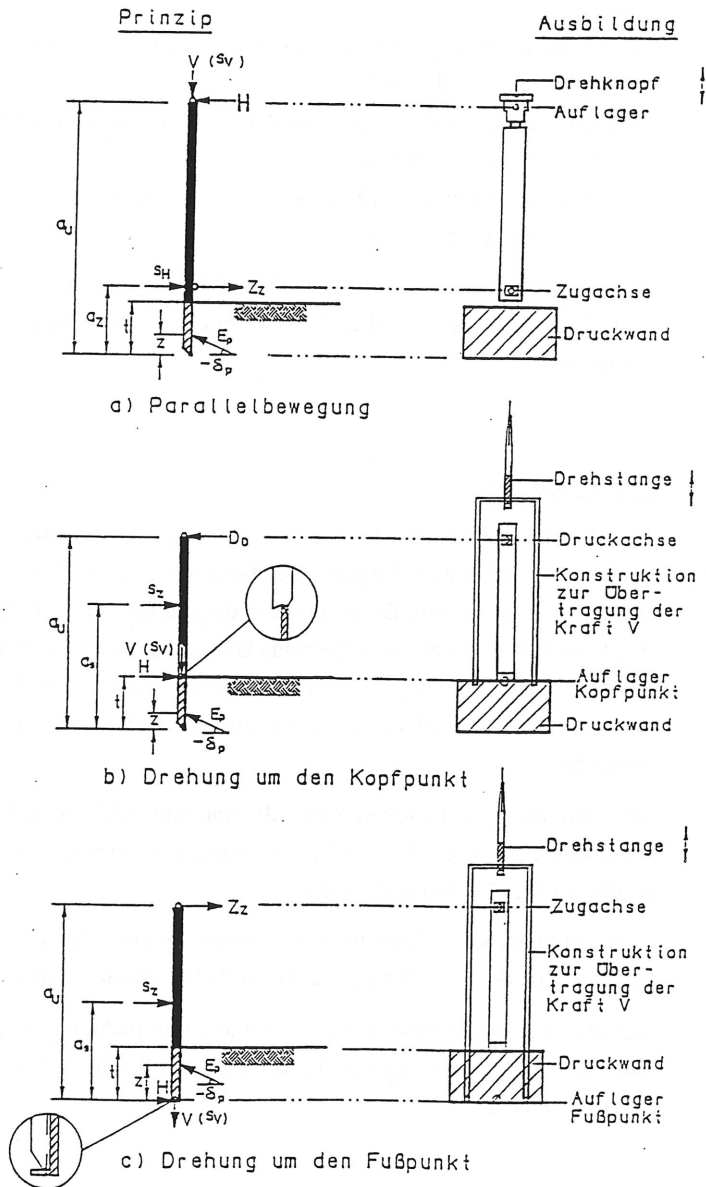


Bild (3-1) Versuchsanordnungen

- a) Bei Parallelbewegung wurde das zweite Auflager durch die Kraft H oder die Kräfte H und V gebildet.
- b) Bei Drehung um den Kopfpunkt der Wand bildete sich das zweite Auflager im Kopfpunkt der Wand.
- c) Bei Drehung um den Fußpunkt der Wand bildete sich das zweite Auflager im Fußpunkt der Wand.

Während der Versuche wurden die Verschiebung s_H , die Kräfte Z_Z oder D_D und H , die Kraft V oder die Verschiebung s_V , wie in Bild (3-1) dargestellt, gemessen.

3.2 Bodeneinbau

Der Versuchssand wurde durch Einrieseln eingebracht. Mit der Rieselmethode kann eine gleichmäßige Lagerungsdichte des trockenen Sandes im Versuchsbehälter erzielt werden. Dazu muß der Abstand h_R zwischen Rieselschlitz und Sandoberfläche während des Rieselns konstant gehalten werden. In Bild (3-2) ist das Einrieseln dargestellt. Die Lagerungsdichte des Sandes läßt sich entweder durch den Abstand h_R oder durch die Schlitzbreite im Einfüllstutzen variieren.

Aus den mit Schlitzbreiten von 2,0 mm und 3,0 mm bei verschiedenen Abständen h_R durchgeführten Rieselversuchen ergeben sich die beiden Kurven in Bild (3-3). Die Kurven zeigen:

- a) Je schmaler der Schlitz ist, um so höher ist die Lagerungsdichte.
- b) Je größer der Abstand h_R ist, um so höher ist die Lagerungsdichte.

Bei den Versuchen wurde mit vier Lagerungsdichten gearbeitet; die entsprechenden Abstände h_R und die verwendeten Schlitzbreiten sind in Tabelle (3-1) aufgelistet.

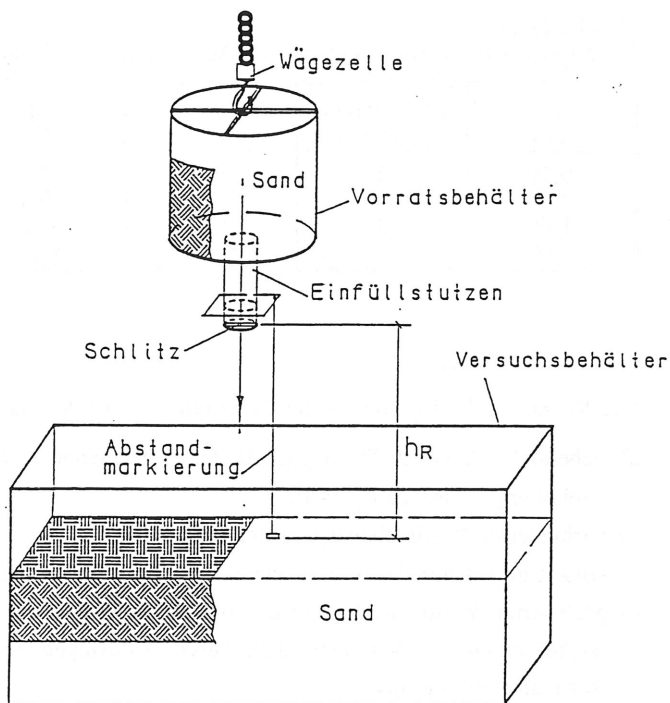


Bild (3-2) Einrieseln

Bild (3-3)
Lagerungsdichte des Sandes
in Abhängigkeit von
Rieselhöhe und Schlitzbreite

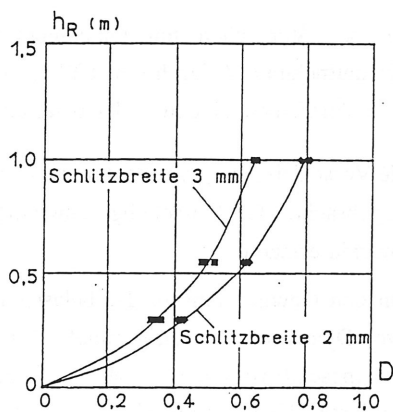


Tabelle (3-1)

Lagerungsdichte in Abhängigkeit von Abstand h_R und Schlitzbreite

h_R (m)	Schlitzbreite (mm)	D (-)	φ' (°)	γ_d (kN/m ³)
0,30	3	0,35	37,1	15,5
0,55	3	0,50	39,4	15,9
1,00	3	0,65	41,5	16,3
1,00	2	0,80	43,5	16,7

3.3 Versuchsanlage

Die Versuchsanlage gestattete die Durchführung von Versuchen mit

- unbehinderter Vertikalbewegung der belasteten Wand; der Wandreibungswinkel ergibt sich zu $\delta_p = 0$;
- verhinderter Vertikalbewegung der belasteten Wand; der Wandreibungswinkel nimmt mit der waagerechten Bewegung der Wand zu, $s_V = 0$;
- gesteuerter Vertikalbewegung der belasteten Wand; der Wandreibungswinkel bleibt bei den Versuchen durch Aufbringen einer zusätzlichen Vertikalkraft konstant.

Bei den Versuchen b) und c) wurde die nach oben gerichtete Bewegung durch den Kraftaufnehmer V verhindert und die auftretende Kraft gemessen.

Bei den Versuchen mit unbehinderter Vertikalbewegung a) wurde der Kraftaufnehmer V durch einen Wegaufnehmer ersetzt und die nun mögliche freie Vertikalverschiebung der belasteten Wand gemessen.

Die Verschiebung s_H wurde durch einen elektronisch gesteuerten Schrittmotor aufgebracht, der Vorschubgeschwindigkeiten zwischen 0,0001 und 59,99 mm/min erlaubte.

Um den Gewichtseinfluß der belasteten Wand auszuschalten, wurde sie an zwei Dynamometern aufgehängt. Zur Vermeidung von Nebenkräften und Reibungseinflüssen bei der Messung der Kräfte H , Z_Z oder D_D und V waren sämtliche Übertragungselemente als Pendel mit gelenkiger Lagerung

ausgebildet. Eine ähnliche Konstruktion verhinderte, daß der Versuchsstab quer zur Zugrichtung ausweichen oder sich verdrehen konnte.

Die Konstruktion der Versuchsanlage wurde, wie unten beschrieben, bei den verschiedenen Bewegungsarten jeweils etwas verändert:

1) Parallelbewegung

Der Aufbau der für die Parallelbewegung verwendeten Versuchsanlage ist bei Weißenbach (1961) und Schäfer (1990) näher beschrieben. Wie die Darstellung in Bild (3-4) zeigt, ist die Anlage für die Versuche mit einem elektrischen Schrittmotor zur Kraftaufbringung ausgestattet worden. Um den Belastungsträger parallel bewegen zu können, wurde ein senkrecht stehender Vierkantstab (Bild 3-4) benutzt, der unten mit dem Schrittmotor und oben durch zwei Rollen mit dem Belastungsträgerkopf verbunden war. Dadurch war bei der Verschiebung durch den Schrittmotor eine Parallelbewegung des Stabes sichergestellt; die Bewegungsgrößen im Trägerkopf und in der Belastungswand waren gleich groß.

Bei den Versuchen mit unbehinderter ($\delta_p = 0$) und verhinderter ($s_Y = 0$) Vertikalbewegung der Wand wurden die Kräfte und Wege gemessen. Bei den Versuchen mit einem konstanten Wandreibungswinkel wurde über einen Drehknopf im Versuchsträger (siehe Bild(3-1a)) eine zusätzliche Vertikalkraft aufgebracht. Während des Versuches wurde überprüft, ob der Wandreibungswinkel konstant blieb. Bei Abweichungen mußte die Vertikalkraft über den Drehknopf aufgebracht werden.

Der Erdwiderstand läßt sich mit:

$$E_{ph} = Z_Z - H$$

berechnen.

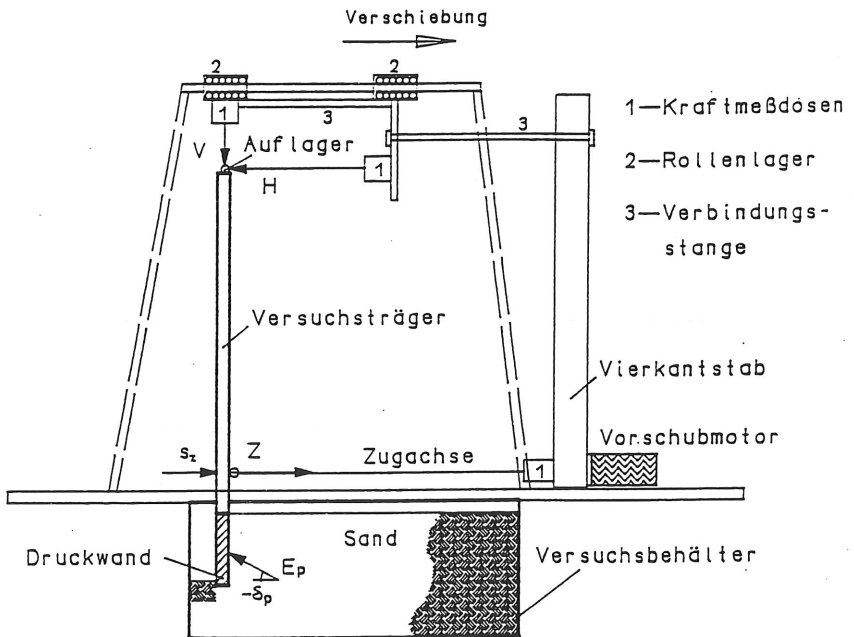


Bild (3-4) Konstruktion der Versuchsanlage bei Parallelbewegung

2) Drehung um den Kopfpunkt der Wand

Um eine Drehung um den Kopfpunkt der Wand zu erhalten, wurde das Wandsystem, wie in Bild (3-1b) dargestellt, umgebaut. Die Druckkraft D_D am Kopfpunkt des Versuchsträgers wurde durch den Schrittmotor aufgebracht (Druckachse). Dadurch wurde in Höhe des Kopfpunktes durch ein Gelenk ein Drehpunkt ausgebildet und die Druckkraft H erzeugt. Bei den Versuchen mit unbehinderter Vertikalbewegung der Wand ($\delta_p = 0$) wurde die senkrechte Verschiebung des Kopfpunktes s_v unmittelbar auf der Oberkante der Wand gemessen. Bei den Versuchen mit verhinderter Vertikalbewegung ($s_v = 0$) erfolgte die Messung und Übertragung der Vertikalkraft V im Drehpunkt durch eine auf die abgeschrägte Oberkante der Wand gesetzte Hilfskonstruktion. Wie Bild (3-1b) zeigt, hatte diese Konstruktion keinen Einfluß auf die

Drehung der Wand. Alle waagerechten Kräfte wirkten in einer Ebene. Bei den Versuchen mit einem konstanten Wandreibungswinkel wurde eine zusätzliche Vertikalkraft über eine drehbare Stange, die auf die Hilfskonstruktion aufgesetzt wurde, aufgebracht. Der Erdwiderstand läßt sich mit:

$$E_{ph} = H - D_D$$

berechnen.

3) Drehung um den Fußpunkt der Wand

Um eine Drehung um den Fußpunkt der Wand zu erhalten, mußte das Wandsystem, wie in Bild (3-1c) dargestellt, umgebaut werden. Die Zugkraft Z_Z am Kopfpunkt des Versuchsträgers wurde durch den Schrittmotor aufgebracht (Zugachse). In Höhe des Fußpunktes der Wand wurde durch ein Gelenk ein Drehpunkt ausgebildet und die Druckkraft H erzeugt. Zur Messung und Veränderung der Vertikalkraft bei verhinderter Vertikalbewegung wurden jetzt auf der Rückseite der Wand rechts und links vom Drehpunkt zwei Stifte in die Wand eingelassen. Auf diesen Stiften stand die Hilfskonstruktion zur Messung und Übertragung der Vertikalkraft V . Sie hatte keinen Einfluß auf die Drehung der Wand. Um die senkrechte Verschiebung des Fußpunktes s_V bei den Versuchen mit unbehinderten Vertikalbewegung der Wand ($\delta_p = 0$) messen zu können, wurde an der drehbaren Stange ein kleiner Winkel aus Aluminium-Blech zur Messung der Verschiebung angebracht. Wie Bild (3-1c) zeigt, hatte diese Konstruktion keinen Einfluß auf die Drehung der Wand. Alle waagerechten Kräfte wirkten in einer Ebene. Bei den Versuchen mit einem konstanten Wandreibungswinkel wurde eine zusätzliche Vertikalkraft über eine drehbare Stange, die auf die Hilfskonstruktion aufgesetzt wurde, aufgebracht. Der Erdwiderstand läßt sich mit:

$$E_{ph} = H - Z_Z$$

berechnen.

3.4 Meßeinrichtung

Als Kraftaufnehmer wurden Wägezellen der Firma Hottinger mit einer Genauigkeitsklasse von 0,03 verwendet. Die Wege wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Genauigkeitsklasse 0,2 gemessen. Die elektrischen Signale wurden mit einem rechnergesteuerten Meßverstärker Typ VD8 der Rheinmetall Meß- und Prüftechnik GmbH verstärkt und digital aufbereitet. Mit einem am Lehrstuhl Baugrund-Grundbau entwickelten Meßwerterfassungs- und Verarbeitungsprogramm "Startvd8" konnte der Verstärker eingestellt und abgeglichen werden. Die maßgebenden Parameter wie Meßbereich, Abgleichwert, Aufnehmerart und Nenngröße sowie Versuchsabmessungen und Bemerkungen wurden in den Dateien "*.VD8" und "*.CNF" abgelegt. Die Anzahl der Meßsätze konnte vor Versuchsbeginn durch die Wahl der zeitlichen Meßwertfolge festgelegt werden.

Nach Versuchsende erfolgte die Umwandlung der digitalen Meßgrößen in dimensionsrichtige Größen wie Kräfte und Wege und die Speicherung in einer Datei "*.PRN", die das vorhandene, am Lehrstuhl erarbeiteten Tabellenkalkulationsprogramm "VD8LOTUS" anschließend zur Auswertung der Versuche benutzen konnte.

3.5 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden weggesteuert gefahren. Die Druckplatte wurde mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,20 mm/min gegen den Boden gedrückt.

Für jede der drei Bewegungsarten wurden drei verschiedene Versuchsserien durchgeführt:

- a) Bei den Versuchen mit verhinderter Vertikalbewegung wurde die nach oben gerichtete Vertikalkraft V gemessen.
- b) Bei den Versuchen mit unbehinderter Vertikalbewegung wurde der vertikale Weg s_V der Wand gemessen. Durch die Hebung des Bodenkeils

konnte sich die gewichtslos aufgehängte Wand ebenfalls heben. Entsprechend mußten die Vertikalfedern jedoch nachgespannt werden, da durch Verringerung des Federweges eine nach unten wirkende Vertikal-komponente aus dem Wandgewicht auftrat.

- c) Die in Absatz a) und b) beschriebenen Zustände treten in der Praxis selten auf, weil die Vertikalkraft schon durch das Eigengewicht der Druckwand, durch den aktiven Erddruck oder einen Anker vorgegeben ist. Daher mußte der Wandreibungswinkel δ_p im Verlauf des Versuchs konstant gehalten werden. Zur Mobilisierung eines möglichst großen Wandreibungswinkels wurde Sandpapier der Körnung P 60 auf die Druckwand geklebt.

Die Durchführung der Modellversuche erfolgte in den Laborräumen des Lehrstuhls Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund.

Literatur

- EAU 1990: Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"
Häfen und Wasserstraßen. 8. Auflage
- Hettler, A.: Verschiebung starrer und elastischer Gründungkörper in
Sand bei monotoner und zyklischer Belastung.
Dissertation, Universität Karlsruhe, 1981.
Hierzu siehe Rauh 1991
- Hettler, A.: Sekantenmoduln bei horizontal belasteten Pfählen in
Sand.
Geotechnik, Heft 1, 20-29, 1986

- Schäfer, J.: Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen im rheinischen Schluff. Dissertation Universität Dortmund 1990
- Weißbach, A.: Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Dissertation TH Hannover 1961

Zum Stand der Erddruckversuche am Institut

U. Bartl, Institut für Geotechnik, TU Dresden

1 Problemstellung

Mit den klassischen kinematischen und statischen Methoden der Erddrucktheorie kann nur der Grenzzustand des Erdwiderstands (passiver Erddruck) berechnet werden. Aussagen zum Mobilisierungsverhalten sind mit diesen Methoden nicht möglich. Die Kenntnis hierzu ist jedoch für Verformungsberechnungen bzw. zur Berechnung des Erddrucks für bestimmte Verformungsbedingungen notwendig. Mangels genauerer Kenntnisse zur Berechnung des stützenden Erddrucks, wird zur Beschränkung der Verformungen meist ein verminderter passiver Erddruck angesetzt.

Diese Vorgehensweise ist unbefriedigend, da die tatsächlichen Wandbewegungen und Erdwiderstände unbestimmt bleiben. Erddruckansätze nach diesen Verfahren können damit entweder zu unwirtschaftlichen oder sogar zu unsicheren (gebrauchsuntauglichen) Stützkonstruktionen führen. Es ist deshalb notwendig, die Beziehungen zwischen Erdwiderstand und Wandbewegung unter Beachtung der wesentlichen Einflußgrößen genauer zu untersuchen. In der Literatur und im technischen Regelwerk (WEISSENBACH (1975), DIN 4085/Teil 100 (1993), TGL 11464/03 (Entwurf 1989), EAU (1990), ÖNORM B 4434 (1993) u.a.) gibt es hierzu verschiedene Empfehlungen. Die Angaben dieser Quellen sind empirische Durchschnittswerte, die aus Versuchen verschiedener Autoren gewonnen wurden. Bei diesen Erddruckmessungen lagen die unterschiedlichsten Randbedingungen vor.

Diese bisherigen Versuche lassen allerdings erkennen, daß die Mobilisierung des Erdwiderstandes als eine Funktion mit folgenden Einflußgrößen angegeben werden kann:

- *Kinematik der Wand*: Diese wird zur Systematisierung zumeist auf sogenannte Grundformen der Wandbewegung bezogen. Zusätzlich muß beachtet werden, daß der tangentialen Bewegungsmöglichkeit (geführt - nicht geführt) eine besondere Rolle zukommt.
- *Betrag der Wandbewegung*
- *Beschaffenheit der Wand*: Steifigkeit, Rauigkeit
- *Geometrie*: Wand, Gelände, Neigung der Wand in der Ausgangslage
- *Ausgangsspannungszustand im Boden*: Einbauart, Geländeauflast
- *Kenngrößen des Bodens*: Korngrößenverteilung, Ausgangslagerungsdichte, Scherfestigkeit, Dilatanz, Kornbruchspannung

Systematische Erddruckmessungen, bei denen die Einflußgrößen möglichst genau erfaßt werden können, stellen eine wesentliche Grundlage zur Kalibrierung bzw. Interpretation numerischer Untersuchungen und zur Verbesserung von theoretischen Erddruckansätzen dar.

Um die quantitativen Größen dieser Einflüsse zu untersuchen, sind Messungen an wirklichen Bauwerken wenig geeignet, da sie allenfalls Messungen im Sinne von Stichproben ermöglichen. Für systematische Messungen kommen Modellversuche in Frage. Aus diesem Grund soll in der ersten Untersuchungsstufe mittels Modellversuchsreihen der Einfluß einzelner Größen auf das Mobilisierungsverhalten des stützenden Erddrucks auf eine starre, ebene Wand in trockenem Sand untersucht werden. Hierbei sollen besonders die Einflüsse einzelner o.g. Randbedingungen mit Hilfe gezielter Parametervariation auf Grundlage der Modellmechanik bzw. Dimensionsanalyse (GÖRTLER (1975)) geklärt werden.

2 1g-Versuchsstand der TU Dresden

2.1 Allgemeines

Die Versuchsanlage wurde am Institut für Geotechnik der TU, in Zusammenarbeit mit dem Institut für Verarbeitungsmaschinen- und Verarbeitungstechnik der TU, entworfen und von der Firma Stahl-Technik-Straub konstruiert und gefertigt.

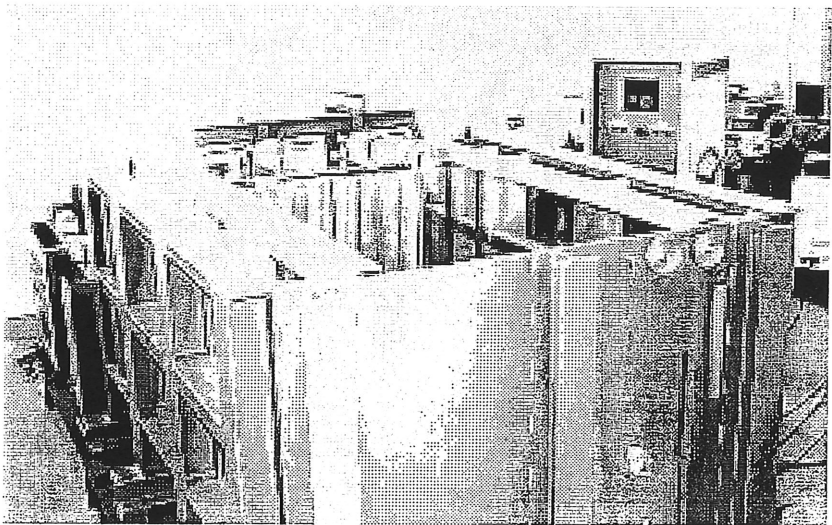


Abb. 2.1 Erddruck-Versuchsstand der TU Dresden

Das Kernstück der Anlage bildet die Versuchswand (Abb. 2.2). Der eigentliche Meßbereich (Meßwand) erstreckt sich aber nur auf den mittleren Abschnitt der gesamten Versuchswand. Mit diesem Aufbau sollen Einflüsse der Kastenseitenwände auf das Spannungs-Verformungsverhalten des Sandes (ebener Zustand) minimiert werden.

Die Versuchswand ist so gelagert, daß sich sowohl die definierten Grundwandbewegungsarten, Drehung um den Kopf- bzw. Fußpunkt und Parallelverschiebung, als auch kombinierte Bewegungen ausführen lassen. Somit können, bei entsprechender Steuerung, auch Verdrehungen der Wand in einer Achse über dem Wandkopf bzw. unter dem Wandfuß erzeugt werden. Die Wandbewegung erfolgt auf der gesamten Breite gleichmäßig (ebener Zustand) und weggesteuert.

2.2 Versuchswand und Antrieb

Die derzeitige Versuchswand (Abb. 2.2 und Abb. 2.3a), die aus einer Aluminiumlegierung (Hartaluminium) hergestellt wurde, besitzt folgende Abmessungen:

- Höhe 600 mm
- Breite 1000 mm (eigentliche Meßwand in der Mitte 400 mm)
- Stärke 30 mm

Der Fußpunkt der Wand liegt 300 mm über dem Boden des Materialbehälters. Die Wandaufhängung ist zur Zeit für Versuche im tangential geführten Modus ausgebildet. Die drei Wandsegmente der Versuchswand (Meßwand und zwei Seitenwände) werden jeweils einzeln über 2 Tangential- und 3 Normalstützungen gelenkig aufgehängt. Derzeit sind nur in den Stützstellen der Meßwand Kraftmeßgeber eingebaut. Eine entsprechende Konstruktion für eine tangential nicht gestützte Wand ist in Vorbereitung.

Eine Belegung der Meßwand mit Meßlamellen (Abb. 2.3b) zur Ermittlung der Erddruckverteilung ist ebenfalls in Vorbereitung. Entsprechende Spannungsmeßgeber in Lamellenbauart, die sowohl Normal- als auch Tangentialspannungen

messen können, haben sich bei anderen Projekten am Institut (FRANKE (1988)) bereits bewährt.

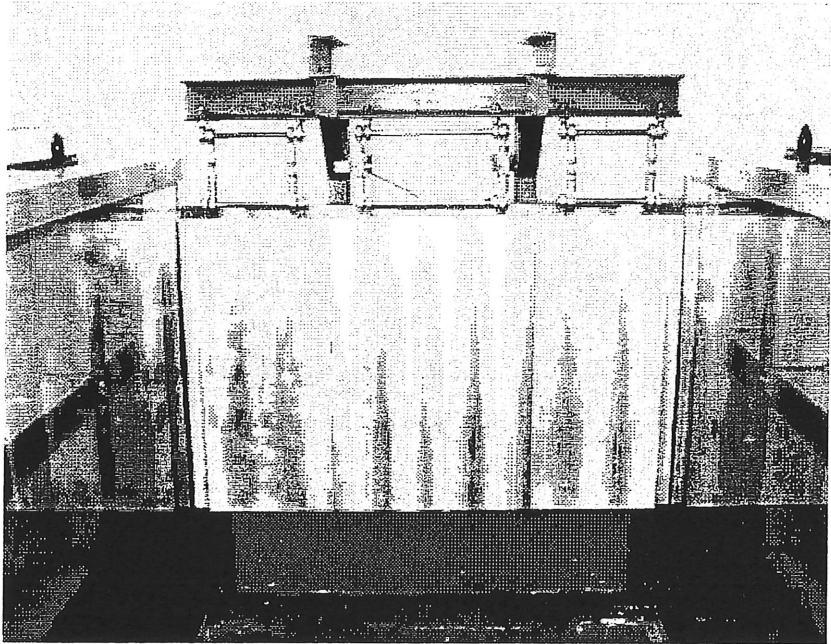


Abb. 2.2 Versuchswand - 600 mm hoch (ohne seitliche Abstreifer)

Diese Meßlamellen, die horizontal auf der Meßwand befestigt werden sollen, werden mit folgenden Abmessungen gefertigt:

- Breite 400 mm (= Meßwandbreite)
- Höhe 60 mm

Bei einer derzeitigen Meßwandhöhe von 600 mm können, unter Berücksichtigung eines erforderlichen Abstandes, ca. 8..9 Meßlamellen auf der Wand angeordnet werden. Damit besteht die Möglichkeit, umfangreiche Informationen über die Mobilisierung der Spannungsverteilung an der Wand zu gewinnen.

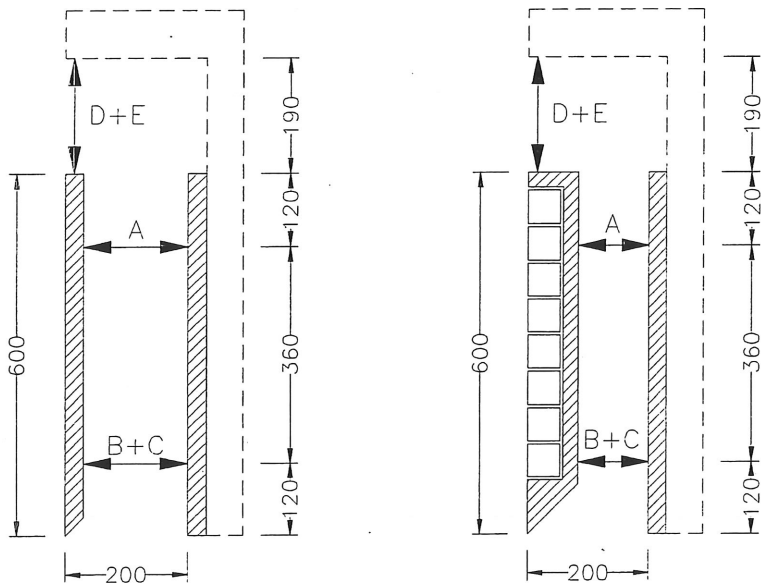


Abb. 2.3 Prinzipskizze der Meßwand a) ohne und b) mit Meßlamellen

Die Wandbewegung wird über zwei getrennte Antriebe eingetragen. Ein Gleichstrommotor mit Getriebe und Spindel erzeugt die Drehbewegungen und ein gleichartiger Antrieb die Verschiebung der Wand. Die mechanische Kopplung der Wand an die Antriebseinrichtung läßt zwei Voreinstellungen zu. Das ist einerseits die Lagerung in der Achse des Wandfußpunktes und andererseits in der Achse

des Wandkopfpunktes. Durch den gleichzeitigen Betrieb beider Antriebe können Drehbewegungen und Verschiebungen der Wand überlagert werden.

Die kontrollierte Eintragung der Bewegungsabläufe erfolgt über eine speicherprogrammierbare Steuerung (SPS), die mit einem PC gekoppelt ist. Die Bewegungsgeschwindigkeiten sind derzeit konstant und in einem Bereich von 1..10 mm/min wählbar.

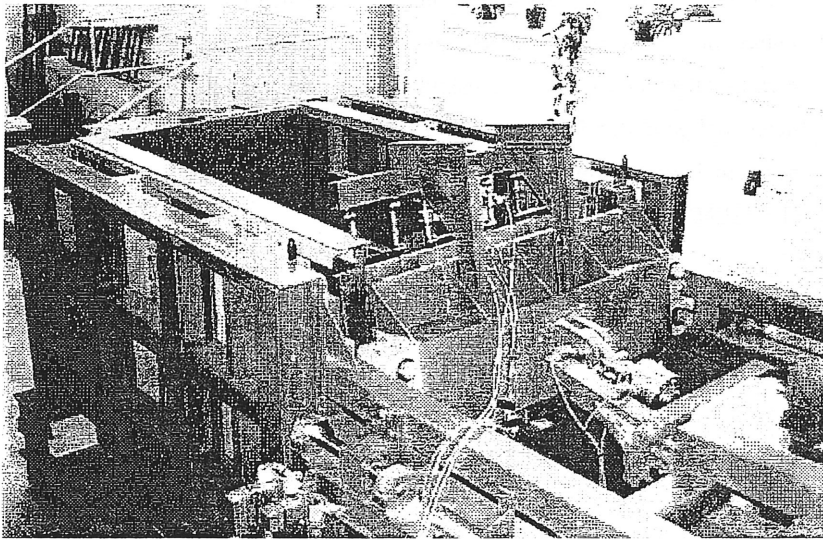


Abb. 2.4 Rückwärtige Ansicht des Versuchsstandes (rechts im Bild Antrieb für Drehbewegungen - Wand um Fußpunkt gedreht)

2.3 Behälter für Versuchsboden

Der Raum für den Modellboden vor der Wand (derzeit Mittel-Feinsand, trocken) besitzt folgende Abmessungen:

- Länge 1800 mm
- Breite = Versuchswandbreite (derzeit 1000 mm - variabel bis 1400 mm)
- max. Füllhöhe 1100 mm

Die Mindestlänge des Kastens ergibt sich aus bodenmechanischen Kriterien. In Abhängigkeit von den Randbedingungen bilden sich im Boden bestimmte Spannungs- und Verformungsbereiche aus. Beim Erreichen des Grenzzustandes kann man im allgemeinen von der Ausbildung einer äußeren Gleitfläche ausgehen. Bei tangential geführten Bewegungen ist ein kombinierter Bruchmechanismus mit einer ganz bzw. teilweise gekrümmten äußeren Gleitfläche zu erwarten (BRINCH HANSEN/ LUNDGREN (1960)).

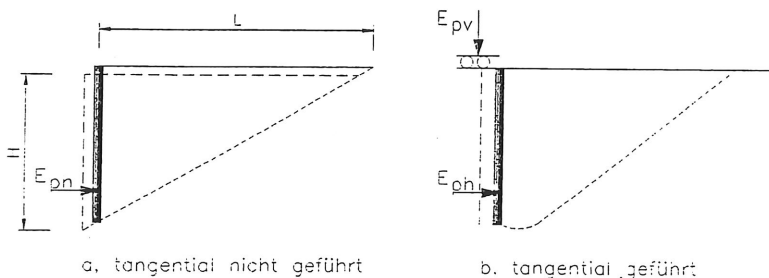


Abb. 2.5 Mögliche Ausbildung der äußeren Gleitfläche

2.4 Meßtechnik

Die mit den jeweiligen Meßgebern (Kraft, Spannung und Weg) aufgenommenen Signale werden über Verteilertabletts an ein Vielstellen-Meßgerät (UPM) der Firma Hottinger Baldwin Meßtechnik weitergeleitet. Von hier werden die Meßdaten an einen PC zur Speicherung bzw. Auswertung übergeben. Auf Grundlage der am PC einlaufenden Meßdaten ist die Steuerung der Wandantriebe möglich.

3 Versuchsdurchführung

Die Versuchsvorbereitung beginnt mit der genauen Einrichtung und Justierung der Versuchswand in die Ausgangslage. Die Meßwerterfassungseinrichtung wird in Betrieb genommen, alle Meßgeber auf Null abgeglichen und anschließend mit der automatischen Meßwertregistrierung in festen Zeitintervallen begonnen. Der nachfolgende Einbau des Modellbodens mußte bisher per Hand durchgeführt werden. Die entsprechenden Teilmengen wurden abgewogen und in ca. 5 cm starken Lagen in den Versuchsstand eingebaut und jeweils horizontal mit einer Lehre abgeglichen. Besondere Vorsicht ist dabei in der Nähe der Meßwand geboten, um die Meßgeber nicht zu beeinflussen. Es zeigte sich erwartungsgemäß, daß die erreichten Ausgangslagerungsdichten mit der angewandten Einbaumethode einer relativ starken Streuung unterworfen sind.

Nach Abschluß des Sandeinbaus waren in Zeiträumen von 15 - 60 min bis zum Versuchsbeginn (Start der Wandbewegung) keine Veränderungen der Meßwerte zu beobachten.

Nach der klassischen Erddrucktheorie (Abb. 2.5a) kann der Gleitflächenwinkel für den passiven Fall ($\alpha = \beta = \delta = 0$)

$$\text{mit } \vartheta_p = 45^\circ - \frac{\phi}{2} \qquad \text{Gl. 2.1}$$

angegeben werden.

Bei einem Eingangswert von $\phi = 40^\circ$ ergibt sich ein rechnerischer Gleitflächenwinkel von $\vartheta_p = 25^\circ$. Damit errechnet sich mit einer Wandhöhe von $h = 600$ mm der Abstand L zwischen Wandoberkante und Austrittspunkt der Gleitfläche an der freien Oberfläche zu ca. 1300 mm. Mit einer vorhandenen Einbaulänge von $L = 1800$ mm dürften demzufolge die Einflüsse der Kastenlänge auf die Versuchsergebnisse weitgehend minimiert sein. Die Kastenseitenwände werden aus durchgehenden Plexiglasplatten (30 mm stark) gebildet. Als Kratzschutz wurden an der Innenseite des Behälters zusätzlich 5 mm starke Glasplatten angeordnet.

Bei Einbau des Versuchsmaterials mit horizontaler Oberfläche bis zum Kopf der Versuchswand, ist derzeit ein Sandvolumen von ca. $1,6 \text{ m}^3$ ($1,8 \times 1,0 \times 0,9 \text{ m}^3$) vorhanden. Dies entspricht z.B. bei einer Lagerungsdichte von $1,6 \text{ t/m}^3$ einer Gesamtmasse von ca. 2,6 t. Speziell für den Sandeinbau war seit 1991 die Installation eines leichten Brückenkrans (1000kg) im Labor geplant, die im Sommer 1994 erfolgte. Mittels einer Einfüllvorrichtung soll damit der kontrollierte Sandeinbau realisiert werden. Dies ist zur Erzielung einer reproduzierbaren, homogenen Ausgangslagerungsdichte mittels Rieselmethode unbedingt erforderlich.

Durch eine spezielle elastische Lagerung des Behälters ist es aber auch möglich, den eingebauten Boden mit Hilfe von Außenrüttlern am Kasten weiter zu verdichten. Nach entsprechender Verdichtung, und vor Versuchsbeginn, wird der Behälter arretiert.

4 Bisherige Meßergebnisse Parallelverschiebung, geführte, glatte Wand

4.1 Mobilisierung der Resultierenden des Erdwiderstands

Die Mobilisierung der normierten (dimensionslosen) Komponenten der Resultierenden des stützenden Erddrucks ist in Abb. 4.1 dargestellt. Die Normierung der Kraft in Anlehnung an die klassische Erddrucktheorie mit

$$K'_{ph} = \frac{2 \cdot E'_{ph}}{\gamma \cdot h^2} \quad \text{Gl. 4.1}$$

geschieht im wesentlichen aus Gründen der Vergleichbarkeit mit anderen Versuchsergebnissen. Diese Darstellungsart wurde z.B. bereits von HETTLER (1981), RAUH (1991) und MAO (1993) verwandt.

- E'_{ph} - Resultierende des Erdwiderstands
- γ - Wichte des Bodens im Ausgangszustand
- h - Höhe der Wand

Zum Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen sind die derzeit aktuellsten Untersuchungen zum Erdwiderstand von MAO für den Fall glatte, geführte Wand und lockere Lagerung des Sandes erfaßt.

In der Mobilisierung aller Kennwerte sind deutliche Unterschiede zu den eigenen Ergebnissen festzustellen. Die Ursachen dürften, aus derzeitiger Sicht, nicht nur in Maßstabeffekten und verschiedenen Kennwerten der Wand und des Versuchsmaterials zu suchen sein. Die Differenzen, die in der mobilisierten Angriffshöhe der Resultierenden z/h besonders deutlich werden, sind aus Sicht

des Verfassers vor allem aus den unterschiedlichen Versuchsanordnungen abzuleiten.

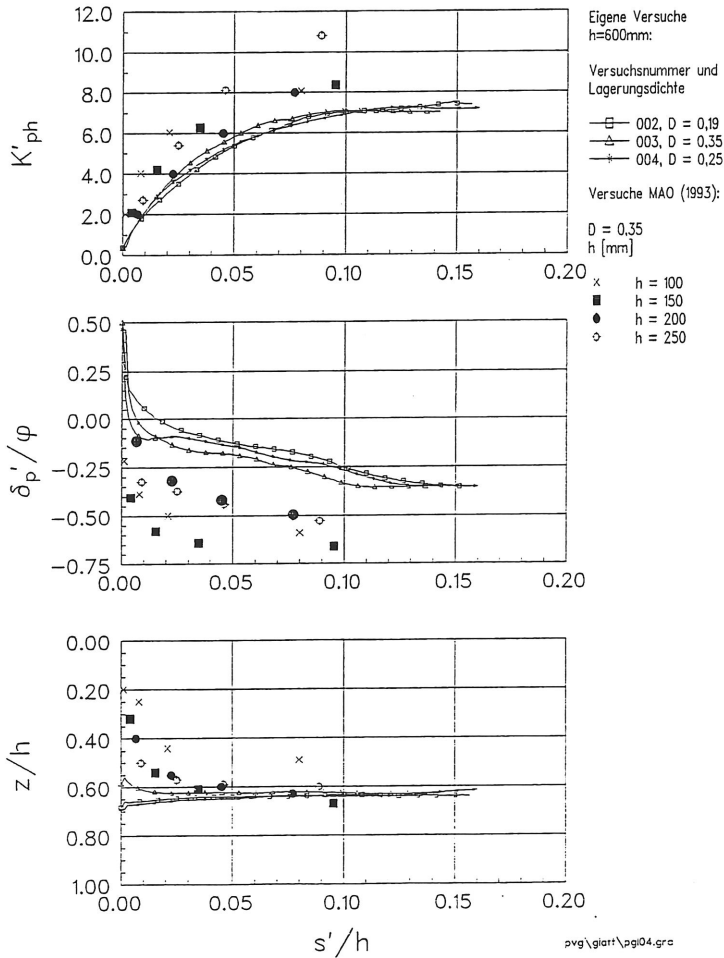


Abb. 4.1 Parallelbewegung, glatte Wand, lockere Lagerung

Bei MAO wird die Wandbewegung über eine Mechanik eingetragen, bei der die Wandführung und der Angriffspunkt des Antriebs oberhalb der Sandoberfläche liegen. Im Anfangsbereich der Bewegung kommt hierdurch wahrscheinlich zuerst eine Durchbiegung der Führungseinrichtung zum Tragen. Dies bedeutet, daß die Bewegung am Kopf der Wand größer ist als am Fuß - vergleichbar einer Überlagerung von Fußpunktdrehung und Parallelverschiebung. Deshalb konzentriert sich die Resultierende des stützenden Erddrucks zu Bewegungsbeginn im Bereich der oberen Wandhälfte. Erst mit zunehmendem Bewegungsbetrag spielt die Wanddeformation im Verhältnis zur Wandverschiebung keine Rolle mehr. Die Resultierende verlagert sich dann zunehmend in Richtung Wandfuß, um im Grenzzustand eine Lage von $z \approx 0,6..0,7 \cdot h$ zu erreichen.

Zu den eigenen Versuchen ist folgendes festzustellen:

- Die Streuung der Ausgangslagerungsdichte wirkt sich auf die Mobilisierung des normierten horizontalen Erdwiderstandsanteiles nur gering aus.
- Sandeinbaueffekte, die sich durch eine positive Tangentialspannung (δ_p/ϕ) an der Wand äußern, werden schon nach relativ geringen Bewegungsbeträgen abgebaut. Dies geschieht um so schneller, je größer die Ausgangslagerungsdichte ist.
- Bei der Angriffshöhe der Resultierenden sind über die Mobilisierung nur geringe Veränderungen zu verzeichnen. Vorbelastungseffekte infolge Sandeinbau, wie sie z.B. beim Versuch 003 vorzuliegen scheinen, werden relativ schnell abgebaut.

Die Mobilisierung der Resultierenden des Erdwiderstands in einer auf die Grenzwerte bezogenen Form ist in Abb. 4.2 dargestellt.

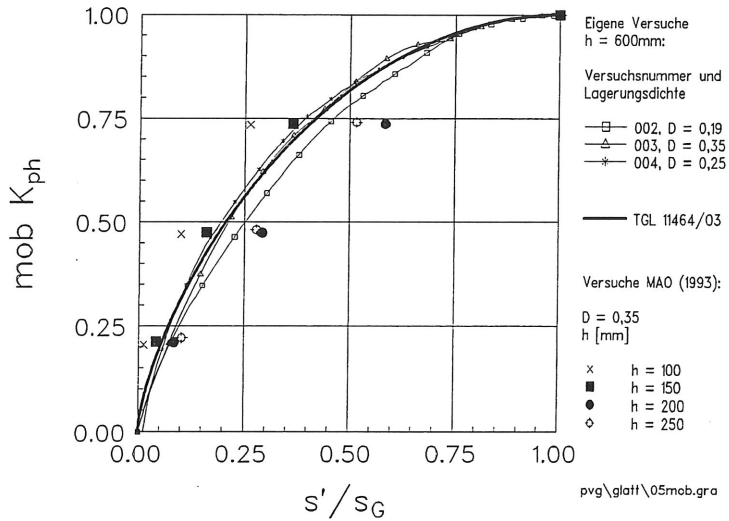


Abb. 4.2 Mobilisierung der bezogenen Erddruckresultierenden

Hierzu ist festzustellen:

Die Mobilisierung der bisher vorliegenden, eigenen Versuchsergebnisse kann durch die, in Anlehnung an die in der TGL 11464/03 (Entwurf 1989), formulierte Gleichung

$$mob K_{ph} = \left[1 - \left((s'/s_G) - 1 \right)^2 \right]^{0,7} \quad Gl. 4.2$$

$$\text{mit:} \quad \text{mob } K_{ph} = \frac{K'_{ph} - K_{Ah}}{K_{ph} - K_{Ah}} \quad \text{Gl. 4.3}$$

K'_{ph} - mobilisierter horizontaler Erdwiderstandsanteil

K_{Ah} - gemess. horiz. Erddruckresultierende im Ausgangszustand (Ruhe)

K_{ph} - horiz. Erddruckresultierende im Grenzzustand (passiver Erddruck)

s'/s_G - auf Grenzverschiebung bezogene mobilisierte Verschiebung

relativ gut beschrieben werden.

Die Streuung der Meßwerte in den eigenen Versuchen fällt geringer aus als die Streuung der Meßwerte in den Einzelversuchen von MAO. Ein eindeutiger Einfluß der Wandhöhe - und damit des Spannungsniveaus - auf den passiven Erddruck und die Mobilisierung des Erdwiderstandes ist aus den dargestellten Meßergebnissen von MAO nicht zu erkennen. Bei solch extrem kleinmaßstäblichen Versuchen (Wandhöhen 100-250mm) dürften Streuungen in den Ausgangsbedingungen (z.B. Streuung der Ausgangslagerungsdichte innerhalb der Versuchsreihe oder Inhomogenitäten innerhalb des Bodens im Einzelversuch) die Versuchsergebnisse besonders maßgeblich beeinflussen. Es sei aber angemerkt, daß eine lockere Lagerung ($D \approx 0,30$) im allgemeinen besonders schwierig reproduzierbar herzustellen ist und in diesem Fall oftmals keine eindeutigen Grenzwerte der Erddruckresultierenden zu verzeichnen sind.

4.2 Grenzwerte (passiver Erddruck)

Die in den eigenen Versuchen gemessenen Komponenten des passiven Erddrucks (Werte für den Grenzzustand der Erddruckresultierenden) sind in der Tab. 4.1 aufgeführt.

Versuch	Ausgangs- lagerungsdichte	Grenzver- schiebung	Normierter passiver Erddruck	Erddruck- neigung	Angriffs- punkt der Resultie- renden
Nr.	D	s/h	K_{ph}	δ_p/ϕ	z/h
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
002	0,19	0,11	7,08	-0,28	0,64
003	0,35	0,10	7,08	-0,34	0,63
004	0,25	0,13	7,26	-0,35	0,64

Tab. 4.1 Meßwerte im Grenzzustand (passiver Erddruck)

Der mittlere Reibungswinkel für den Heller-Sand wird nach der aus Rahmen-scherversuchen ermittelten Regressionsgleichung

$$\tan \phi = 0,353 D + 0,648$$

Gl. 4.4

angesetzt.

Für die Versuchswerte ϕ und δ_p und für die hier gegebenen Bedingungen, senkrechte Wand ($\alpha = 0$) und waagerechte Geländeoberfläche ($\beta = 0$), wurden entsprechende Erddruckbeiwerte mit einem Programm basierend auf der Theorie

von CAQUOT/KERISEL/ABSI (KERISEL/ABSI (1990)) ermittelt. Diese sind in Tab. 4.2 zusammengestellt.

Versuch	ϕ	δ_p	K_{ph}
Nr.	[°]	[°]	[-]
002	35,6	-10,1	5,501
003	37,7	-13,0	6,795
004	36,4	-12,7	6,236

Tab. 4.2 Erddruckbeiwerte für den passiven Grenzzustand

Zu den Grenzwerten ist folgendes festzustellen:

- Der passive Erddruck erreicht, wie die Abb. 4.1 zeigt, bei den eigenen Versuchen kleinere Beträge als in den Untersuchungen von MAO. Als primäre Ursachen hierfür können derzeit sowohl die unterschiedlichen Mechaniken zur Bewegungseintragung (siehe Abschnitt 4.1), ein Einfluß des Spannungsniveaus (Wandhöhe) oder auch der unterschiedliche Boden gesehen werden.
- Mit Versuchswerten von ϕ und δ_p als Eingangsgrößen ergeben sich nach CAQUOT/KERISEL/ABSI (Tab. 4.2) kleinere Erddruckbeiwerte als die Meßwerte (Tab. 4.1) zeigen. Dazu läßt sich natürlich anführen, daß die Normierung der Erddruckresultierenden nach Gl. 4.1 aus Gründen der Vergleichbarkeit erfolgt. Aber wie schon im Abschnitt 2.3 erwähnt wurde, läßt sich der bei dieser Kinematik der Wand zu erwartende und letztendlich eintretende Bruchmechanismus nur unzureichend mit der klassischen Erddrucktheorie beschreiben. Die Erddruckbeiwerte liegen im Vergleich zu den Meßwerten jedoch auf der „sicheren“ Seite. Im Zuge ausführlicher Be-

trachtungen zur Ermittlung von Erddruckbeiwerten für den passiven Fall hat WEISSENBACH (1983) Vergleichsrechnungen nach den gebräuchlichsten Rechenverfahren angestellt. Er führt an, daß demjenigen Verfahren der Vorzug zu geben sei, welches die kleinsten Erddruckbeiwerte liefert. Für den Fall Parallelbewegung der senkrechten Wand und waagerechte Geländeoberfläche lieferten die Werte nach CAQUOT/KERISEL über den Gesamtbereich der negativen Erddruckneigung von $\delta_p = 0$ bis $-\phi$ (Definition nach DIN 4085) die kleinsten Werte. Das Berechnungsverfahren wird somit von WEISSENBACH für den genannten Anwendungsbereich als „zulässig“ eingestuft. Es sei erwähnt, daß alle diese Erddruck-Berechnungsverfahren von einer geradlinigen Zunahme der Erdwiderstandsspannungen im „wandnahen“ Bereich (Dreiecksverteilung) und von einem Rankinschen Spannungsfeld im „wandfernen“ Bereich ausgehen. Versuche mit tangential geführten Wänden zeigen jedoch an Hand des Angriffspunktes der Resultierenden, daß der theoretische Ansatz einer solchen Spannungsverteilung an der Wand die Wirklichkeit nur ungenau beschreibt.

- Besonders bei lockerer Lagerungsdichte ($D \approx 0,30$) ist ein „hohes Maß“ an Verdichtungsarbeit notwendig, bis im Boden ein Grenzzustand eintritt. Deshalb dürften die Kennwerte des Bodens für den Ausgangszustand die Situation im Grenzzustand nur ungenau wiedergeben.

5 Schlußbemerkungen

Mit Hilfe des installierten Kranes und entsprechenden Einbauvorrichtungen sollen reproduzierbarere, „genauere“ Ausgangslagerungsdichten erreicht werden. Ziel

ist, im Rahmen der Untersuchungen entsprechende Einflußgrößen, wie z.B. die Ausgangslagerungsdichte des trockenen Sandes, die Wandgeometrie und -oberfläche und die Kinematik der Wand gezielt zu variieren, um deren Einfluß auf die Mobilisierung des Erdwiderstands und passiven Erddrucks auch quantitativ zu ermitteln. Nach Erprobung der beschriebenen Spannungsmeßlamellen sollen diese bei allen Versuchen zum Einsatz kommen, um letztendlich Informationen zur Mobilisierung der Erddruckverteilung und der Erddruckneigung über die gesamte Wandhöhe in Abhängigkeit von definierten Randbedingungen zu gewinnen.

Parallel zu den 1g-Versuchen laufen auch Untersuchungen zum Einfluß des Spannungsniveaus auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes und des passiven Erddrucks mit einem Erddruckversuchsstand in der Zentrifuge der Universität für Bodenkultur Wien.

6 Literatur

- Brinch Hansen, J. u. Lundgren, H. (1960): Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer, Berlin-Göttingen-Heidelberg
- Kerisel, J. u. Absi, E. (1990): Active and passive earth pressure tables. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 3. Edition
- DIN 4085/Teil 100 (Entwurf 1993): Baugrund - Berechnung des Erddrucks.
- EAU (1990): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen.
- Franke, D. (1988): Erddruck auf unnachgiebige Wände - Auswertung von Modellversuchen. Geotechnik 11, S. 20-26
- Franke, D., Bartl, U. u. Winkler, A. (1993): Erddruck - eine verformungsabhängige Größe. Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden 42, Heft 1, S. 18-22

- Görtler, H. (1975): Dimensionsanalyse. Springer, Berlin
- Hettler, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 90
- Mao, P. (1993): Erdwiderstand von Sand in Abhängigkeit von Wandbewegungsart und Sättigungsgrad. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 16
- ÖNORM B 4434 (1993): Erd- und Grundbau - Erddruckberechnung.
- Rauh, R. (1991): Beitrag zum Tragverhalten horizontal belasteter, im nicht-bindigen Boden eingespannter Wandsysteme unter besonderer Berücksichtigung einer Böschungsgeometrie. Bericht Nr. 11 der Forschungs- und Arbeitsberichte aus den Bereichen Grundbau, Bodenmechanik und Unterirdisches Bauen an der Bergischen Universität - GH Wuppertal
- TGL 11464/03 (Entwurf Aug. 1989): Erdstatische Berechnungsverfahren - Grundlagen zur Berechnung des Erddruckes auf Bauwerke und Bauwerksteile.
- Weißenbach, A. (1975): Baugruben, Teil 2. Ernst und Sohn, Berlin, München u. Düsseldorf
- Weißenbach, A. (1983): Beitrag zur Ermittlung des Erdwiderstandes. Bauingenieur 58, S. 161-173

Großmaßstäbliche Versuche zur Dichtigkeit von Übergangskonstruktionen im Dammbau unter Berücksichtigung von Verformungen

Dipl.-Ing. C. Brinkmann

Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart

Zusammenfassung

Zu den konstruktiven Maßnahmen zur Gewährleistung der hydraulischen Sicherheit von Hochwasserrückhaltebecken und Uferdämmen zählen die Dichtungsübergangskonstruktionen. In einer Sensitivitätsuntersuchung sollen Hinweise für die Zuverlässigkeit der bei den regional vorkommenden Dämmen häufig gewählten Dichtungs-Übergänge gewonnen werden. Dazu zählen Übergänge von membranartigen Untergrundabdichtungen auf mineralische Dichtungskerne im Damm sowie die Betonkonstruktionen des Grundablasses, der das zweistöckige Dichtungssystem durchstößt.

In großmaßstäblichen Versuchen sollen Erkenntnisse über das Verhalten des Übergangsbereichs membranartige Dichtung/mineralische Schicht bei Verformungen gewonnen werden.

In Laborversuchen sollen die Veränderungen der Scherfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit infolge Formänderungen der mineralischen Dichtungsschichten untersucht werden.

1. Problemstellung

Zum Schutz vor Hochwasser wurden seit Mitte der 50-er Jahre in Baden-Württemberg eine Vielzahl von Rückhalte- und Speicherbecken gebaut. Obwohl in Zukunft Hochwasserschutz verstärkt durch naturnahen Gewässer-ausbau geschaffen werden soll, werden auch weiter Rückhaltebecken gebaut werden müssen, da z.B. die natürlichen Retentionsräume teilweise überbaut sind. Zudem müssen eine Vielzahl von Becken saniert oder umgebaut werden. Die Becken werden als Trockenbecken und als Becken mit Dauerstau angelegt, wobei die zugehörigen Erddämme selten höher als ca. 25 m werden.

Dem Verwendungszweck entsprechend stehen die Dämme in den Talauen. Hochliegender Grundwasserspiegel in Verbindung mit stark durchlässigen Talfüllungen oder fehlende bindige Böden vereiteln häufig die wirtschaftlich günstige Ausführung einer durchgehenden (Untergrund und Damm) Kerndichtung. Hier kommen dann sogenannte zweistöckige (gestaffelte) Abdichtungen zur Ausführung, bei denen zunächst von der Geländeoberfläche aus der Untergrund abgedichtet wird und anschließend Damm und Dammdichtung aufgebaut werden, wobei Damm- und Untergrunddichtung mit Hilfe spezieller Übergangskonstruktionen verbunden werden (Abb. 1).

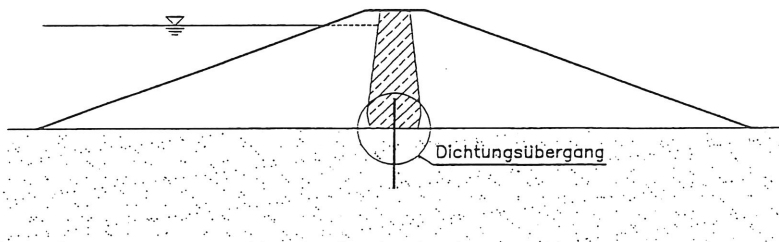


Abb. 1: Dichtungsübergangskonstruktion

Der aktuelle Wissensstand zu den "Dichtungselementen im Wasserbau" ist mit Erscheinen des DVWK-Merkblatts zur Wasserwirtschaft 215/1990 dokumentiert. Die Hauptaufgabe der Dichtungen ist neben der Verhinderung von Sickerwasserverlusten die Abminderung des durch den Wasseraufstau erzeugten hydraulischen Potentials auf Gradienten bzw. Sickerwassergeschwindigkeiten an unterwasserseitigen Oberflächen im Untergrund, die garantiert keine hydrodynamischen Bodendeformationen wie hydraulischen Grundbruch, Erosion usw. auslösen können.

MUCKENTHALER (1989) führt einen kritischen Vergleich der bekannten Beurteilungskriterien für die verschiedenen Erscheinungsformen der hydrodynamischen Bodendeformationen in nichtbindigen Böden durch und erhält einen funktionalen Zusammenhang zwischen dem Gradienten i_{krit} für hydraulisch bedingte Bewegung von Partikeln der Größe d und der maßgebenden Durchlässigkeit k der Erdstoffe, mit dem die Erosions- und Suffusionsgefährdung des Erdstoffes abgeschätzt werden kann. Erschreckend ist die Tatsache, daß vor allem in durchlässigen Böden Partikelbewegungen bei sehr niedrigen hydraulischen Gradienten ($i < 0,1$) erfolgen können.

Bindige Böden scheinen in dieser Hinsicht unproblematischer zu sein, so lange Tongehalt und Plastizität $> 10\%$ sind und eine ausreichende Festigkeit vorhanden ist. Aufgrund von theoretischen Überlegungen und Laborversuchen beschreibt DAVIDENKOFF (1973) die erforderliche Festigkeit c_u eines bindigen Bodens unter der Einwirkung eines hydraulischen Gradienten i in Abhängigkeit von der Porenweite d_p des angrenzenden Bodens. PREGL (1988) verlangt pauschal eine Anfangsfestigkeit c_u von 15 kN/m^2 .

STAHLMANN (1991) gibt in einer Übersicht die kritischen Gradienten für die Erosion an: für Böden im Ton- und Schluffbereich sollen diese zwischen 0,12 und 20 liegen !!

BRAUNS (1978) untersucht systematisch die Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubauwerken. Die Ergebnisse eignen sich vorzüglich zur Abschätzung sowohl der Wirksamkeit von Teilabdichtungen, als auch zur Beurteilung herstellungsbedingter und nachträglich entstehender Abdichtungsdefekte ursprünglich dichter Systeme.

Die beim Bau verwendeten Schüttmaterialien für die verschiedenen Dammmzonen wie Dichtungskern, Stütz- und Drainagekörper verändern ihre Eigenschaften durch die während des Schüttens und durch den Einstau verursachten Spannungsumlagerungen im Damm und beeinflussen somit auch die Funktionsfähigkeit der eingebetteten Übergangskonstruktionen.

Fehlstellen können durch unzureichende Verdichtung und durch Gewölbebildungen im Schüttmaterial vorhanden sein, welche das Spannungs-Verformungsverhalten der Übergangskonstruktionen im Kontaktbereich hinsichtlich Festigkeit des Bodens und der lokalen Wasserdurchlässigkeit beeinflussen können. Die Umlagerung der Strömungskräfte durch neu gebildete bzw. unterbundene Wasserwegigkeiten kann die hydraulische Sicherheit des Dammes herabsetzen. Verändert sich der Durchlässigkeitsbeiwert in den Druckzonen nur wenig, so entstehen in den Zugzonen durch Überschreiten der Zugfestigkeit des bindigen Bodens und durch Ablösen des Bodens von der Spundwand oder des Grundablaßbauwerks Risse und somit zusätzliche Wasserwege und Quellen. Reicht der Sickerweg zum Abbau des hydraulischen Potentials nicht aus, so entsteht die Gefahr der Erosion und Kontaktersion.

Das Problem der Reißbildung und Durchströmung war ein Teilaspekt einer Untersuchung der Standsicherheit von Zonendämmen mit Kerndichtungen (SMOLTCZYK et al (1988)). Die Studie ergibt, daß bei zu geringer Kern-

breite das Gewicht des Kerns über Reibung in den steiferen Stützkörper umgelagert wird; es bildet sich ein Gewölbe aus. Bei trapezförmigen Kernen findet diese Lastumlagerung ab einer gewissen Breite des Kerns nur in den Randzonen statt; der Kern erhält eine setzungserzeugende Belastung infolge Eigengewicht, welche zu einem horizontalen Riß im Kern führt (Abb. 2).

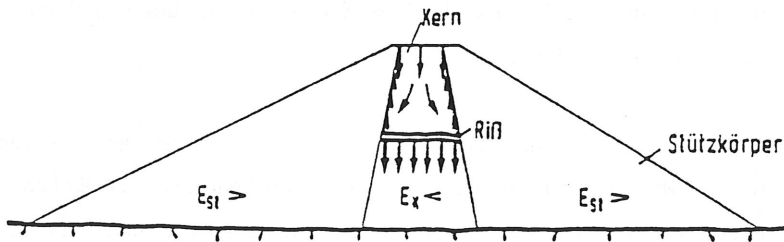


Abb. 2: Horizontaler Riß in einem Dichtungskern

Übersteigt der hydrostatische Wasserdruck die Vertikalspannungen im Kern, so kommt es zum hydraulischen Aufreißen des Bodens (*hydraulic fracturing*) und zu einer Verkürzung des Sickerwegs. Speziell gefährdet sind hierbei die Schichtfugen des mineralischen Kerns durch unzureichende Verzahnung; im Deponiebau wird dies durch oberflächliches Auffräsen der einzelnen Schichten gewährleistet.

Als ungünstigster Lastfall muß ein plötzlicher Einstau bzw. Abstau des Dammes angesehen werden. Hier wird die totale Scherfestigkeit c_u maßgebend. Das Material kann dabei weder konsolidieren noch sich sättigen.

SHERARD (1986) berichtet, daß bereits beim ersten Einstau kleinste Risse mit Wasser gefüllt werden, jedoch zunächst durch zu kleine Fließgeschwin-

digkeiten keine Erosion stattfindet. Mit zunehmender Einstauhöhe vergrößert sich der Riß und kann durch Auflockerungen zum lokalen Versagen der Dichtung führen.

Bei unzureichender Verdichtung unterliegt das Einbaumaterial beim ersten Einstau Sackungen, welche auf die Wassersättigung des vorhandenen Luftporenraums zurückzuführen sind. Diese Sackungen sind durch herkömmliche Berechnungsmethoden nicht erfaßbar.

Durch die oben genannten Verformungen und Spannungumlagerungen werden die Übergangsbereiche verformt, verdreht und verschoben. Die Interaktion zwischen dem Spannungs-Verformungsverhalten und den hydrodynamischen Wirkungen wie hydraulischem Grundbruch, Erosion jeglicher Art und Suffusion sollen in den folgenden Untersuchungen geklärt werden.

2. Modellierungsschritte

Aus der Vielzahl von Übergangskonstruktionen soll hier speziell der in Abb. 3 dargestellte Einbindebereich einer Spundwand in einer aus bindigem Material hergestellten Kerndichtung untersucht werden (Modell ist um 180° gedreht).

Bei der Übertragung des Naturzustands ins Modell mußten einige auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden, welche im folgenden näher erläutert werden sollen.

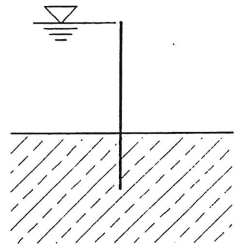


Abb. 3: Modell

Im Kern kann die Vertikalspannung, wie oben erläutert, evtl. nicht immer

vorhanden sein, welche im wesentlichen zur Risseschließung beiträgt. Im Versuch wird die Spannung durch unterschiedliche Bodenpressungen simuliert.

Die statische Funktion und die Dichtfunktion einer Dichtung müssen in der Versuchstechnik unabhängig voneinander dargestellt werden, um gezielte Interpretationen vorzunehmen. In den Modellversuchen soll deshalb die Verformung der Wand vor dem Umströmungsvorgang induziert werden. Während der Umströmung werden keine weiteren Verformungen zugelassen.

In Wirklichkeit ist die Spundwand im Dichtungskern sowie in der Talfüllung gebettet. Vertikal angreifende Kräfte können den Boden gegen den Spundwandkopf nach unten drücken und somit dort befindliche Risse wieder schließen. Im Modell wird eine Vertikalbewegung der Wand durch ein nur in horizontaler Richtung bewegliches Fußlager unterbunden.

Nach dem DVWK-Merkblatt 215 wird zur Einhaltung der Erosionssicherheit ein hydraulisches Gefälle $i \leq 5$ gefordert. Vorausgesetzt wird hierbei ein Kontaktbereich ohne punktuelle Fehlstellen und ohne Spannungumlagerungen.

Aufgabe der Untersuchungen ist u.a., ein Kriterium zu finden, welches eine sichere Einbindelänge hinsichtlich dauerhafter Dichtigkeit bei Verformungen gewährleistet.

Zur Dimensionierung des maximalen hydrostatischen Wasserdrucks werden deshalb zwei Randbedingungen maßgebend:

- a) drei verschiedene Einbindelängen von 0,2 , 0,5 , 1,0 m und
- b) maximales hydraulisches Gefälle von $i = 5$.

Daraus ergibt sich ein erforderlicher Wasserdruck von 1 bar. Dieser Bemessungsdruck wurde bei der Dimensionierung des in Abb. 4 dargestellten Versuchsbehälters zugrunde gelegt.

Der steif ausgebildete Behälter mit den Innenabmessungen $B \times T \times H = 3 \times 5 \times 2 \text{ m}$ ist aus 20 mm starken Stahlblechen zusammengeschweißt. Die Bleche aus Riffelblech gewährleisten einen zusätzlichen Verbund zwischen Wand und verdichtetem Boden zur Unterbindung eventueller Wandumläufigkeiten.

Das Zweikammersystem besteht aus einer wasserdichten Druckkammer mit geschraubtem Deckel und wird zur Luftseite hin durch eine sandwichartig ausgeführten Gummi-Stahl-Platte abgetrennt.

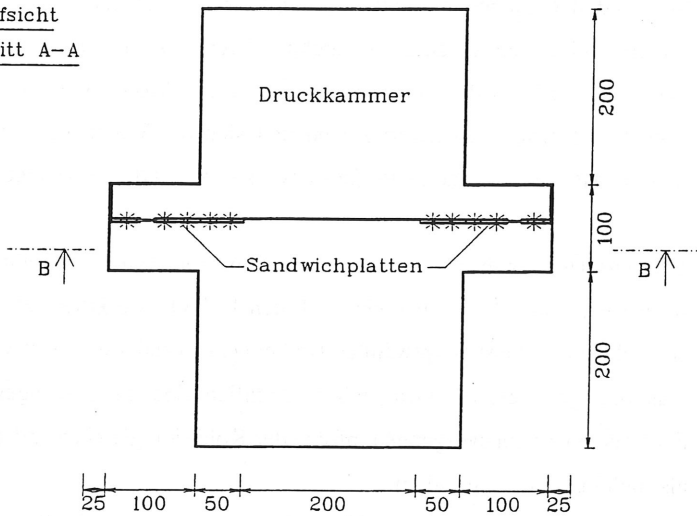
Besonderes Augenmerk ist den Flankenbereichen der Sandwichplatte zu schenken, da diese eine Unstetigkeitsstelle im Kontaktbereich zum Boden hinsichtlich Verformungsfähigkeit und Dichtigkeit infolge unterschiedlicher Steifigkeiten darstellt. Nach Untersuchungen unterschiedlichster Dichtungssysteme wie pneumatischer Dichtungen (sehr teuer), Bentonitmatten (große Erosionsgefahr), u.a., und Abwägen von deren Vor- und Nachteilen wurde folgende konstruktive Ausbildung der Wandflankenbereiche gewählt:

Durch eine Sickerwegverlängerung wird gewährleistet, daß das Wasser sich einen kürzesten Weg durch das bindige Material bahnt. Dieser wird durch eine Zusatz-Wandbreite sowie durch heruntergezogene Gummischürzen in den Flankenbereichen erreicht. Dadurch wird der Meßbereich für eine konzentrierte Durch- bzw. Umströmung auf eine Wandbreite von 2 m beschränkt.

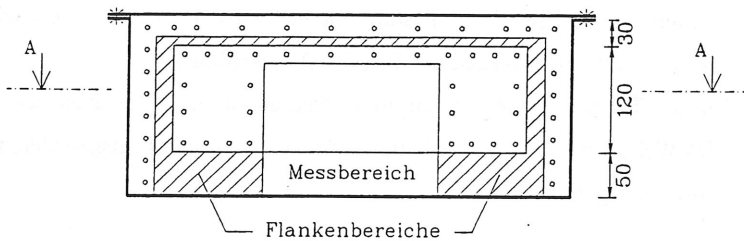
Die Verformungen der Wand werden mit vier 100 t - Pressen aufgebracht. Dabei können durch eine spezielle Steuerung Zug- wie auch Druckkräfte in die Wand eingeleitet werden.

Draufsicht

Schnitt A-A



Schnitt B-B



(alle Maßangaben in cm)

Abb. 4: Prinzipskizze des Versuchsbehälters
(Verformungseinrichtung und Meßinstrumente nicht dargestellt)

3. Materialauswahl und Einbaukriterien

Bei Modellversuchen mit hydraulischen Problemen findet man in der Literatur hauptsächlich den Einsatz von nichtbindigen Böden, sogenannten Modellsanden. Dies wird dadurch begründet, daß die Strömungskräfte unabhängig vom Durchlässigkeitsbeiwert k sind und sich die Versuchszeiten verkürzen lassen. Als Fluid werden entlüftetes Wasser oder Öle verwendet.

Um eine Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Natur zu ermöglichen, soll in den geplanten Versuchen ein nach den DVWK-Merkblatt 202 (Hochwasserrückhaltebecken) ausgewähltes Dichtungsmaterial verwendet werden.

Das bindige Material wird sich hinsichtlich Spannungumlagerungen und erwarteten Erosionsvorgängen infolge der Kohäsion gänzlich anders verhalten als nichtbindige Materialien.

Bei dem ausgewählten Material handelt es sich um einen Lößlehm aus einem Steinbruch bei Talheim (Heilbronn). Nach DIN 4022 wird der Boden als Schluff, tonig, sandig eingestuft. Gemäß DIN 18196 wird das Dichtungsmaterial als mittelplastischer Ton (TM) klassifiziert.

In der Tabelle 1 sind die Anforderungen an das Dichtungsmaterial nach dem DVWK-Merkblatt 202 und die Bodenkennwerte des ausgewählten Bodens zusammengestellt.

Einbauanforderungen gemäß DVWK-Merkblatt 202

Das Material wird lagenweise und kontrolliert nach erdbautechnischen Regeln dem Vorgehen auf der Baustelle entsprechend eingebaut:

- Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 1,0$; innerhalb einer Schüttlage $D_{pr} > 0,97$
- Luftporenanteil $n_a \leq 12 \%$
- Größtkorn $\leq 10 \%$ der Schichtdicke bzw. $\leq 80 \text{ mm}$

Eigenschaft	mineralische Dichtung	ausgewähltes Material
Steinanteil [%]	≤ 35	0
nat. Kalkgehalt [%]	≤ 10	≤ 5
Gehalt an org. Stoffen [%]	≤ 3	≤ 3
Fließgrenze w_L [%]	≤ 80	36 - 40
Ausrollgrenze w_p [%]	≤ 20	16 - 18
Plastizität I_p [%]	≥ 10	≥ 20
Tongehalt CP [%]	≥ 20	20 - 27
Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	$\leq 10^{-7}$	$\leq 10^{-9}$

Tabelle 1: Anforderungen an das Dichtungsmaterial

Nach den langjährigen Erfahrungen des Instituts im Dammbau findet man in Trockenbecken keine vollständige Sättigung des Bodens vor.

In Vorversuchen konnten Sättigungsgrade zwischen 93 und 97 % bei $D_{pr} > 97$ % erreicht werden, wenn der Wassergehalt zwischen $w_{opt} < w_{einbau} < w_{opt} + 2\%$ lag.

4. Versuchsablauf

Um einen weitgehend gesättigten Zustand des Lößlehms zu gewährleisten, muß der Wassergehalt z.B. durch einen Sprühnebel erhöht werden. Der Boden wird anschließend mit einer Gartenfräse homogenisiert und lagenweise eingebaut.

Vor Einbau des bindigen Materials wird die Wand fixiert.

Bedingt durch die beengten Platzverhältnisse des Versuchskastens wird zur Verdichtung ein Plattenverdichter herangezogen. Um eine Verzahnung der einzelnen Schichten zu erreichen (im Dammbau wird dies durch Einsatz von Schafffußwalzen erreicht), werden auf der noch nicht verdichteten Schicht mehrere Geogitter aufgelegt und darauf verdichtet. Am Ende der Verdichtung wird das Geogitter gezogen und dadurch eine Verzahnung der einzelnen Schichten ermöglicht. Im Wandbereich wird mit Stampfer verdichtet, wie es im Dammbau im Bereich einer Spundwand üblich ist.

Für jede Lage werden der Wassergehalt über Mikrowellentrocknung und mindestens zwei Dichtebestimmungen mittels Ausstechzylinder durchgeführt. Die Proben finden Verwendung in den Laborversuchen zur Bestimmung der Scherfestigkeit und Durchlässigkeit.

Als Referenz wird im Nullversuch die gehaltene Wand mit unterschiedlichen Gefällen belastet und evtl. umströmt.

Der eigentliche Versuch setzt sich aus zwei Abschnitten zusammen:

- a) Einbringen einer Wandverformung
- b) Wasserdruckbelastung des Dichtungssystems mit unterschiedlichen Gefällen bei gehaltener Wand

Dieser Vorgang wird mit unterschiedlichen Verformungszuständen wiederholt.

In bestimmten Zeitabständen werden während des Versuches die im Abschnitt 6 erläuterten Meßwerte erfaßt.

5. Versagensformen

In den Abbildungen 5 bis 7 werden die möglichen Versagensmechanismen der gewählten Übergangskonstruktion erläutert.

Abb. 5 zeigt ein Versagen der Wand durch Überschreiten des luftseitigen Erdwiderstands infolge zu großer Verformungen. In einem Damm ist diese Versagensform z.T. nicht gegeben, da im Einbindebereich die Erdwiderstandskraft infolge Vertikalaufkast vergrößert wird.

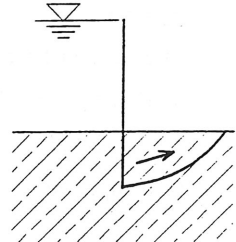


Abb. 5

In Abb. 6 ist ein mögliches Versagen infolge Rißbildung im Kontaktbereich Boden/Wand dargestellt. Durch die Sickerwegverkürzung kann durch ein zu großes Potential am Wandfuß luftseitige Kontakt-erosion bzw. ein hydraulischer Grundbruch ausgelöst werden. Ebenso kann sich das Wasser durch die Schichtfugen hin zur Wand Wegigkeiten erschließen.

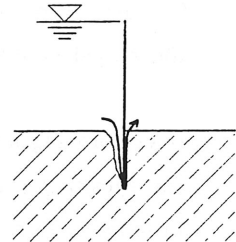


Abb. 6: Kontakt-
erosion

Nimmt die Strömungsgeschwindigkeit stark zu, so können durch die Schleppkräfte des Wassers bindige Feinsteile in den Riß eingespült werden (Abb. 7) und den Spalt wieder verschließen. Dieser Vorgang wird als Selbsttheileffekt bezeichnet. Das im Spalt anstehende Gemisch aus Wasser und Boden wirkt wie eine Flüssigkeit mit erhöhter Wichte. Eine Kombination der oben angesprochenen Fälle ist möglich.

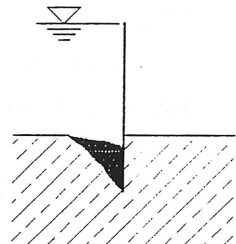


Abb.7: Selbst-
heilung

6. Meßwerte und deren Erfassung

Die registrierten Meßdaten können in 6 Gruppen eingeteilt werden:

- a) Verformungen
- b) Kräfte
- c) Erd- und Porenwasserdrücke
- d) Druckpotentiale
- e) Durchflußmengen
- f) Temperatur

Zur Meßdatenerfassung wird eine Vielkanal-Meßanlage mit einem 16-Bit Analog/Digitalwandler notwendig, um die Vielzahl der Meßwerte abzufragen. Die umgewandelten Meßsignale werden an einen PC weitergeleitet und können jederzeit am Bildschirm abgefragt werden.

a) Verformungsmessung

Zur Messung der Wandverformungen und der Vertikalverformungen des luftseitigen Bodens werden Wegaufnehmer in einem bestimmten Raster eingebaut.

b) Kraftmessung

Die erforderlichen Pressenkräfte zur Verformung der Wand sowie der Haltekräfte bei wasserdruckbelasteter Wand werden durch elektronische Kraftmeßdosen erfaßt, welche über Kugelkalotten im System beweglich gelagert sind. Als zusätzliche Kontrolle sind manuell ablesbare Kraftmeßdosen eingebaut.

c) Erd- und Porenwasserdruckmessung

Durch die induzierten Verformungen der Wand und die anschließende Belastung durch Wasserdruck werden im Boden Veränderungen des Spannungs-

zustandes σ_v und σ_h sowie Änderungen des Porenwasserdruckes hervorgerufen.

Zur Erfassung dieser Spannungen werden insgesamt 20 pneumatische Ventilgeber der Marke GLÖTZL mit einem Durchmesser von 45 mm und einer Regelgenauigkeit von 0,005 bar luft- und wasserseitig in unterschiedlichen Höhenlagen eingebaut.

Die Ventilgeber werden über eine Umschaltgruppe an eine Zwangssteuerung angeschlossen und automatisch abgefragt.

Die Abmessung der im Boden eingebetteten Druckgeber wurde möglichst klein gehalten, da jegliche Meßapparatur im Boden einen Störkörper bedeutet und die wirklichen Spannungen beeinflussen kann.

Der Einbau der pneumatischen Druckgeber und Piezometerröhren erfolgt nach den angegebenen Lagekoordinaten.

Bei der Verlegung der Druckleitungen muß darauf geachtet werden, daß diese keine zusätzlichen Wasserwegigkeiten verursachen. Deshalb wird es notwendig, den Austrittsquerschnitt der Leitungen aus dem Boden am entferntesten Punkt von der beweglichen Wand zu realisieren.

Um das sofortige Ansprechen der Porenwasserdruckgeber zu gewährleisten, ist die Filterfläche vor dem Einbau zu entlüften und mit entspanntem Wasser zu sättigen. Zusätzlich ist der Geber in wassergesättigtes Bodenmaterial einzubetten.

d) Druckpotential

Der Wasserdruck in der Druckkammer wird über einen piezoresistiven Druckgeber erfaßt. Zur Lokalisierung von Rissen und deren Tiefe im Kontaktbereich Boden/Wand werden im Einbindebereich in unterschiedlicher Höhe Druckleitungen in die Wand eingebaut, welche mit luftseitig liegenden

Druckgebern verbunden sind. Der Eintrittsbereich wird durch eingearbeitete Filtersteine vor Einspülen von Feinstmaterial und Zusetzen der Leitungen geschützt.

e) Durchflußmengenmessung

Zur Messung der einlaufenden Wassermenge bei unterschiedlichen Gefällen und bei progressiver Zunahme bei Ribbildungen kommen elektronische Digitaldurchflußmesser zum Einsatz. Die Meßbereiche dieser Geräte liegen zwischen 7,5 ml/min und 4 l/min. Kleinere Durchflußraten (0,1 - 30 ml/min) sind nur mit einem sehr teuren Kapillar-Durchflußmesser erfaßbar.

f) Temperaturmessung

Durch die relativ langen Versuchszeiten unterliegt das Fluid gewissen Temperaturschwankungen. Da die Strömungsverhältnisse in einem nicht zu unterschätzenden Maße von der kinematischen Zähigkeit des Wassers abhängen, wird zusätzlich in bestimmten Zeitabständen die Temperatur des Wassers registriert.

7. Begleitende Laborversuche

Wegen der Vielzahl der begleitenden Labor- und kleinmaßstäblichen Versuche, soll im weiteren nur eine Übersicht darüber gegeben werden:

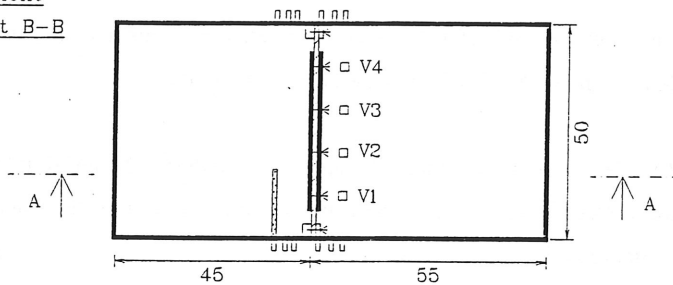
- Umströmungsversuche einer in Sand eingestellten Wand
zur Erprobung der Meßtechnik
- dito. mit bindigem Material
- Wasserwegigkeit in künstlich hergestellten Fugen bei Auflasten
- Durchlässigkeit bei unterschiedlichen Seitendrücken
- Scherfestigkeitsbestimmung bei unterschiedlichen Verformungszuständen
- Bestimmung des kritischen hydraulischen Gradienten für Erosion

8. Stand der Arbeiten

Die Umströmungsversuche einer in Sand eingestellten Wand wurden in einem kleinen Versuchskasten $B \times T \times H = 0,5 \times 1 \times 0,5 \text{ m}$ (Abb. 8) durchgeführt. Die Einbindetiefen variierten zwischen 5 und 15 cm. Die Druckhöhen wurden auf einem Stromfaden über die Piezometer P_i erfasst, die luftseitigen Sohlhebungen über rasterförmig verteilte Potentiometer V_i (in Abb. 8 sind nur ein Teil der eingebauten Meßgeber eingezeichnet).

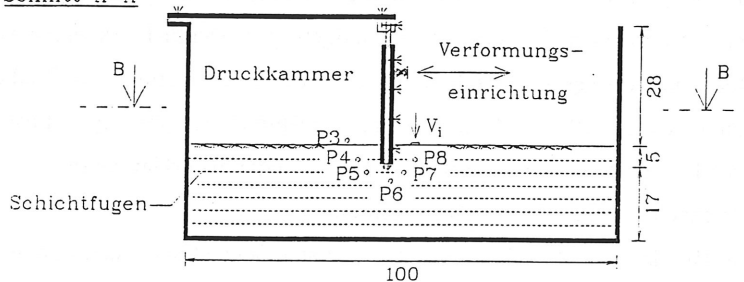
Draufsicht

Schnitt B-B



Seitenansicht

Schnitt A-A



(alle Maßangaben in cm)

Abb. 8: kleiner Versuchskasten mit Wandeinbindetiefe 5 cm

Die ersten Hebungen wurden unabhängig von der Einbindetiefe bei hydraulischen Gefällen zwischen 4,7 und 5,0 gemessen.

Die Bruchgradienten für die Einbindetiefen von 5 und 10 cm können zur Auswertung nicht herangezogen werden, da diese sehr starke Streubreiten aufwiesen. Das System versagte bei Einbindetiefen von 15 cm durch hydraulischen Grundbruch bei Gradienten zwischen 6,0 und 7,0. Der dabei luftseitig ausgespülte Erosionstrichter trat bei allen Versuchen in Wandmitte auf. Dessen Ausmaße wurden durch einen Gipsabdruck nachmodelliert.

Die eingesetzten Meßinstrumente arbeiteten fehlerlos und sind für die folgenden Klein- sowie Großversuche bestens geeignet.

Zur Zeit werden die ersten Versuche mit bindigem Material gefahren.

Die ersten Ergebnisse für eine Einbindetiefe von 5 cm sind in den Abb. 9 bis 11 dargestellt.

In Abb. 9 wurden der Durchfluß und die Sohlhebungen in Abhängigkeit von der aufgetragenen Wasserdruckhöhe aufgetragen. Deutlich erkennbar ist der plötzliche Anstieg der Durchflußmenge bei einer Steigerung des Gradienten von $i=10$ auf 20 und dessen Abnahme während der jeweiligen Laststufe. Dies könnte durch den Selbstheileffekt des Materials erklärbar sein.

Gleichzeitig setzen die Sohlhebungen ein.

Die Druckhöhenverläufe in den zwei obersten Schichtfugen sind in den Abb. 10 und Abb. 11 jeweils getrennt für die Wasser- und Luftseite dargestellt.

In der obersten Schichtfuge steigt der wasserseitige Druck P4 bereits bei kleinen Gradienten an, P5 dagegen reagiert erst bei einem Gradienten von $i=30$. Bei dieser Druckstufe ist kein Potentialabbau mehr vorhanden, und in den Schichtfugen steht der aufgetragene Kammerdruck voll an.

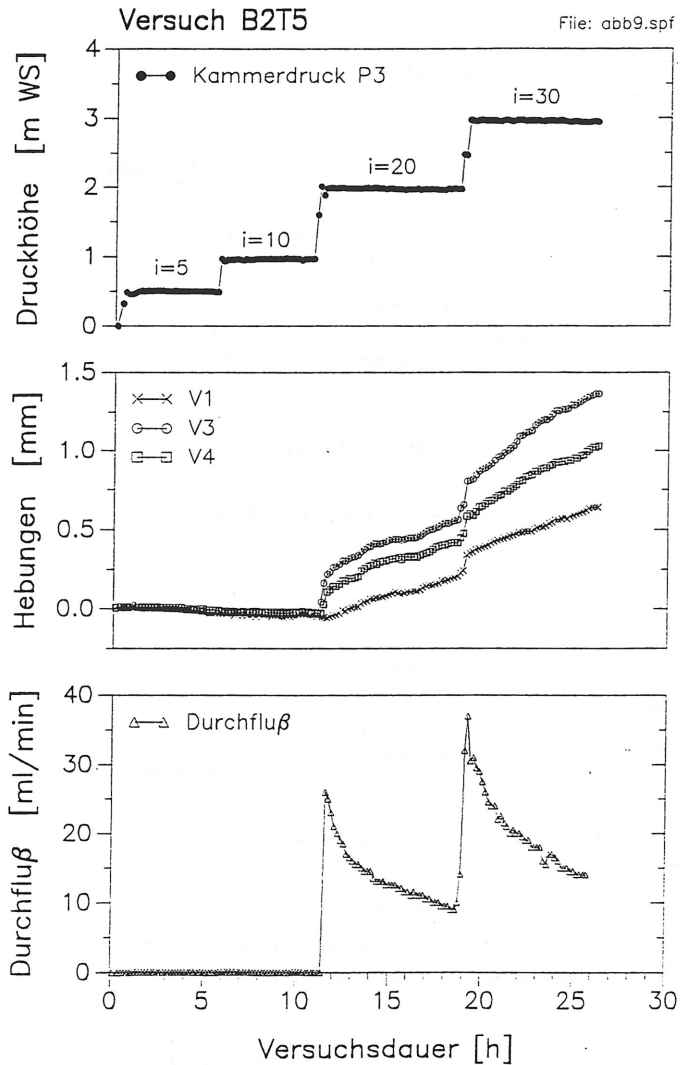


Abb. 9: Durchfluß und Sohlhebungen in Abhängigkeit von der aufgetragenen Druckhöhe

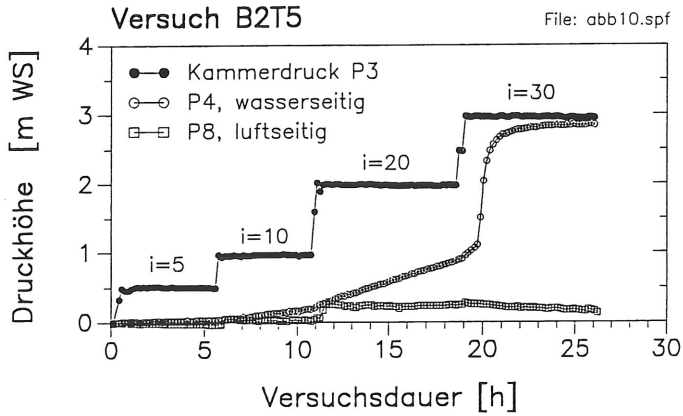


Abb. 10: Druckhöhen in der obersten Schichtfuge

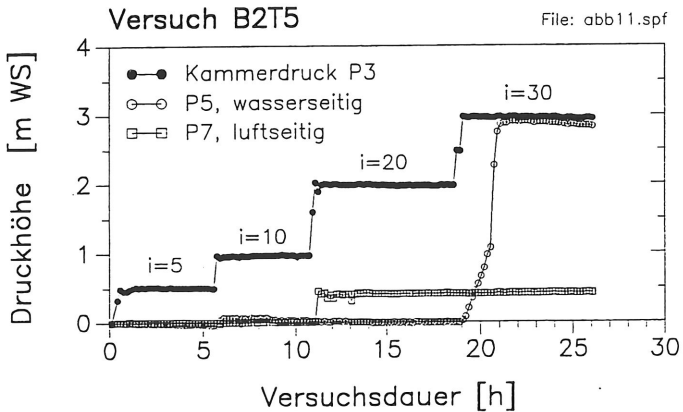


Abb. 11: Druckhöhen in der zweiten Schichtfuge

Die luftseitig eingelegten Piezometer P7 und P8 reagieren bei einer Drucksteigerung von 1 auf 2 m WS und pendeln sich auf einen Endwert ein, welcher auch bei höheren Druckstufen nicht zunimmt.

Ein hydraulischer Grundbruch trat bei dem maximal aufgebrauchten Gefälle nicht ein. Das auslaufende Wasser zeigte keine Trübungen, welche auf Ausspülungen und somit Erosionen hinweisen könnten.

Fundierte Ergebnisse können jedoch erst nach einigen Wiederholungsversuchen erwartet werden.

Im Freigelände des Instituts laufen im Herbst 1993 die Schweißarbeiten zur Herstellung des großen Versuchsbehälters an. Nach der Erprobung der Versuchstechnik mit einem Sand sollen die beschriebenen Versuche mit bindigem Material im Frühjahr und Sommer 1994 durchgeführt werden. Über die erhaltenen Ergebnisse wird an anderer Stelle berichtet.

9. Literatur

BRAUNS, J. (1978):

Wirksamkeit unvollkommener Abdichtungswände unter Staubbauwerken.
Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der
Universität Fridericiana in Karlsruhe. Heft 80.

DAVIDENKOFF, R. (1973):

Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau; in Mitteilungsblatt der
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr.35, Oktober 1973.

DVWK-MERKBLÄTTER:

Merkblatt 202 (1991): Hochwasserrückhaltebecken

Merkblatt 215 (1990): Dichtungselemente im Wasserbau

Merkblätter des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.

MUCKENTHALER, P. (1989):

Hydraulische Sicherheit von Staudämmen. Bericht Nr. 61 des Instituts für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft und Versuchsanstalt Oskar v. Miller-Institut in Oberrach der Technischen Universität München.

PREGL, O. (1988):

Handbuch der Geotechnik. Band 9, Universität für Bodenkultur Wien.

SHERARD, J. L. (1986):

Hydraulic Fracturing in Embankment Dams. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 10, pp.905 - 927.

SMOLTCHYK, U. / GUSSMANN, P. / OCHMANN, H. (1987):

in IDEL, K.H. (1988): Sicherheitsuntersuchungen auf probabilistischer Grundlage für Staudämme. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.

STAHLMANN, J. (1991):

Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Erosionsstabilität von gefüllten Trennflächen im Untergrund von Talsperren. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 20.

Gewinnung von Sonderproben im Schluff und deren Bearbeitung für Modellversuche

Jochen Schäfer

1. Übersicht

Bei einer Reihe von Bauwerken und Hilfskonstruktionen wird ein räumlicher Erdwiderstand aktiviert, dessen Größe (bezogen auf die Breite) über dem des ebenen Erdwiderstandes liegt.

Ein typisches Beispiel für die räumliche Wirkung ist bei einer Trägerbohlwand gegeben. Hier werden im Abstand von ein bis drei Metern Stahlträger in den Boden gerammt oder in vorgebohrte Löcher gestellt und die Zwischenräume mit Holz, Stahl oder Beton ausgefüllt. Oberhalb der Baugrubensohle werden die Bohlträger in der Regel gegeneinander ausgesteift oder verankert, unterhalb der Sohle wirkt der Boden als Auflager. Unterhalb der Baugrubensohle sind die Bohlträger relativ schmal im Verhältnis zur Einbindetiefe. Vor den begrenzten Druckflächen bildet sich ein räumlich wirkender Erdwiderstand aus. Für die in der Praxis anzutreffenden Verhältnisse, insbesondere für den weitverbreiteten feinsandigen Grobschluff, lagen noch keine abgesicherten Berechnungsverfahren vor. Daher wurden in den Jahren 1984 bis 1989 Modell- und Großversuche durchgeführt, die Aufschluß über die Größe und Verteilung des Erdwiderstandes sowie der zugehörigen Verschiebungswege in Schluffböden bei begrenzten Druckflächen geben sollten.

Nach verschiedenen Untersuchungen weist der gestörte Schluff gegenüber einem ungestörten Boden ein unterschiedliches Trag- und Verformungsverhalten auf. Es ist daher nicht zulässig, Versuchsergebnisse von gestörtem Schluffe auf ungestörte Böden zu übertragen. Da im Einbindebereich der Trägerbohlwände in der Regel ungestörte Baugrundverhältnisse vorliegen, sind alle Versuche mit ungestörtem Schluff ausgeführt worden.

2. Versuchsboden

Sämtliche Bodenproben stammen aus dem Raum Dortmund - Bochum. Nach den Eintragungen in der Geologischen Karte von Nordrhein-Westfalen M. 1:25000 handelt es sich an allen Gewinnungsorten um pleistozäne Windablagerungen der Weichsel-Kaltzeit (Löß). Nach der Korngrößenverteilung handelte es sich um einen schwach feinsandigen und schwach tonigen Mittel- bis Grobschluff. Die Wassergehalte lagen überwiegend zwischen 21,5 und 22,0 %. Die scheinbare Kohäsion c'_B ist beim Schluff in starkem Maße von der Wassersättigung S_r abhängig, wobei Werte zwischen S_r 76 und 90 % besonders häufig vorhanden waren.

Um Änderungen des Wassergehaltes in der Lagerzeit, während der Versuchsvorbereitung und der Versuchsdurchführung sowie tiefenabhängige Einflüsse zu erkunden, wurden an 15 Versuchszylindern umfangreiche Bestimmungen des Wassergehaltes durchgeführt. Der Untersuchungszeitraum betrug überwiegend etwa 100 Stunden, im längsten Fall mehr als 7 Monate. Bei diesen extremen Randbedingungen verringerte sich der Wassergehalt um etwa 1 %. Bemerkenswert ist jedoch, daß der Wassergehalt der obersten Schicht höher war, als der der tieferen. Dieser Fall ist häufiger aufgetreten. Selbst in gleicher Tiefe sind unterschiedlich hohe Wassergehalte festgestellt worden. Dies ist auf die Entstehung des Schluffes (Löß) zurückzuführen, wodurch einmal sandigere, einmal bindigere Bereiche vorhanden waren. Die untere Grenze des Schwankungsbereiches des Wassergehaltes ist bei mindestens 0,5 % anzusetzen.

3. Bodengewinnung

3.1. Allgemeines

Aus bodenmechanischer Sicht wäre die Beschaffung aller Proben zu einem Zeitpunkt und von gleicher Stelle wünschenswert gewesen. Hierdurch hätten Einflüsse hinsichtlich der geologisch unterschiedlichen Entstehung, sowie die jahreszeitlich bedingte Änderung der Bodenkenngößen, insbesondere von Wassergehalt und Kohäsion, weitgehend ausgeschlossen werden können. Aufgrund der hohen Kosten der Versuchszylinder war dies jedoch nicht möglich, so daß im Laufe des Untersuchungszeitraumes an sieben verschiedenen Zeitpunkten Bodenproben geborgen werden mußten.

3.2. Versuchszylinder

Im Laufe des Untersuchungszeitraumes wurden 2 verschieden große Versuchszylinder verwendet. Aufgrund der unterschiedlich großen Abmessungen und Gewichte der beiden Versuchszylinderarten war für jede Zylindergröße auch eine eigene Technik zur Gewinnung der Bodenproben erforderlich. Da bisher noch kein Verfahren zur Entnahme ähnlich großer ungestörter Bodenproben bekannt war, mußte dieses erst noch entwickelt werden. Grundbedingung war, daß die Proben nicht durch starke Erschütterungen oder Schläge bei der Bergung verdichtet oder gestört wurden.

Bodenstörungen sowie Wurzeln und Wurmlöcher beeinflussen die Versuchsergebnisse bei kleinen Trägerabmessungen stark. Daher konnte nur ein Versuchsboden verwendet werden, der nicht stark durchwurzelt war.

3.3. Kleine Versuchszyylinder

Das Volumen der kleinen Versuchszyylinder betrug etwa 11 Liter. Diese sind für Vorversuche und für Versuche mit kleinen Trägerabmessungen eingesetzt worden. Bei einem Innendurchmesser von etwa 31 cm und einer Höhe von etwa 16 cm wogen die mit Boden gefüllten Zylinder etwa 33 kg, bei einem Eigengewicht von rund 10 kg. Die Proben konnten daher noch von Hand geborgen werden. Der gesamte Bodenaushub erfolgte in Handschachtung. Ungeeignete Böden wie Oberboden und durchwurzelte Schichten mußten zuvor in Handschachtung entfernt werden. Um den Aushub von jeweils mehreren Kubikmetern zu vermeiden, wurden solche Orte bevorzugt, an denen eine Störung des Bodens und eine starke Durchwurzelung nicht zu erwarten war. Die Bodenproben wurden daher zum Teil in einem Keller, dessen Fußboden tiefer gelegt werden sollte, sowie im Zuge eines Bodenabtrages gewonnen. In beiden Fällen lag die Entnahmetiefe ungefähr zwei Meter unter der ursprünglichen Geländeoberfläche.

Zur Entnahme der Proben wurde in geeigneter Tiefe ein Planum geschaffen und mit Schalbrettern gegen mechanische Störungen geschützt. Die in Reihen aufgestellten Versuchszyylinder wurden nacheinander mit einem Atlas Copco Motorhammer vom Typ Cobra 148 eingeschlagen. Mit der Rammhaube konnten die Zylinder entsprechend Bild 21 eingerammt werden, ohne die Bodenoberfläche zu verdichten.

Nachdem alle Zylinder in den Boden gerammt waren, wurden sie nacheinander vorsichtig freigelegt. Besondere Sorgfalt erforderte das Abstechen der unteren Fläche. Wenn der verbleibende Bodenkegel zu groß war, d.h. wenn nicht flach genug abgestochen wurde, riß beim Umdrehen des Zylinders ein großes Stück Boden aus, da die Kohäsion nicht groß genug war, das Eigengewicht des Bodenkegels zu halten. Anschließend wurden die Oberflächen abgeglichen, mit einer dünnen Plastikfolie und zusätzlich mit einer Aluminiumfolie gegen Wasserverlust und durch Holzdeckel ähnlich Bild 23 gegen mechanische Beschädigungen geschützt.

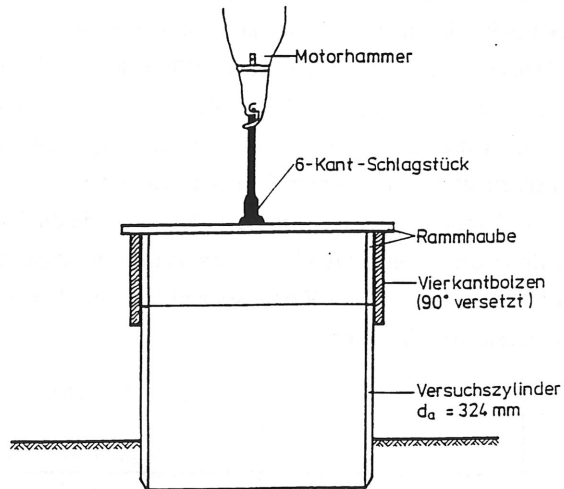


Bild 21 Einrammvorrichtung für die kleinen Versuchszylinder

3.4. Große Versuchszylinder

Die größeren Zylinder mit einem Innendurchmesser von etwa 54 cm, einer Höhe von 46 cm und einer Wanddicke von 12,5 mm wogen etwa 83 kg. Bei einem Gewicht der Bodenprobe von etwa 195 kg mußten bei dieser Probengröße etwa 280 kg bewegt werden. Aufgrund des großen Gewichtes und der erheblichen Eindrückkräfte war die Probenbergung nur mit Maschineneinsatz möglich. Sämtliche Arbeiten zur Probengewinnung wurden mit einem Bagger O & K Typ RH6 mit Kettenfahrwerk, der mit einem 1,0 m breitem Tieflöffel ausgerüstet war, durchgeführt.

Die Versuchszyylinder waren zur Vermeidung einer Bodenverdichtung beim Einpreßvorgang mit einer nach außen geneigten Schneide versehen. Zur Herabsetzung der Einpreßkräfte war knapp über der Schneide eine etwa vier Millimeter dicke Schweißraupe zur Verminderung der an der äußern Zylinderwandung wirkenden Mantelreibung angeordnet. Wie sich später herausstellte, reichte diese Dicke jedoch nicht zur spürbaren Verringerung der Mantelreibung aus. Am oberen Zylinderrand waren, wie in Bild 23 dargestellt, vier um 90° versetzte Röhrchen mit einem Innengewinde M12 angeschweißt. An diese konnten Ösen zum Transport der Zylinder mit dem Kran, sowie die Holzdeckel zum Schutz der Bodenprobe angeschraubt werden. Außerdem dienten sie zur Orientierung der Versuchszyylinder im Versuchsstand und zur Befestigung der Schablonen zur Versuchsvorbereitung.

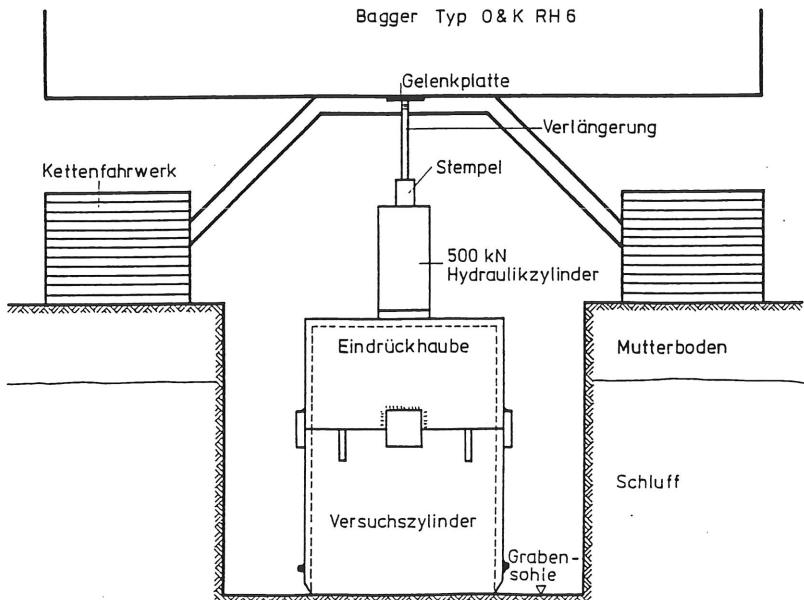


Bild 22 Eindrückvorrichtung für die großen Versuchszyylinder

Zur Probengewinnung wurde zunächst ein Graben angelegt, dessen Tiefe sich nach der Untergrenze der gestörten und stark durchwurzelten Bodenschicht richtete. Aufgrund der Bodenstörung war ein Voraushub zwischen 0,7 und 1,0 m Tiefe erforderlich.

Zur Beseitigung der durch die Baggerzähne hervorgerufenen Störung und zur Schaffung eines - für den Einpreßvorgang wichtigen - waagerechten Planums, mußte diese Fläche anschließend in Handschachtung hergerichtet werden. In diesen Graben wurden die Ausstechzylinder nacheinander im Abstand von etwa 1,0 m gesetzt. Anschließend wurden die Zylinder der Reihe nach hydraulisch in den Boden gedrückt, wobei der Bagger als Gegengewicht diente. Der Eindrückvorgang ist in Bild 22 dargestellt. Beim Eindrücken mußte auf eine absolut lotrechte Ausrichtung der Versuchszylinder geachtet werden, weil schon eine geringe Anfangsschräglage sich mit zunehmender Einpreßtiefe vergrößerte, wodurch die erforderlichen Einpreßkräfte stark anstiegen. Durch die Verkantung wird außerdem die Qualität des geborgenen Bodens durch Verdichtungs- und Auflockerungsbereiche vermindert. Die Lage des Zylinders wurde mittels zweier um 90° versetzter Wasserwaagen während des gesamten Einpreßvorganges überwacht und, falls erforderlich, mit einer weiteren Hydraulikpresse korrigiert. Insgesamt waren zum Einpressen unerwartet hohe Kräfte erforderlich, die im Schnitt etwas über 100 kN lagen und auch häufig bis auf 140 kN anstiegen. Als Gegengewicht diente der Bagger, der auch den Hydraulikzylinder mit Öldruck versorgte. Die selbst konstruierte Eindrückhaube gestattete es, die Zylinder bis zu 30 cm unter die Bodenoberfläche zu drücken, ohne den Boden zu verdichten. Anschließend wurden die einzelnen Zylinder so freigegeben, daß die Oberfläche mittels Kelle und einem scharfkantigen Abzieheisen abgeglichen und der obere Deckel mit 4 Schrauben befestigt werden konnte. Gegen Wasserverlust wurde auch hier der Boden durch eine dünne Kunststoff- und Aluminiumfolie geschützt.

Nachdem alle Zylinder in der beschriebenen Weise gesichert waren, mußte noch

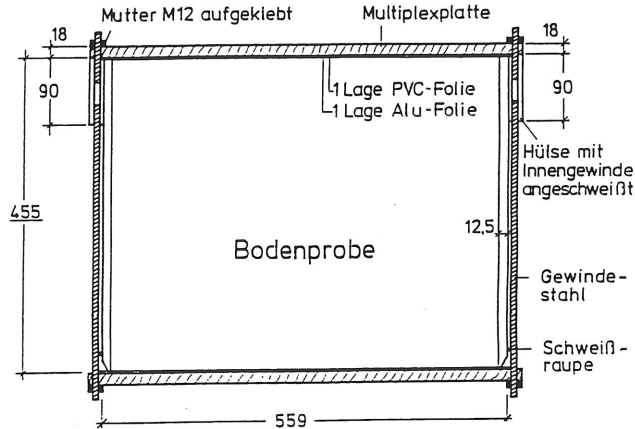


Bild 23 Geschützter Versuchszyylinder

die untere Zylinderfläche hergerichtet und gesichert werden, wobei die Trennung des gewachsenen Bodens vom Zylinderinhalt ein weiteres Problem war. Aufgrund des hohen Zeitbedarfs und der Erfahrungen bei der Bergung der kleinen Versuchszyylinder, war es nicht möglich, den Zylinder freizugraben und dann den Boden unten mit einem Spaten abzustechen. Daher ist ein selbstentworfenes Schneidblech verwendet worden, das entsprechend Bild 24 aus einer Stahlplatte mit aufgeschweißten Stegen und Schneide bestand. Die Stege waren so angeordnet, daß der Boden nicht an dem Blech haften konnte, wodurch eine Störung des Bodens weitgehend vermieden wurde. Zum Abschneiden des Bodens wurden entsprechend Bild 25 die Zylinder der Reihe nach an einer Seite bis zur Unterkante der Zylinderschneide freigelegt und für das Schneidblech ein waagerechtes Planum geschaffen. Auch hierbei war eine genaue waagerechte Ausrichtung des Schneidbleches Voraussetzung für das Gelingen. Mit einem Vorschlaghammer wurde dann das Blech einige Zentimeter unter den Zylinder getrieben, um eine Anfangsführung zu erhalten. Anschließend wurde das Schneidblech mit der Baggerschaufel vollständig unter den Zylinder geschoben.

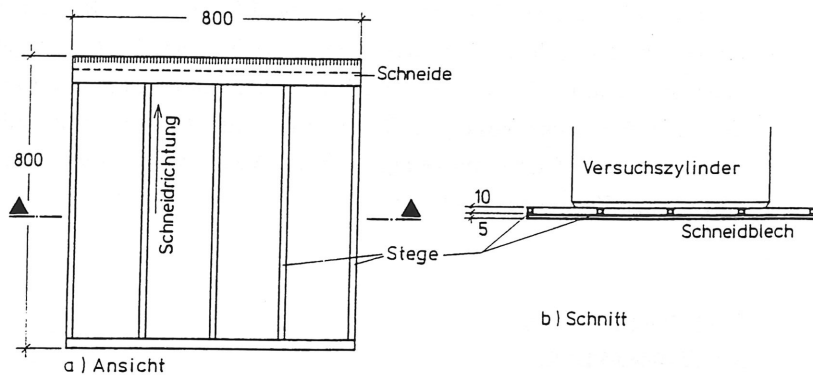


Bild 24 Abstechblech zum Abschneiden des Bodens

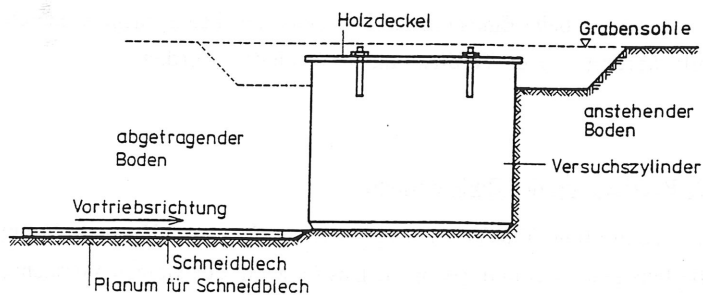


Bild 25 Anordnung zum Abschneiden des Bodens

Auf die oberen überstehenden Gewindestücke der Deckelbefestigung wurden Ösen zum Einhängen der Ketten geschraubt. Mit einem am Baggerausleger befestigten Kettengehänge wurden die Versuchszylinder aus dem Graben gehoben und umgedreht. Die Fläche des Versuchszylinders wurde dann abgeglichen und mit Folie und Deckel gesichert. Die so geschützten Proben wurden mit dem Bagger auf einen Lastkraftwagen geladen, zur Versuchshalle transportiert und dort bis zur Verwendung gelagert.

4. Probenbearbeitung

4.1. Versuchsgerät

Das Versuchsgerät bestand aus einem unteren starren Rahmen der die Belastungsvorrichtung und einen Rundbehälter umschloß. In den unteren Behälter wurde der komplette Versuchszylinder eingesetzt und dieser durch Schrauben oder Keile befestigt. Hierdurch wurde der Versuchsboden nur bei der Probenbergung und nicht mehr beim Einbau in den Versuchsstand beansprucht, wodurch weitere Auflockerungen oder Verdichtungen vermieden wurden.

4.2. Bearbeitung der Bodenproben

Die mit Schluff gefüllte Versuchszylinder wurde vor der Versuchsdurchführung äußerlich gesäubert und gewogen. Das Gewicht der kleinen Versuchszylinder konnte unmittelbar auf einer Waage, das Gewicht der größeren Versuchszylinder mit einer elektrischen Kraftmeßdose, die zwischen Kranhaken und Kettengehänge angeordnet war, bestimmt werden. Die Wichte des feuchten Bodens wurde mit Hilfe des vor der Probenbergung bestimmten Zylindergewichtes und Volumens errechnet.

Zur Vorbereitung eines Erdwiderstandsversuches wurde der Boden im rückwärtigen Teil des Zylinders so weit entfernt, daß der senkrechte Versuchsträger

mit der jeweiligen Druckplatte eingesetzt werden konnte. Bei der Bearbeitung von Schluff brechen sehr leicht Bodenstücke aus. Daher muß der Bodenaushub diesen Eigenschaften unbedingt angepaßt werden. Um eine senkrechte und ebene Bodenwand herzustellen, ist eine Metallschablone entsprechend Bild 30 angefertigt worden, wodurch bei allen Versuchen ein gleich großer Aushubbereich entstand und das Ausbrechen von Kanten verhindert wurde.

Die ersten groben Arbeiten mit großen Abtragsdicken wurden mittels Schlangenbohrer, Löffel, Kelle und Messer ausreichend weit von der endgültigen Wand entfernt vorgenommen. Anschließend wurde dann mit immer geringerem Kraftaufwand und kleineren Abtragsdicken die gewünschte Form ausgearbeitet. Zur Schaffung einer ebenen ungestörten Bodenwand wurden die letzten Millimeter mit einem senkrecht geführten Winkel, der auf der Schablone auflag, in dünnen Schichten vorsichtig abgeschabt.

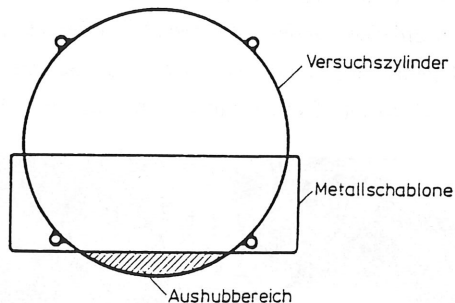


Bild 30 Schablone zur Herstellung der Erdwand

4.3. Markierung der Bodenoberfläche

Um Verformungen der Bodenoberfläche während des Versuches beobachten zu können, wurde bei einer Reihe von Versuchen die Probe mit einem Linienraster versehen. Zur Gewährleistung eines gleichmäßigen Rasters wurde eine Schablone aufgelegt und diese, wie in Bild 31 dargestellt, mit Kreidemehl dünn bestreut. Aufgrund von Vorversuchen wurde die pulverförmige Wand- und Deckenfarbe Moltoflott gewählt, die sich aufgrund der enthaltenen wasserlöslichen Klebstoffe auf der Bodenoberfläche ganz leicht verfestigte, so daß die Linien nicht mehr verweht werden konnten. Nach Entfernen der Aluminiumschablone blieb entsprechend Bild 32 ein genau definiertes Linienraster mit einer Linienbreite von etwa einem Millimeter zurück.

Während des Versuches wurde die markierte Oberfläche des Bodens in verschiedenen Stadien fotografiert. Das erste Foto wurde im unverformten Zustand, die weiteren Fotos bei bestimmten Vorschubwegen oder Laststufen, z.B. nach Erreichen des größten Erdwiderstandes, oder nach Versuchsende aufgenommen. Häufig wurde ein Bild mehrfach belichtet, so daß die erste Belichtung das unverformte, die weitere das verformte System auf einem Bild darstellt. (DIA)



Bild 31 Bestreuen der Schlitzschablone

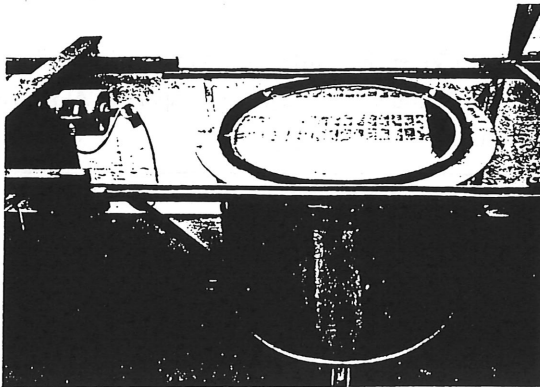


Bild 32 Markierte Bodenoberfläche

4.4. Markierung des Bodenkörpers

Bei den Versuchen, bei denen die Bruchfigur im Boden ermittelt werden sollte, wurde die jeweilige Probe zuvor mit einigen Reihen senkrechter Bohrungen versehen. Zur Gewährleistung genau definierter Bohransatzpunkte wurde eine etwa ein Zentimeter dicke Plexiglasscheibe entsprechend Bild 34 verwendet, die eine Vielzahl von Bohrungen mit Durchmessern von jeweils 2,1 mm aufwies. Durch Verwendung der Schablone wurde erreicht, daß die Bohrungen in einer Flucht mit gleichmäßigem Abstand lotrecht niedergebracht werden konnten. Die Bohrungen selbst wurden mit einer Injektionsspritze und einer 2 mm dicken und 200 mm langen Injektionsnadel niedergebracht. Damit die Kanüle dabei nicht verstopfte, wurde jeweils ein kleiner Nagel in die Spitze eingeschoben. Beim Ziehen der Nadel wurde laufend ein Kontrastmittel eingespritzt, wobei der Nagel in der Bohrlochsohle verblieb. Die zurückbleibenden Nägel hatten keinen Einfluß auf den Erdwiderstand, da darauf geachtet wurde, daß die zu erwartende Bruchfläche nicht durch den Bereich der Bohrlochsohlen verlief. Aufgrund von einigen Vorversuchen wurde weiße Kunststoff-Dispersionsfarbe verwendet, die zur Unterscheidung der einzelnen Bohrungen auch abgetönt werden

konnte.

Nach Beendigung der Versuche wurden die Bohrungen in parallel zur Belastungsrichtung angelegten Schnitten freigelegt und zur späteren Auswertung mit einem Maßstab fotografiert.

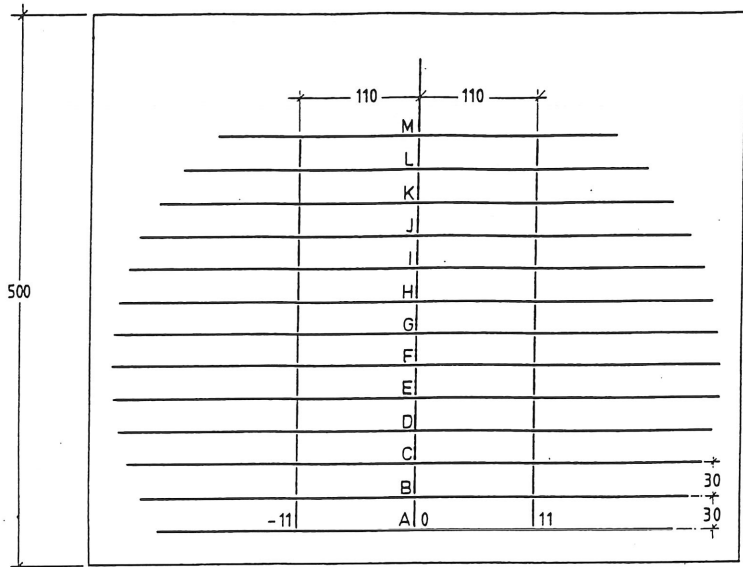


Bild 33 Schlitzschablone zur Markierung der Oberfläche

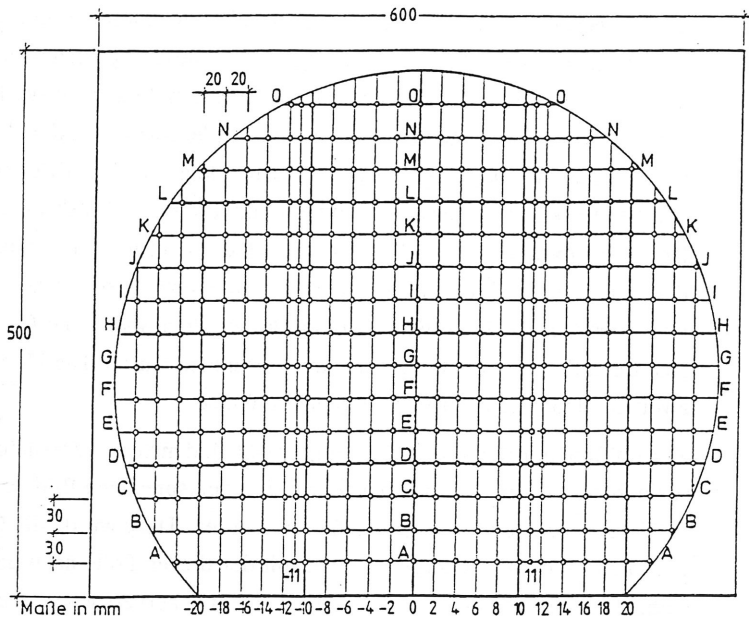


Bild 34 Lochschablone zur Bodenmarkierung

4.5. Vorbereitung ebener Versuche

Bei den ebenen Versuchen sollte nur der Erdwiderstand vor der Druckwand untersucht werden. Dazu mußte der räumliche Erdwiderstand ausgeschaltet werden. Um allein den Boden vor der Druckplatte zu belasten, wurde entsprechend Bild 35 auf beiden Seiten der Belastungsfläche eine Gleitschicht angeordnet. Zur Herstellung der Gleitschicht wurde der Boden vor der späteren Druckfläche mit einer auf die Versuchsplattenbreite abgestimmte Metallschablone abgedeckt und zunächst an einer Seite ein Schlitz zum Einbringen der Gleitfläche geschaffen. Durch die Schablone und einem darauf geführten Winkel wurde gewährleistet, daß der entstehende Bodenkörper in der Aufsicht parallel und im Querschnitt rechteckig war, da andernfalls die Versuchsergebnisse durch unkontrollierbare

geometrische Einflüsse und Zwängungen verfälscht worden wären.

Die Gleitschicht bestand aus einer 0,5 mm dicke Kunststoffolie auf die eine dünne Schicht hochviskoser Silikonpaste aufgetragen und darauf nochmals eine hauchdünne Kunststoffolie (Frischhaltefolie) luftfrei aufgebracht wurde. Diese Gleitschicht wurde an die senkrechte seitliche Bodenwand, mit der dünnen Folie am Boden anliegend, aufgestrichen. Anschließend wurde der Bodenschlitz mit einer dünnen Folie ausgekleidet und mit dünnflüssigem Gipsbrei ausgegossen. Durch den hydrostatischen Druck legte sich der Gipsbrei formschlüssig an den Boden an, wodurch unerwünschte Hohlräume vermieden wurden. Die dünne Folie verhinderte einen Wasseraustausch zwischen Boden und Gips, wodurch eine Beeinflussung der Scherfestigkeit vermieden wurde. Die Herstellung der zweiten Gleitschicht erfolgte in gleicher Weise.

Zur Prüfung der Reibung in der Gleitschicht sind mehrere Versuche mit unterschiedlichen Auflasten zwischen 4 und 40 kg entsprechend Bild 36 im parallel geführten, direkten Schergerät gefahren worden. Dazu wurde die Gleitschicht wie oben beschrieben hergestellt und mit der dicken Folie nach unten auf ein glattes Holzbrett gelegt. Ähnlich wie bei einem Scherversuch wurde eine ungestörte, abgegliche Bodenprobe in das Oberteil des Schergerätes eingesetzt und durch den Druckstempel belastet. Durch Verfahren des Oberteils mit einer Geschwindigkeit von 0,033 mm/min wie bei den Erdwiderstandsversuchen wurde die Gleitschicht horizontal beansprucht und die auftretende Reibungskraft gemessen.

Unabhängig von der verwendeten Auflast lag der Reibungsbeiwert zwischen 0,04 und 0,05. Zur Prüfung des Zeiteinflusses auf die Gleitfähigkeit ist bei einem Versuch die Gleitschicht über einen Zeitraum von drei Wochen mit 40 kg belastet und erst dann verschoben worden. Ein Zeiteinfluß war jedoch nicht feststellbar.

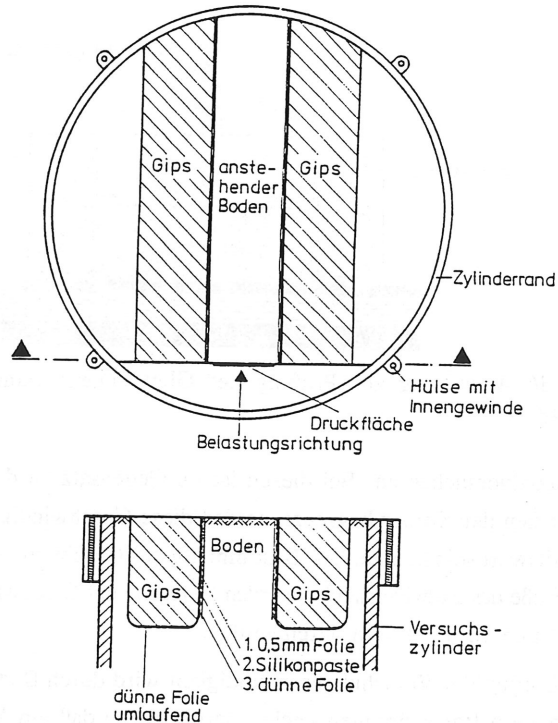


Bild 35 Versuchsanordnung bei ebenen Versuchen

4.6. Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit

Bei weggesteuerten Versuchen wurde der Versuchsträger mit einer konstanten Geschwindigkeit gegen den Boden gedrückt, wobei die Vorschubgeschwindigkeit einen erheblichen Einfluß auf die Größe des Erdwiderstandes hat. Maßgebend ist die Geschwindigkeit, bei der der kleinste Erdwiderstand auftritt. Da bisher keine Untersuchungen über die maßgebende Geschwindigkeit bei horizontal belasteten Trägern im Schluff vorlagen, mußte diese zunächst geschätzt werden. Als Anhaltswert boten sich die Festlegungen zur Versuchsdurchführung von

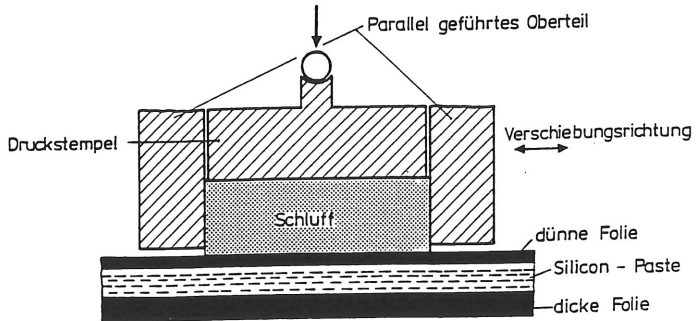


Bild 36 Anordnung zur Prüfung der Gleitflächenreibung im direkten Schergerät

Dreiaxialversuchen an. Bei diesen ist im Gegensatz zu den Erdwiderstandsversuchen der Körper begrenzt, so daß diese Geschwindigkeit nur ein grober Anhaltswert sein konnte. Zur Bestimmung des Geschwindigkeitseinflusses auf die Größe des Erdwiderstandes wurden Versuche mit Geschwindigkeiten zwischen 0,001 und 10,0 mm/min durchgeführt.

Der Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit wird durch Bodeninhomogenitäten und andere Randstörungen leicht überlagert, so daß ein Vergleich zwischen Versuchen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten bei einer begrenzten Anzahl von Versuchen nicht sinnvoll ist. Deutlicher wird der Geschwindigkeitseinfluß, wenn man im Verlauf eines Versuches die Geschwindigkeit ändert. Nach jeder Geschwindigkeitsänderung muß ein genügend großer Weg zurück gelegt werden, um auch die Steigung der Versuchskurve beurteilen zu können. Besonders bei sehr kleinen Geschwindigkeiten ist dies aufgrund des großen Zeitbedarfs aufwendig.

Die typische Auswirkung einer Änderung der Vorschubgeschwindigkeit auf den Erdwiderstand ist in Bild 46 dargestellt. Im Geschwindigkeitsbereich zwischen 0,01 und 10 mm/min tritt bei einer Geschwindigkeitserhöhung eine sprunghafte

Erhöhung des Erdwiderstandes auf, bei Verringerung der Geschwindigkeit wird der Erdwiderstand kleiner.

Bei sehr kleinen Geschwindigkeiten ist dagegen eine Verfestigung des Bodens zu beobachten. Wie Bild 46 zeigt, tritt nach einer Geschwindigkeitsverminderung zunächst auch der erwartete Abfall der Erdwiderstandskraft ein. Die Versuchskurve verläuft jedoch nicht mehr parallel zu der ursprünglichen, sondern weist eine größere Steigung auf. Dies ist auf die Konsolidierung infolge der sehr geringen Vorschubgeschwindigkeit zurückzuführen.

Eine ähnliche Verfestigung ist auch beim Versuch 104 in Bild 47 zu beobachten. Nach einer zwischengeschalteten Vorschubgeschwindigkeit von $v = 0,0001 \text{ mm/min}$ hat sich der Erdwiderstand um 2 bis 3 % erhöht. Nach einer Wiederholung des Vorganges ist wiederum die gleiche Auswirkung zu beobachten. Bei einer Geschwindigkeit von $0,0001 \text{ mm/min}$ wird innerhalb von 24 Stunden nur ein Weg von $0,14 \text{ mm}$ zurückgelegt, so daß man sich einen Konsolidierungsvorgang durchaus vorstellen kann.

Eine ähnliche Verfestigung ist bei kraftgesteuerten Versuchen zu beobachten, wenn eine sehr niedrige Verformungsgeschwindigkeit als Weiterbelastungskriterium gewählt wird.

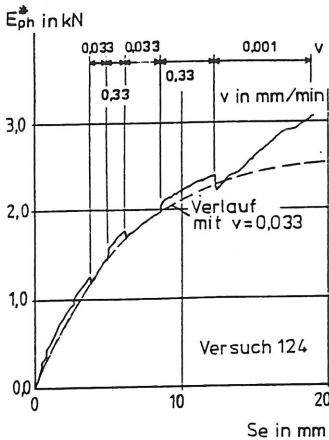


Bild 46 Änderung der Vorschubgeschwindigkeit

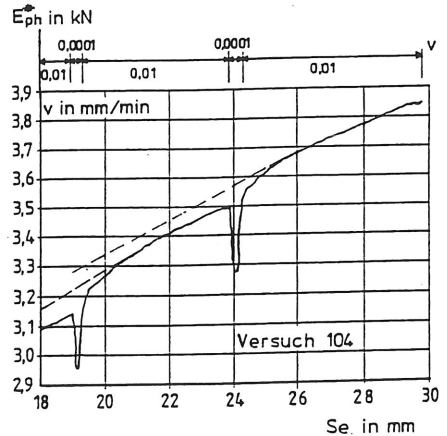


Bild 47 Verfestigung bei sehr kleinen Vorschubgeschwindigkeiten

In Bild 48 ist der Einfluß der Geschwindigkeit auf den Erdwiderstand dargestellt. Als Bezugsgröße wurde derjenige Erdwiderstand gewählt, der sich bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,033 mm/min ergab, da mit dieser Geschwindigkeit die meisten Versuche gefahren wurden. Bei logarithmischer Auftragung ergibt sich bei Vorschubgeschwindigkeiten zwischen 10 und 0,01 mm/min eine lineare Abnahme des Erdwiderstandes. Bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,001 mm/min tritt dagegen eine Erhöhung des Erdwiderstandes ein, so daß sich die Abnahme nicht weiter fortsetzte. Der genaue Verlauf des Einflusses der Vorschubgeschwindigkeit im Bereich zwischen 0,001 und 0,01 mm/min ist nicht ermittelt worden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß der kleinste Erdwiderstand etwa 2 % unter demjenigen Erdwiderstand liegt, der sich bei einer Geschwindigkeit von 0,03 mm/min einstellt.

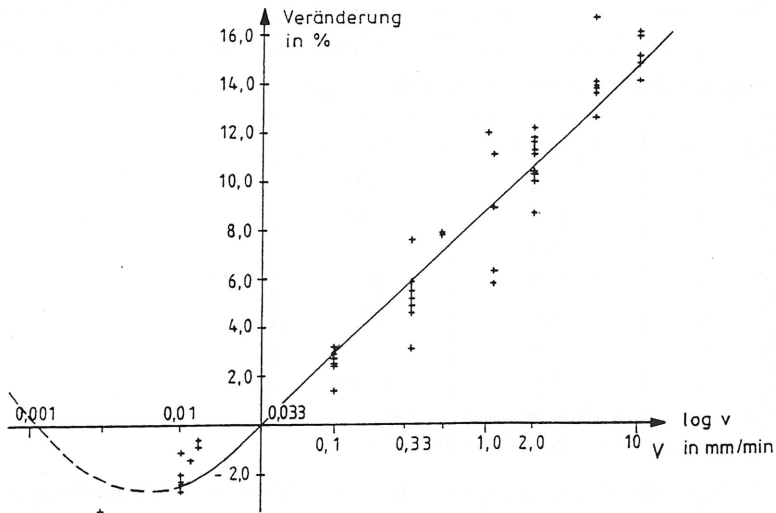


Bild 48 Einfluß der Vorschubgeschwindigkeit auf den Erdwiderstand

4.7. Belastung bei kraftgesteuerten Versuchen

Einige Modellversuche und alle Großversuche wurden kraftgesteuert gefahren, wobei die Druckplatte stufenweise belastet wurde. Dazu wurde diese in der Regel mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 1 mm/min gegen den Boden gedrückt, bis die vorgesehene Last erreicht war. Da sich der Boden aufgrund der anliegenden Last verformte, mußte die Vorschubgeschwindigkeit angepaßt werden, um die Last zu halten. Die Höhe der Lastzunahme bei den einzelnen Laststufen und der Zeitpunkt der Weiterbelastung haben einen großen Einfluß auf den Versuchsablauf und das Versuchsergebnis. Zu große Laststufen und zu schnelle Weiterbelastung führen zu ungenauen Ergebnissen; kleine Laststufen und eine späte Weiterbelastung zu extrem langen Versuchszeiten. Bei den vorliegenden Versuchen wurden am Anfang große, mit zunehmender Gesamtlast kleinere Laststufen gewählt. Hierdurch wurde der weitgehend linear elastische Anfangsbereich, sowie der folgende Bereich mit den starken Verformungen gut erfaßt. Durch die zuletzt kleinen Laststufen war es auch möglich, die Bruchlast

genau genug bestimmen zu können. Die Art und Größe der Laststufen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Zur Vereinfachung der Versuchsdurchführung wurden die sich nach der Tabelle ergebenden Kräfte gerundet.

Laststufe	Lastzuwachs *	Gesamtlast *
1	50,0	50,0
2	25,0	75,0
3	12,5	87,5
4	5,0	92,5
5	2,5	95,0
6	2,5	97,5
7	2,5	100,0

*) bezogen auf die geschätzte Bruchlast

Wichtig ist der Zeitpunkt der Weiterbelastung. Wenn sie erst dann erfolgt, wenn die Bewegungen vollständig zur Ruhe gekommen sind, verfestigt sich (konsolidiert) der Boden und man erhält eine sehr lange Versuchsdauer. Infolge der Verfestigung ergibt sich eine größere Bruchlast bei relativ kleiner Verformung. Die Versuchsergebnisse sind dann nicht mehr mit den weggesteuerten Werten vergleichbar.

Die Weiterbelastung sollte daher nach Abschluß der Primärsetzungen erfolgen. Nach Vergleich einer Reihe von Verfahren ist aus Vereinfachungsgründen als Grenze eine feste Verschiebungsgeschwindigkeit von 0,02 mm/min gewählt worden, bei deren Unterschreitung die nächste Laststufe aufgebracht wurde. Dies hat im Hinblick auf die Großversuche auch den Vorteil der einfachen Handhabung und einer praktikablen Versuchszeit.

Modellversuche mit horizontal belasteten Pfählen

von Dipl.-Ing. al Diban, Imad

Horizontal belastete Pfähle werden in der Baupraxis häufig angewendet, z.B. für die Gründung von Lärmschutzwänden, Fahrleitungs- und Signalmasten und Dalben. Das Tragverhalten horizontal belasteter Einzelpfähle im ebenen und geböschten Gelände wird zur Zeit als Forschungsthema an der TU Dresden bearbeitet. Für diesen Zweck wurde ein Versuchsstand entwickelt.

Das Versuchsmodell

Die Abmessungen des Versuchsstandes betragen 1,50m x 0,5m x 0,8m (Abb.1). Vor der Sandeinfüllung wird der Pfahl in der Mitte an zwei Stellen befestigt, damit er sich während des Einfüllens nicht verschiebt.

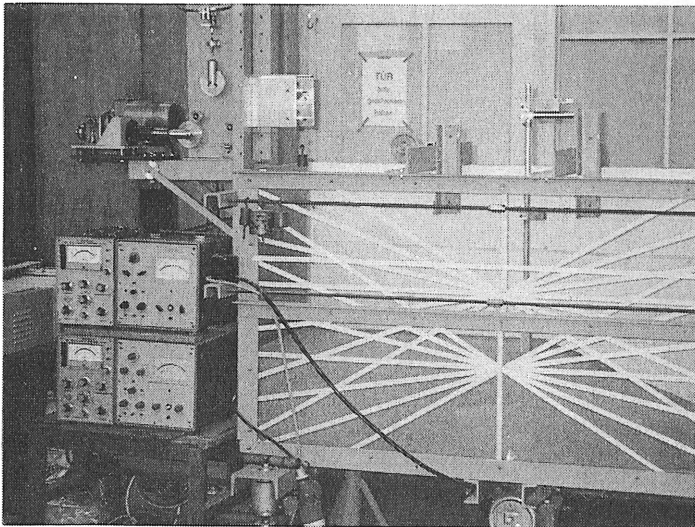


Abb. 1: Versuchsstand für horizontal belastete Pfähle

Die Pfahlabmessung, die Höhe der angreifenden Zugkraft, die Einbindetiefe, die Bodendichte und die Geometrie der Bodenoberfläche werden je nach der Art des Versuches ausgewählt. Ein elektrischer Motor übt die Zugkraft über ein Seil aus. Mit Hilfe eines Kraftaufnehmers wird die Zugkraft gemessen. Um den Pfahlstand während des Versuches ermitteln zu können, werden zwei Wegaufnehmer eingesetzt. Sie messen die horizontale Verschiebung an der Angriffsstelle der Zugkraft und 30 cm darüber. An die Kraft- und Wegaufnehmer werden Meßgeräte angeschlossen, wodurch die Darstellung der Ergebnisse mit dem x-y-Schreiber ermöglicht wird (Abb.2). An der y-Achse ist die Änderung der Kraft, an der x-Achse die horizontale Verschiebung ablesbar. Da mindestens zwei Wegaufnehmer erforderlich sind, entstehen je Versuch zwei x-y-Diagramme.

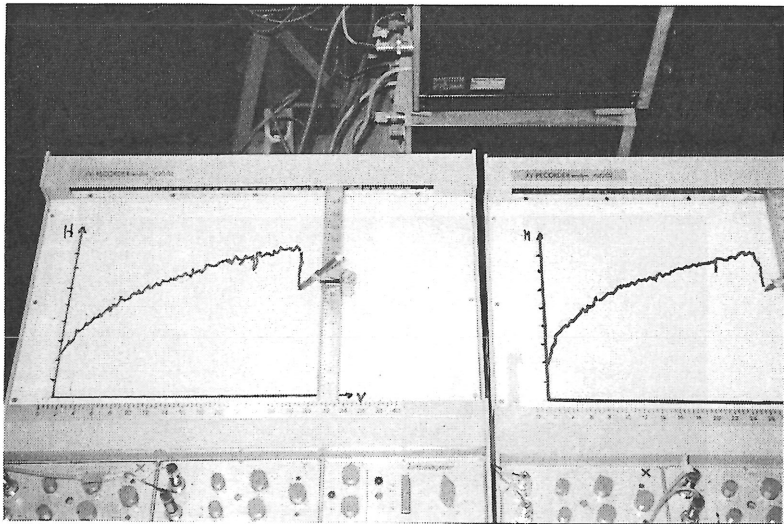


Abb. 2: Darstellung der Versuchsergebnisse mit x-y-Schreiber

Der Versuchsstand ermöglicht zwei Versuchsarten:

1. Versuche am freistehenden Pfahl, bei dem Tragkraft und Verschiebung vom erzeugten Erdwiderstand abhängig sind (Abb.3.1).
2. Versuche mit einer erzwungenen Pfahldrehung um einen Punkt, der vom Fußpunkt bis zum höchsten Punkt des Pfahles ausgesucht werden kann (Abb.3.2).

Die in der Natur auf der Oberfläche entstehenden Auflasten können im Versuchsstand ersetzt werden.

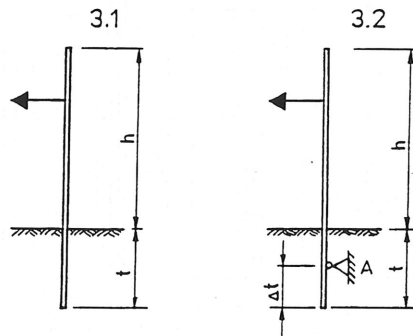


Abb. 3.1: freistehender Pfahl

Abb. 3.2: gezwungene Pfahldrehung um den Punkt A

Das Versuchsmaterial

Als Versuchsmaterial wurde trockener Heller-Sand verwendet, der nach der Kornverteilungslinie als Mittelsand eingestuft wird (Abb.4).

Die Kornwichte wurde im Labor nach DIN 18124 mit drei Proben bestimmt. Der Mittelwert ρ_s betrug $26,55 \text{ kN/m}^3$.

In den Laborversuchen wurden folgende Grenzwerte erreicht.

- $\max \rho_d = 18,16 \text{ bis } 18,22 \text{ kN/m}^3$ der Mittelwert $\max \rho_d = 18,19 \text{ kN/m}^3$
 $e_{\min} \approx 0,462 \text{ bis } 0,457$
- $\min \rho_d = 14,76 \text{ bis } 14,72 \text{ kN/m}^3$ der Mittelwert $\min \rho_d = 14,72 \text{ kN/m}^3$
 $e_{\max} \approx 0,799 \text{ bis } 0,804$

Die Pfahlversuche wurden in trockenem Zustand mit Lagerungsdichten (D) von 0,26 bis 0,83 durchgeführt.

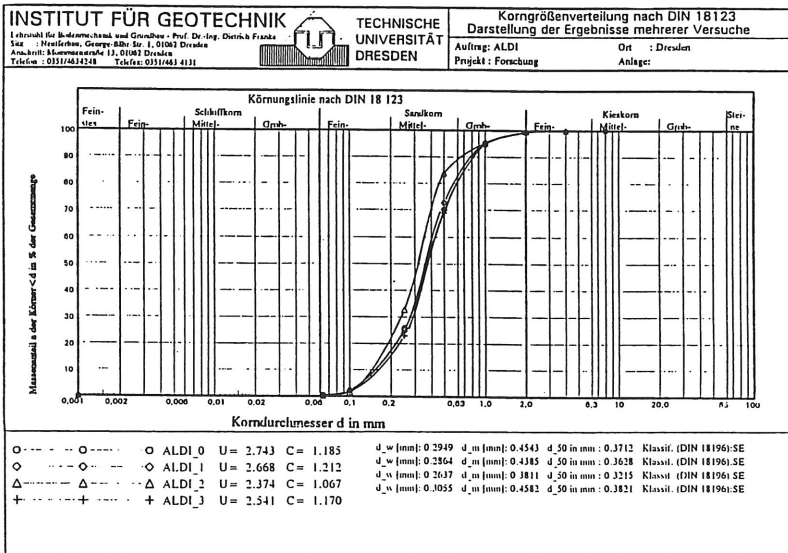


Abb.4.1: Kornverteilungslinie des verwendeten Heller- Sandes

Das Versuchsprogramm und die Ergebnisse

Folgende Einflüsse wurden in den Versuchen betrachtet:

- Geometrie der Geländeoberkante (GOK)
- Dichte des Bodens (D)

Mit dem Versuchsstand wurden mehrere Versuchsreihen durchgeführt, um die oben genannten Einflüsse auf die Tragfähigkeit des Pfahles zu untersuchen.

Die Geländeoberkante (GOK) ist von großer Bedeutung für die Tragfähigkeit des Pfahles. Ihr Einfluß wird nachfolgend mit dem Faktor f_β erfaßt.

Der Faktor f_β beschreibt das Verhältnis der Tragfähigkeit bei geneigter Geländeoberkante mit der Neigung β zur Tragfähigkeit bei horizontaler Geländeoberkante ($\beta = 0$).

Es gilt

$$f_\beta = \frac{H_\beta}{H_{\beta=0}} \quad (1)$$

Die Oberfläche vor und hinter dem Pfahl ist eine Ebene mit einer Neigung β_p im passiven und β_a im aktiven Bereich oberhalb des Drehpunktes.

Abbildung 5 zeigt, daß f_β bei Versuchen mit $\beta_p = -\beta_a$ kleiner wird, je kleiner die Neigung β_p ist. Gleichzeitig wird diese Abhängigkeit von der Drehung des Pfahles α beeinflusst.

Bei $\beta_p = -30^\circ$ ist deutlich zu erkennen, daß mit zunehmender Drehung der Parameter f_β kleiner wird. Nimmt β_p bis 0° zu, so verliert die Drehung langsam ihren Einfluß auf f_β .

Die Versuchsbedingungen und die Geometrie der Geländeoberkante sind der Abbildung 5 zu entnehmen.

Im Bereich $[-10^\circ, -30^\circ]$ laufen die Kurven nahezu aufeinander, so daß der Einfluß der Drehung auf den Parameter f_β vernachlässigt werden kann. Die Abhängigkeit zwischen f_β und α wird nicht von β beeinflusst (Abb. 5). Diese Erscheinung trifft nur auf lockeren, nicht aber auf dichten Boden zu. Der Parameter f_β ist von der Lagerungsdichte des Bodens im

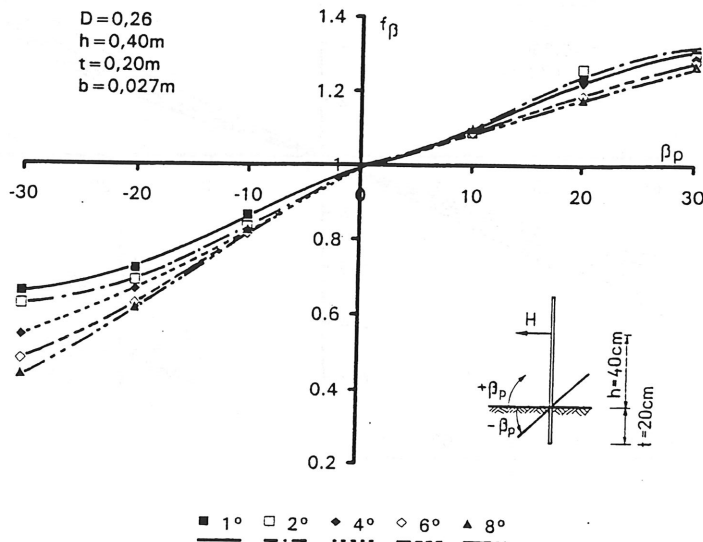


Abb.5: Der GOK- Faktor f_β in Abhängigkeit von der Drehung des Pfahles ($\beta_p = -\beta_a$)

oben genannten Bereich abhängig. Mit Zunahme der Lagerungsdichte wird f_β kleiner. Diese Tatsache wird weiter untersucht. Versuche mit unterschiedlicher Neigung vor dem Pfahl und horizontaler Oberfläche hinter dem Pfahl zeigen, daß die oben erläuterten Abhängigkeiten hier ebenfalls auftreten (Abb. 6).

In Abbildung 7 ist eine Darstellung für verschiedene Oberflächenneigungen im Bereich hinter dem Pfahl und horizontaler Oberfläche vor dem Pfahl zu sehen.

Im Bereich $\beta > 0$ läßt sich keine klare Beziehung zwischen dem Parameter f_β und der Drehung feststellen. Mit der Zunahme von β bis 30° vergrößert sich der Parameter f_β bis 1,1. Dabei streut dieser Wert zwischen 1,05 und 1,1 in Abhängigkeit von der Drehung. Aus Sicherheitsgründen wird der Ansatz $f_\beta = 1$ empfohlen.

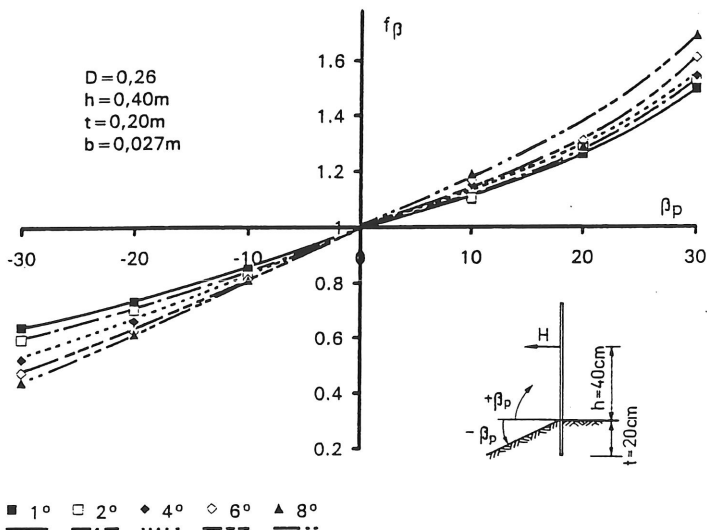


Abb.6: Der GOK- Faktor f_β in Abhängigkeit von der Drehung des Pfahles
 (β_p =variiert und $\beta_a=0,0$)

Im Bereich $\beta < 0$ nimmt f_β mit der Drehung des Pfahles ab. Diese Tatsache ist gleichzeitig

von der Neigung der Oberfläche β abhängig, so daß die Abnahme von f_β für große Neigungen infolge einer stärkeren Drehung größer wird.

Versuche mit unterschiedlicher Lagerungsdichte D wurden wie in der Literatur in einer dimensionslosen Darstellung der Last-Lagerungsdichte gezeigt. Dieser Zusammenhang könnte durch eine Potenzfunktion beschrieben werden (Abb. 8).

Da die Bestimmung des inneren Reibungswinkels ϕ' von verschiedenen Einflüssen abhängig ist (z.B. Spannung des Bodens, Bodenkörnung, Kornverteilung, Versuchstechnik), läßt sich dieser Wert nicht genau bestimmen (Schultze 1968). Der ermittelte Reibungswinkel für das verwendete Material im Labor mit Rahmenscherversuchen lag zwischen 35° für lockeren bis 42° für dichten Sand. Um die Versuchsergebnisse mit verschiedenen Lagerungsdichten miteinander vergleichen zu können, wurde die Abbildung 9 hergestellt.

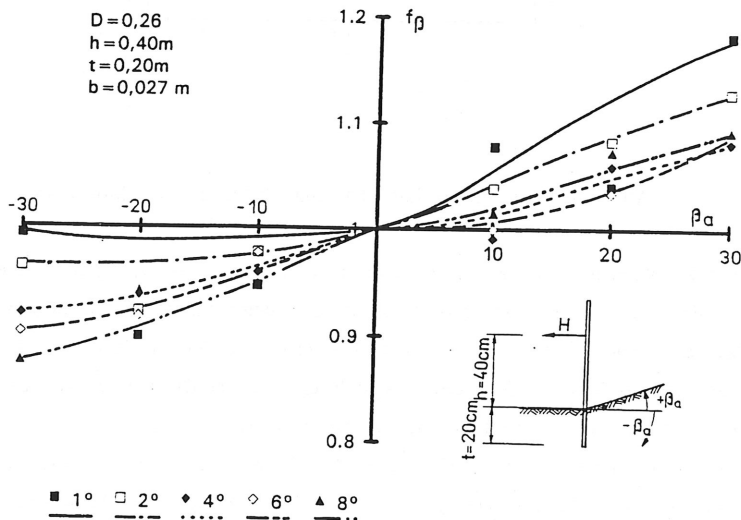


Abb.7: Der GOK- Faktor f_β in Abhängigkeit von der Drehung des Pfahles ($\beta_p=0,0$ und $\beta_a=\text{variiert}$).

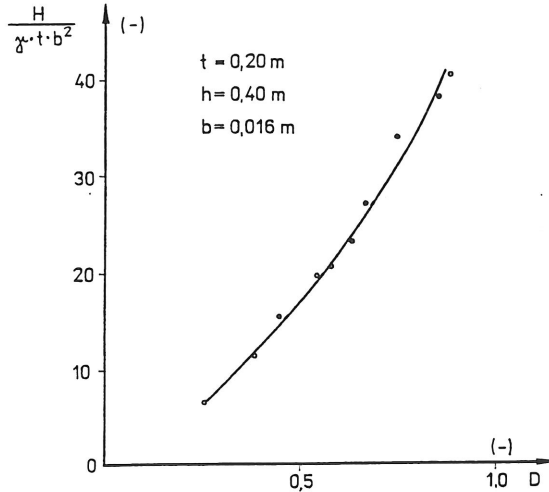


Abb.8: Dimensionslose Last- Lagerungsdichtekurve der Modellfamilie

Die Zunahme der Zugkraft zeigt bei einer bestimmten Verschiebung bzw. Drehung des Pfahles eine deutliche Abhängigkeit von der Lagerungsdichte. Die maximale Zugkraft $H_{\max}$ wurde bei einer Pfahldrehung von 7 bis 10° erreicht. Die Versuche haben gezeigt, je größer die Lagerungsdichte ist, desto kleiner wird die erforderliche Drehung, um $H_{\max}$ zu erreichen. Bei weiterer Drehung bleibt die Zugkraft nahezu konstant.

Der Sicherheitsfaktor $\eta = H_{\max}/H$ ist deutlich von der Lagerungsdichte D abhängig. Diese Abhängigkeit wurde für Drehungen von 1° und 2° in der Tabelle der Abbildung 9 ermittelt. Mit Abnahme der Lagerungsdichte bei einer bestimmten zulässigen Drehung steigt der Sicherheitsfaktor. Dies ist von großer Bedeutung für weitere wissenschaftliche Untersuchungen.

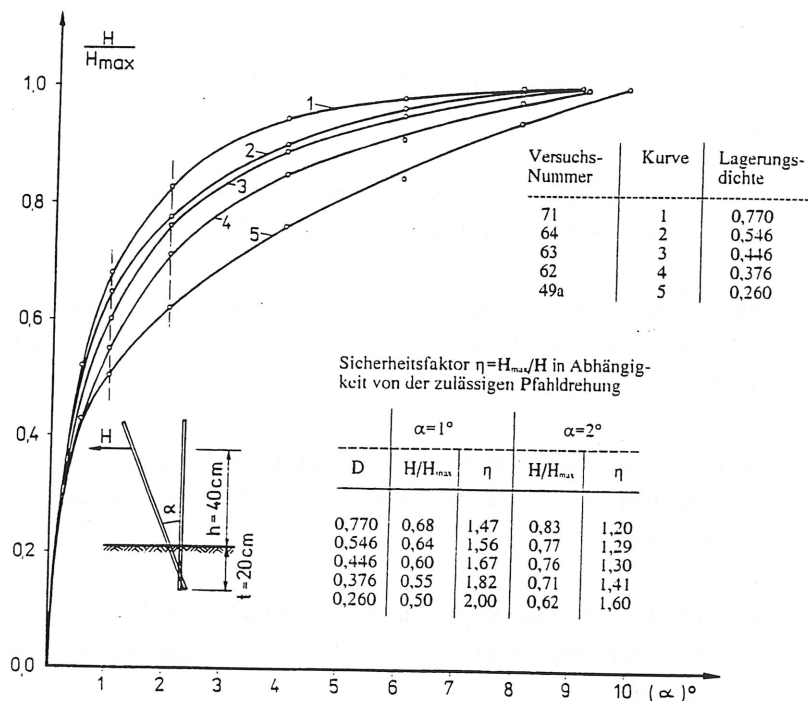


Abb.9: Darstellung des Verhältnisses zwischen H/H_{max} und der Drehung (α) bei verschiedenen Lagerungsdichten

Einige Versuche wurden nach verschiedenen Rechenverfahren berechnet. Die Berechnungsmodelle von Blum, Weißenbach, Colling, Kärcher, Dietrich und anderen haben bei einem Vergleich der Versuchsergebnisse nahezu übereingestimmt. Dieses traf bei Versuchen mit lockerem Boden und horizontaler Oberfläche zu. Bei verdichtetem Boden war die gemessene horizontale Tragkraft häufig größer als die errechnete. Da die oben genannten Rechenverfahren grundsätzlich mit dem Reibungswinkel rechnen, könnte hierin die Ursache für die auftretenden Abweichungen liegen.

LITERATURVERZEICHNIS

BLUM, H. : Wirtschaftliche Dalbenform und deren Berechnung. In: Bautechnik. H. 10, Berlin 1932

COLLING, Ch. K. : Beitrag zur Berechnung freistehender, im Boden eingespannter Dalben. In: Bautechnik. H. 12, Berlin 1962

DIETRICH, T. : Zur Berechnung der Tragfähigkeit starrer Dalben in homogenen Böden nach Brinch-Hansen. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau. H. 21, Karlsruhe 1964

HETTLER, A. : Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei zyklischer Belastung. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik. H. 93, Karlsruhe 1981

WEIßENBACH, A. : Der Erdwiderstand vor schmalen Druckflächen. Mitteilung des Franzius-Instituts für Grundbau und Wasserbau der TH Hannover. H. 19, Hannover 1961

SCHULTZE, E. : Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. In: Der Bauingenieur. H. 9, München 1968

