



BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

MITTEILUNG 9

H. SPOTKA

1977

EINFLUSS DER
BODENVERDICHTUNG
MITTELS
OBERFLÄCHEN-RÜTTLER
AUF DEN ERDDRUCK
EINER STÜTZWAND BEI SAND

Das Baugrundinstitut ist unter der Bezeichnung
" INSTITUT FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK "
eine Einrichtung der Universität Stuttgart

Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand

Von der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.- Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

HANS SPOTKA

Institut für Grundbau
und Bodenmechanik
Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk
D-7000 Stuttgart 80
Postfach 36

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1977 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

Hauptberichter:	Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk
Mitberichter:	Prof. Dr.-Ing. G. Drees
Tag der Einreichung:	15. 12. 1976
Tag der mündlichen Prüfung:	17. 5. 1977

Vorwort des Herausgebers

Die bekannten Schwierigkeiten, Zusatzerdrücke im Baugrund infolge Verspannung im Modellmaßstab zu untersuchen, führten im Institut für Grundbau und Bodenmechanik in Stuttgart zur Einrichtung eines Testgeländes, auf dem derartige Erddruckerscheinungen in natürlichem Maßstab gemessen werden können. Die vorgelegte Arbeit behandelt das erste dort ausgeführte Forschungsvorhaben. Das Thema, die Bestimmung des sog. Verdichtungserdrucks in Abhängigkeit von Arbeitsraumbreite und Verdichtungsaufwand, wird heuristisch angegangen und auf nichtbindige Böden beschränkt. Die Ergebnisse werden praxisnah zusammengestellt und können so zur Grundlage einschlägiger technischer Regeln gemacht werden, die es hierzulande für diesen Fall noch nicht gibt. Untersuchungen an bindigen Hinterfüllungen müssen naturgemäß noch folgen.

Das Forschungsvorhaben wurde vom Bundesminister für Verkehr 1972 - 1974 durch Finanzierung der Versuche gefördert, wofür wir sehr dankbar sind.

Smoltczyk

English Summary by Editor

There are but a few test data available to the profession which indicate the additional earth pressure in a fill behind retaining walls in the course of compaction. The thesis of the Author, therefore, deals with large scale earth pressure tests which were performed at the open air test area of the Stuttgart institute of soil mechanics and foundation engineering sponsored by the GFR Ministry of Transport. Parameters varied were the height (2, 3 and 4 m) of the wall, width of opening behind the wall and the compaction by vibrator energy input. The fill was non-cohesive. Displacement of wall crest, normal and shear stress were measured in 3 different wall sections.

Independent of wall stiffness a significant increase of compaction pressure and a wall friction reduction in the immediate vicinity of the vibrator was found which results in an extra bending moment for wall design practice. Introducing the compaction input as a basic parameter, an analytical approach is developed which may, in a more simplified and conservative manner, be used for practice.

The work so far done is planned to be continued for the group of cohesive soil.

Smolczyk

Vorbemerkung des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent an der Universität Stuttgart.

Für die Anregung zu dieser Arbeit, für die Unterstützung und für die Übernahme des Hauptberichts danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. U. Smolczyk.

Herrn Professor Dr.-Ing. G. Drees danke ich für die Übernahme des Mitberichts.

Mein Dank gilt auch dem Bundesminister für Verkehr für die Finanzierung des Versuchsprogramms.

Spotka

Inhalt

	Seite
Schrifttum	5
Bezeichnungen	9
1. Einleitung	12
2. Stand der Technik	13
2.1 Versuche	13
2.2 Theoretische Arbeiten	14
3. Versuchsdurchführung	22
3.1 Beschreibung des Versuchstandes	22
3.2 Meßeinrichtung	26
3.3 Durchführung der Versuche	29
3.4 Hinterfüllboden	35
4. Versuchsergebnisse	40
4.1 Vorbemerkungen	40
4.2 Erddruck in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite	44
4.3 Erddruck in Abhängigkeit von der Verdichtung	51
4.3.1 Normalspannung	51
4.3.2 Schubspannung	57
4.3.3 Versuchsstadien Auflast - Wegnahme der Auflast	61
4.4 Zusammenfassung	63
5. Analytischer Lösungsansatz	64
5.1 Beschreibung des physikalischen Vorgangs, Aufgabenstellung	64
5.2 Bestimmung der maximal auftretenden Kräfte bei der Rüttelverdichtung	66
5.2.1 Das Arbeitsverhalten des Rüttelverdichters	66
5.2.2 Ermittlung der maximalen Kraft	71
5.3 Spannungsverteilung unter der Rüttelplatte	74

5.4	Ermittlung der horizontalen Erddruckspannung	75
5.4.1	Allgemeines	75
5.4.2	Geschlossene Lösung	76
5.4.3	Ermittlung der verbleibenden Horizontalspannung über einen Erddruckbeiwert	77
5.5	Zusammenfassung	85
6.	Praxisnahes Verfahren	86
6.1	Allgemeines	86
6.2	Diskussion der Kurve $\sigma_h = K_u \cdot \gamma \cdot z$	86
6.3	Entwicklung eines praxisnahen Verfahrens	90
7.	Nachrechnung der Versuchsergebnisse	95
7.1	Bestimmung des Exponenten λ	95
7.2	Nachrechnung der Versuchsergebnisse	99
8.	Zusammenfassung	103
Anlage 1:	Genauigkeit der Meßergebnisse	104
Anlage 2:	Übersicht über die Ergebnisse der einzelnen Versuche	108
Anlage 3:	Arbeitsverhalten des Rüttelverdichters	110
Anlage 4:	Ermittlung der maximalen Belastung des Bodens bei verschiedenen Rüttelgeräten	115

Schrifttum

- [1] Terzaghi, K. (1934) *Large retaining-wall tests, I. Pressure of dry sand*
Engg. News-Record 112,136-140
- [2] Whiffin, A.C. (1954) *The pressures generated in soil by compaction equipment*
Symp. on Dynamic Testing of Soils, Amer. Soc. Test. Mat. Spec. Techn. Publ. 156, 186-204
- [3] Sowers, G.F./Robb, A.D./ Mullis, C.H./Glenn, A.J. (1957) *The residual lateral pressures produced by compacting soils*
Proc. 4. ICSFME 243-247
- [4] D'Appolonia, D.J./Whitman, R.V./D'Appolonia, E. (1969) *Sand compaction with vibratory rollers*
ASCE SM 95,1,263-284
- [5] Wilson, G. (1950) *The bearing capacity of screw piles and screwcrete cylinders*
J. Inst. Civil Engrs. 34,5,4-73
- [6] Broms, B. (1970) *Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils*
Proc. 4. Conf. on Soil Mech., Budapest 373-384.
- [7] Rowe, P.W. (1954) *A stress-strain theory for cohesionless soil with applications to earth pressures at rest and moving walls*
Géotechnique 4,2,70-88
- [8] Aggour, M.S./Brown, C.B. (1974) *The prediction of earth pressure on retaining walls due to compaction*
Géotechnique 24,4,489-502
- [9] Franz, G. (1958) *Unmittelbare Spannungsmessung in Beton und Baugrund*
Der Bauingenieur 5,190-195
- [10] Schober, W. (1965) *Großanwendung von Glötzl-Ventilgebern beim Staudamm Gepatsch*
Eigenverlag Glötzl, 7501 Forchheim-Bahnhof

- [11] Smoltczyk,U./Diem, (1974) *Pressure cell for the measurement of normal and shear stress*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik 2,130-136
- [12] Kézdi,A (1969) *Handbuch der Bodenmechanik*
Akadémiai Kiadó, Budapest
- [13] Terzaghi,K./Peck,B. (1961) *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*
Springer-Verlag Berlin
- [14] Schultze,E./Muhs,H. (1967) *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten*
Springer-Verlag Berlin 2.Auflage
- [15] Fachnormenausschuß (1976) *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Proctorversuch*
DIN 18127, Beuth Verlag, Berlin 30
- [16] Salden,D. (1972) *Arbeitsverhalten von Flachfundamenten mit keilförmiger Sohlfuge in Sand*
unveröffentlicht, Untersuchungen am Baugrundinst. der Universität Stuttgart
- [17] Smoltczyk,U. (1975) *Studienunterlagen*
Inst. f. Grundbau u. Bodenmechanik d. Universität Stuttgart
- [18] Prange,B. (1965) *Ein Beitrag zum Problem der Spannungsmessung im Halbraum*
Mitteilungen des Inst. f. Bodenmechanik u. Grundbau d. T. H. Karlsruhe, Heft 18
- [19] Voß,R./Floß,R. (1968) *Die Bodenverdichtung im Straßenbau*
Werner-Verlag Düsseldorf 5. Auflage
- [20] Barkan,P.D. (1957) *Foundation engineering and drilling by the vibration method*
Proc. 4. ICSFME 2,3-7
- [21] Janson,H./Wickert, (1948) *Earth pressure against retaining walls*
A./Rinkert,A. Proc.2. ICSFME 2,71-76
- [22] Rowe,P.W. (1950) *The distribution of lateral earth pressure on a stiff wall due to surcharge*
Civ.Eng.and Pub.Works Review 45,654-657
- [23] Mindlin,R.D. (1936) *Pressure distribution on retaining walls*
Proc. 1. Con. JMF Cambridge 155-156

- [24] Lorenz,H. (1960) *Grundbau-Dynamik*
Springer-Verlag Berlin
- [25] Mahling,S. (1965) *Rüttelplatten und ihre Vorteile*
VDBUM-Information
- [26] Jurecka,W. (1965) *Das Bewegungsverhalten von Vibrationsmaschinen*
Mitt. d. Inst. f. Baumasch. u. Baubetrieb, T. H. Aachen
- [27] Neuber,H. (1974) *Technische Mechanik, Teil 3, Kinetik*
Springer Verlag Berlin/Heidelberg, 1. Auflage, 144-146
- [28] Rausch,E. (1959) *Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen*
VDI-Verlag Düsseldorf
- [29] Keller,H. (1974) *Die Energieaufnahme rolliger Böden bei dynamischen Verdichtungsverfahren*
Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln
- [30] Boussinesq,J. (1885) *Application des Potentiels à l'Etude de l'Équilibre et du Mouvement des Solides Élast.*
ed. Gauthier-Villard, Paris
- [31] Gerber,E. (1929) *Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand*
E. T. H. Zürich
- [32] Spangler,M.G. (1938) *Horizontal pressures on retaining walls due to concentrated surface loads*
Jowa Eng. Experiment Station, Bulletin 140
- [33] Terzaghi,K. (1957) *Verankerte Spundwände*
VEB Verlag Technik, Berlin
- [34] Arbeitsausschuß (1970) *Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen"*
Verlag Ernst u. Sohn, Berlin 4. Auflage
- [35] Tölke,F. (1950) *Spannungen und Verformungen im Baugrund*
Selbstverlag Univ. Stuttgart, Umdruck
- [36] Jáky,J. (1944) *A nyagalmi nyomás tényezője*
Mitt.d.Vereins d.ungar.Ing.u.Arch.,Budapest
- [37] Terzaghi,K. (1920) *Old earth pressure theories and new test results*
Eng. News-Record 85,14,632-637

- | 38| Bishop,A.W. (1958) *Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest*
Proc.Con. on Earth Press.Problems,Brüssel 1,2-14
- | 39| Bishop,A.W./ (1962) *The measurement of soil properties in the*
Henkel,D.Y. *triaxial test*
E. Arnold Ltd., London
- | 40| Schmidt,B. (1967) *Lateral stresses in uniaxial strain*
Danish Geotechnical Inst., Bulletin No. 23
- | 41| Brooker,E.W./ (1965) *Earth pressure at rest related to stress history*
Ireland,H.D. *Canad.Geotech.Journ. 2,1,1-15*
- | 42| Hendron,A.J. (1963) *The behaviour of sand in one-dimensional compress.*
Univ. of Illionis Ph. D. Thesis
- | 43| Alpan,J. (1967) *The empirical evaluation of the coefficient K_o a.*
and K_{or}
Soil and Foundation 7,1,31-40
- | 44| Bellotti,R./ (1975) *Remarks on the effect of overconsolidation on*
Formigoni,G./ *the coefficient of earth pressure at rest*
Jamiolkowski,M. *Proc.of the 1.Baltic Con.on Soil Mech.Gdansk*
2,59-71
- | 45| Andrawes,K.Z./ (1973) *Factors affecting coefficient of earth pressure K_o*
El-Sohby,M.A. *ASCE 99,7,527-539*
- | 46| Coulomb,C.A. (1776) *Essai sur une application des règles des maximis*
et minimis à quelques problèmes de statique
relatifs à l'architecture
Mém.acad.royal pres.divers savants 7, Paris
- | 47| Schultze,E. (1968) *Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden*
Der Bauingenieur 43,313-320
- | 48| Smoltczyk,U. (1976) *Bau eines Großdocks*
Baugrundtagung Nürnberg
- | 49| Zienkiewicz, (1971) *The finite element method in engineering science*
O.C. *Mc Graw Hill, London*
- | 50| *Leitfaden für die Verdichtungstechnik im Beton-*
und Erdbau
Wacker-Werke KG, München, Eigenverlag

Bezeichnungen

Zeichen	Dimension	Erläuterung
AB	m	Arbeitsraumbreite
b	m	Breite der Rüttelplatte
C_n	kN/m^3	dynamischer Bettungsmodul
c	kN/m	Federkonstante zur Darstellung des Bodens
\bar{c}	kN/m	Federkonstante des Rüttlermotors
c'	kN/m^2	Kohäsion (Effektivwert)
D_{Ff}	-	Verdichtungsfähigkeit $(\max e - \min e) / \min e$
D_{pr}	-	Verdichtungsgrad γ / γ_{pr}
d	mm	Korndurchmesser
E	kN/m^2	statischer Elastizitätsmodul
E_n	kN/m^2	dynamischer Elastizitätsmodul
E_s	kN/m^2	Steifemodul
e	-	Porenzahl
F	m^2	Fläche
F'	m^2	Ersatzfläche
f	-	Beiwert
f(...)	-	Bezeichnung einer Funktion
Fh	m	Füllhöhe
G	kg	Gewicht des Rüttlers
g	m/s^2	Erdbeschleunigung
H	m	Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft
\bar{H}	-	Fh/H
I_d	-	bezogene Lagerungsdichte $(\max e - e) / (\max e - \min e)$
K	-	Erddruckbeiwert, allgemein
K_a	-	Erddruckbeiwert, aktiver Zustand
K_o	-	Erdruchdruckbeiwert bei Belastung
K_p	-	Erddruckbeiwert, passiver Zustand
K_u	-	Erdruchdruckbeiwert bei Entlastung
k_s	kN/m^3	Bettungsmodul
l	m	Länge
M	kg	Masse des abgefederten Rüttlermotors
m	kg	Masse des Rüttelteils
n	-	Porenanteil
P	kN	Einzelkraft

Zeichen	Dimension	Erläuterung
P_0	kN	Amplitude der vertikalen Erregerkraft des Rüttlers
P	kN/m	Linienlast
\bar{P}	kN/m ³	p/b^2
P_v	kN/m	vertikale Linienlast
P_h	kN/m	horizontale Linienlast
Q_0	kN	Amplitude der horizontalen Erregerkraft des Rüttlers
q	kN/m ²	Flächenlast
R	-	Überlastungsverhältnis $\max \sigma_v / \sigma_v$
s	m	Setzung
t	s	Zeit, allgemein
t_1	s	Abhebezeit des Rüttlers
t_2	s	Auftreffzeit des Rüttlers
U	-	Ungleichförmigkeitszahl d_{60}/d_{10}
U'	-	Kornverteilungszahl $d_{30}^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$
v	m/s	Auftreffgeschwindigkeit des Rüttlers
v_0	mm	Kopfpunktverschiebung der Wand
v_m	mm	mittlere Wandverschiebung
x	m	Zusammendrückung der Feder c
x_1	m	Vertikalbewegung der Masse m
x_2	m	Vertikalbewegung der Masse M
z	m	Tiefenordinate
\bar{z}	-	dimensionslose Tiefenordinate z/b
z_t	m	Tiefenwirkung des Rüttlers

Zeichen	Dimension	Erläuterung
γ	kN/m ³	Feuchtwichte des Bodens
γ_d	kN/m ³	Trockenwichte des Bodens
γ_{pr}	kN/m ³	Proctorwichte
δ	Grad	Wandreibungswinkel
ϵ	-	Dehnung
η	-	$(m + M) \cdot g / P_0$
U	Grad	Bruchwinkel
λ	-	Exponent zur Bestimmung von K_u
μ	-	M/m
ν	-	Querdehnzahl
σ	kN/m ²	Spannung, allgemein
σ_0	kN/m ²	Spannung infolge Eigengewicht
σ_h	kN/m ²	Horizontalspannung
σ_v	kN/m ²	Vertikalspannung
$\sigma_{v,p}$	kN/m ²	Vertikalspannung infolge der Linienlast p
$\sigma_{1,3}$	kN/m ²	Hauptspannungen
τ	-	dimensionslose Zeit
ϕ	Grad	Scherfestigkeitsparameter
χ	Grad	Winkel der Neigung der Erregerkraft des Rüttlers
Ω	1/s	Erregerkreisfrequenz des Rüttlers
ω_1	1/s	$\sqrt{c/m}$
ω_2	1/s	$\sqrt{c/M}$
ω_3	1/s	$\sqrt{c/m}$

Weitere Bezeichnungen sind im Text erläutert.

1. Einleitung

Unter Verdichtung ist bei kohäsionslosen Böden jeder Belastungsvorgang zu verstehen, bei dem der Porenanteil n des Bodens vermindert wird. Die Verdichtung besteht aus einer bleibenden (plastischen) Formänderung, das Volumen nimmt ab.

Die Verdichtung ist die älteste und wirtschaftlichste Maßnahme, um die bautechnischen Eigenschaften eines Bodens zu verbessern. Sie vergrößert die Scherfestigkeit und führt zu einer Verminderung der Setzung. Eine Erhöhung der Scherfestigkeit ist gleichzusetzen einem Ansteigen des Scherwinkels. Neuere wie ältere Erddrucktheorien ergeben bei Anwachsen des Scherwinkels einen geringeren aktiven Erddruck, bzw. Ruhedruck, da der Erddruckbeiwert K stärker abnimmt, als die Wichte γ durch die Verdichtung ansteigt. Das den Erddruck bestimmende Produkt $K \cdot \gamma$ wird hauptsächlich durch den Erddruckbeiwert K beeinflusst. Bei Hinterfüllung einer Stützwand ergibt sich nach der Theorie mit zunehmender Verdichtung eine geringere Belastung der Wand. Dies steht im Widerspruch zu Beobachtungen in der Praxis, Schadensfälle bei extremen Verdichtungsverfahren, und Meßergebnissen, durchgeführt im Labor und an bestehenden Bauwerken.

Mit dem Erddruck einer lagenweisen Hinterfüllung auf eine Stützwand infolge Verdichtung beschäftigt sich diese Arbeit. Kohäsionsloser Boden wurde gewählt, da bei der Hinterfüllung von Stützbauwerken für eine ausreichende Drainage zu sorgen ist. Die Verdichtung von Sand erfolgt heute nahezu ausnahmslos mit Oberflächen-Vibrationsgeräten, Rüttelplatten oder Rüttelwalzen. Ausgangszustand zur Ermittlung der Wandbelastung ist der aktive Erddruck oder der Erdruedruck nach den bekannten Rechenverfahren, der mit dem Erddruck infolge Verdichtung superponiert wird.

Die Arbeit läßt sich in zwei Hauptgebiete unterteilen. Teil 1, Kapitel 3 bis 4, beschreibt die Durchführung eigener Versuche und die Versuchsergebnisse. Bei den großmaßstäblichen Versuchen wurden drei verschiedene Verdichtungs Zustände, unverdichtet - leicht verdichtet - stark verdichtet, und jeweils drei verschiedene Hinterfüllbreiten, 1,0 - 1,7 - 2,7 m, untersucht.

Teil 2, Kapitel 5 bis 7, versucht eine analytische Lösung zur Bestimmung des Einflusses der Verdichtungswirkung auf den Erddruck für die Bodenart Sand zu finden, unabhängig von den Versuchsergebnissen und für die zur Zeit verwendeten Oberflächen-Rüttelgeräte. Diese schwer zu handhabende Lösung wird dann in ein praxisnahes Verfahren umgewandelt. Es folgt die Gegenüberstellung der analytischen Lösung und des Näherungsverfahrens mit den Versuchsergebnissen.

2. Stand der Technik

2.1 Versuche

Bereits Terzaghi [1] hat bei seinen Versuchen festgestellt, daß der Erddruck einer verdichteten Hinterfüllung größer ist als derjenige ohne Verdichtung.

In der Arbeit von Whiffin [2] wird erstmals der Zusammenhang zwischen Dichte und vertikalem Spannungszuwachs während der Verdichtung aufgezeigt. Untersucht werden verschiedene Bodenarten, Verdichtungsgeräte und der Einfluß der Vibration. Weiter wird die erforderliche Anzahl von Übergängen zur Erreichung der maximalen Dichte bei einer Bodenschicht bestimmter Dicke ermittelt.

Sowers und seine Mitarbeiter [3] bestimmen den horizontalen Erddruck, der nach der Verdichtung im Boden verbleibt, für Sand und Ton bei verschiedenen Wassergehalten. Ausgehend von einer kurzen theoretischen Betrachtung werden die erhöhten verbleibenden horizontalen Erddruckspannungen auf zwei Faktoren zurückgeführt:

- der Erddruck infolge Verdichtung ist um so größer, je kleiner die Wandverformung ist;
- die Erddruckerhöhung ist wegen der Wandreibung eine Funktion der im Boden verbleibenden vertikalen Spannung und abhängig von der Poisson-Zahl.

Es werden Laborversuche in einem 18 cm hohen Stahlzylinder \varnothing 10 cm ausgeführt, Feldversuche mit Sand in einer 1,5 m tiefen Betongrube und mit Ton an einer 2,4 m hohen Stützwand.

Die Verdichtung von Sand mit Vibrationswalzen wird von J. D'Appolonia, Whitman und E. D'Appolonia [4] untersucht. Gemessen wird die Dichte in Abhängigkeit von Tiefe, Anzahl der Übergänge, Schichtdicke und Frequenz des Verdichtungsgeräts. Die vertikale und horizontale Beschleunigung des Geräts und Untergrunds, die Vertikal- und Horizontalspannung unter der Rüttelwalze werden ermittelt. Dabei wird in bezug auf den horizontalen Erddruck folgendes festgestellt:

- der Erddruck ist abhängig von der Richtung, in der die Walze bewegt wird, senkrecht- oder parallel zum Meßgeber (Bild 1). Bewegt sich das Gerät senkrecht zum Geber, so wird mit zunehmender Anzahl der Übergänge ein größerer Erddruck gemessen als parallel dazu;
- der horizontale Erddruck wächst mit der Anzahl der Übergänge an, erreicht jedoch einen Grenzwert;
- der horizontale Erddruck ist bei gleicher Anzahl von Übergängen, gleichem

Gerät, bei hohen Frequenzen größer als bei kleinen (für den untersuchten Bereich von 19 bis 30 Hz).



Bild 1: Draufsicht Meßgeber, Bewegungsrichtung a der Walze ist senkrecht, b parallel zum Meßgeber

2.2 Theoretische Arbeiten

Verfahren nach Wilson [5]

In seinem Artikel über "The Bearing Capacity of Screw Piles and Screwcrete Cylinders" schlägt Wilson ein Verfahren vor, mit dem der erhöhte Erddruck infolge Verdichtung berücksichtigt werden kann. Dabei gelten folgende Voraussetzungen: Ausgangszustand ist der Erdruehdruck, $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$, mit $K_0 = v/(1 - v)$

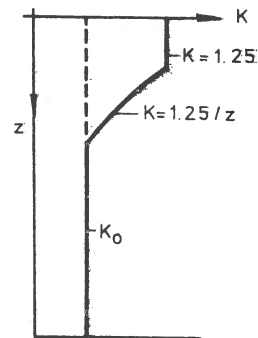
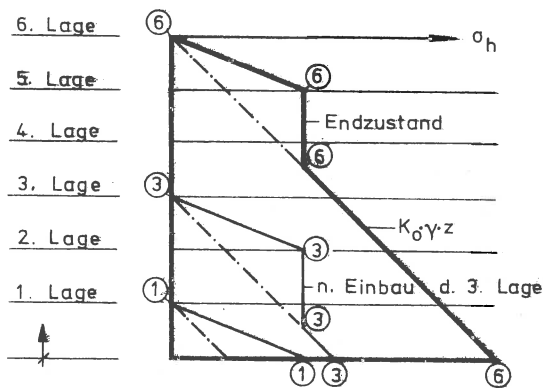


Bild 2: a; Verlauf der Erddruckspannung nach den einzelnen Bauzuständen [5]

b; Verlauf des Erddruckbeiwerts über die Wandhöhe im Endzustand [5]

nach der Elastizitätstheorie. Die Mächtigkeit der einzelnen Bodenlagen beim Einbau ist so festgelegt, daß das Maximum des Verdichtungserddrucks an der Schichtgrenze erreicht wird. Die Spannung bleibt dann konstant, bis sie an Größe von der Erdruehdruckspannung übertroffen wird. Der Erddruckbeiwert infolge Verdichtung ist kleiner als der Erdruehdruckbeiwert. Damit ergibt sich das in Bild 2 dargestellte Verfahren.

Für v wird 0,33 und der Beiwert des Verdichtungserddrucks mit 1,25 gewählt. Es werden keinerlei Aussagen gemacht, weder nach welchen Kriterien der Erddruckbeiwert infolge Verdichtung festgelegt werden soll noch über die Wahl der Schichtdicke.

Verfahren nach Broms [6]

Ein Versuch zur quantitativen Erfassung des Erddrucks bei lagenweiser Hinterfüllung und Verdichtung wird von Broms unternommen. Bei dem Verfahren handelt

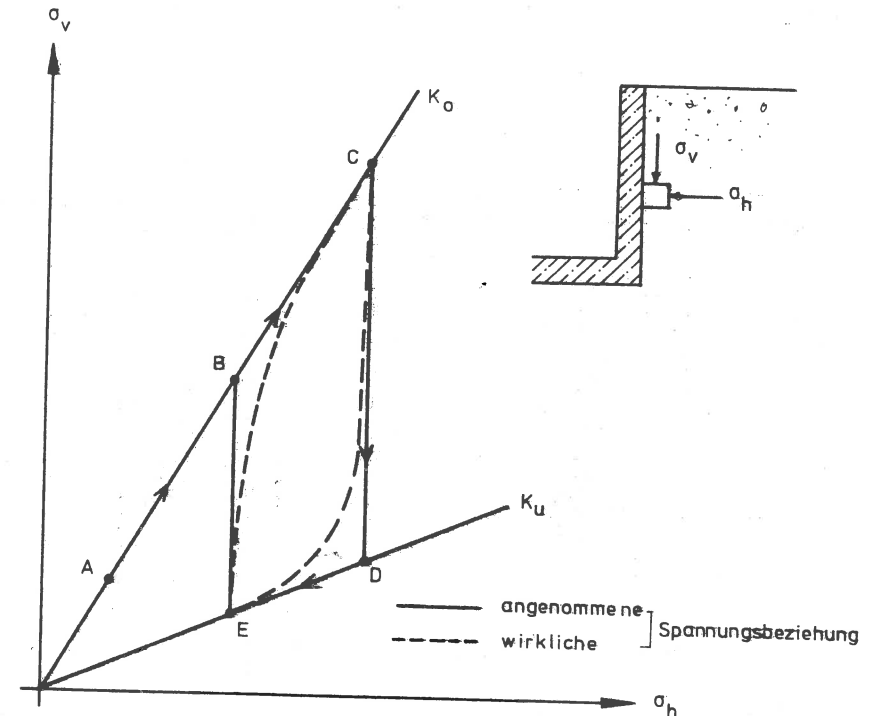


Bild 3: Spannungen auf eine unverschiebliche Wand beim Übergang eines Verdichtungsgeräts [6]

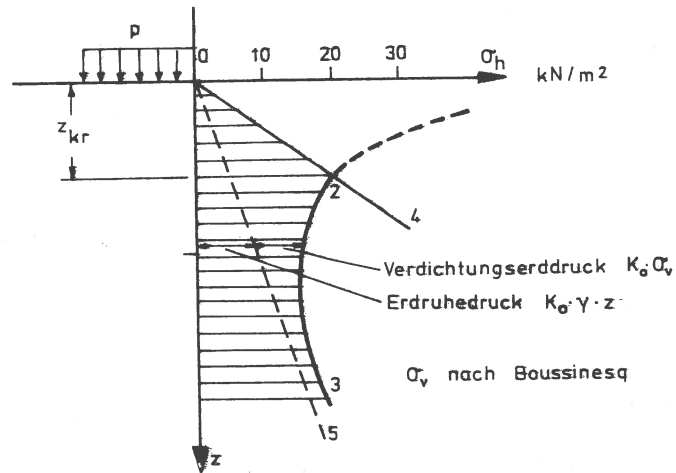


Bild 4: Erddruckverteilung nach dem Verdichten einer Bodenlage [6]

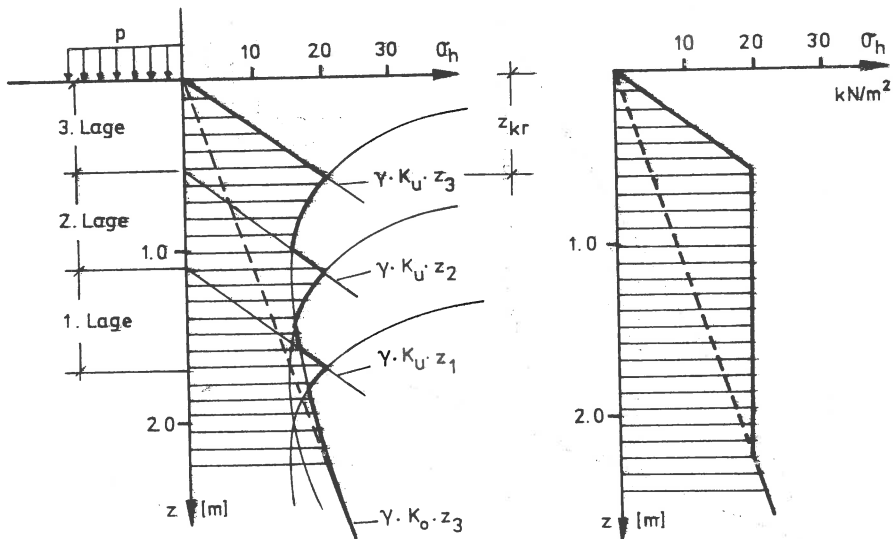


Bild 5: Erddruckverteilung nach Einbau und Verdichten mehrerer Lagen [6]

a; genaue Verteilung

b; Verteilung für die Bemessung

es sich um Erddrücke auf unverschiebliche Wände, d. h. es tritt als Ausgangszustand der Erddruck auf. Zum besseren Verständnis wird ein Bodenelement hinter der Stützwand während des Verdichtungs Vorgangs betrachtet (Bild 3).

Das Bodenelement befindet sich im Einflußbereich des Verdichtungsgeräts und es erfolgt die Verdichtung. Der Ausgangszustand Punkt A ist mit $\sigma_v = \gamma \cdot h$ und $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ festgelegt. Während der Verdichtung steigert sich die Vertikalspannung infolge dynamischer und statischer Beanspruchung von A über B nach C und die Horizontalspannung entsprechend der Beziehung $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$. Wie aus [7] bekannt ist und die Versuchsergebnisse hier bestätigen, tritt bei einer Entlastung der Hinterfüllung, d.h. Verminderung von σ_v , nur ein geringer Abfall der Horizontalspannung auf. Es wird daher angenommen, daß nach dem Übergang des Verdichtungsgeräts - Abnahme der Vertikalspannung von C nach D - sich die Horizontalspannung nicht ändert; erst bei einer weiteren Abnahme von D nach E wird eine Abnahme der Horizontalspannung nach der Beziehung $\sigma_h = K_u \cdot \sigma_v$ angenommen. K_u wird als der Ruhedruckbeiwert bei Entlastung definiert. Wird σ_v erneut gesteigert von E nach B, so erfolgt bis zum Punkt B keine Änderung der Horizontalspannung, und von da an gilt $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$. Die tatsächliche Spannungsbeziehung, gestrichelt im Bild 3 eingezeichnet, wird durch 4 Geraden angenähert. Broms zeigt nun, welche Erddruckverteilung man bei Anwendung der im Bild 3 gezeigten Zusammenhänge erhält, Bild 4. Es erfolgt der Einbau und die Verdichtung einer Bodenlage. Der Ausgangszustand entspricht dem Erddruckgeraden 0-5. Die vertikale Spannungszunahme während der Verdichtung kann entsprechend der Theorie von Boussinesq [30] für eine Linienlast, b = Breite des Verdichtungsgeräts senkrecht zur Stützwand, berechnet werden (mit Spiegelung, Näheres siehe S. 76). Als Auflast wird das doppelte Eigengewicht des Verdichtungsgeräts angesetzt. Dies entspricht der Belastung einer Feder bei plötzlicher Lastaufbringung. Für $z < z_{kr}$ ist die Abnahme von σ_v so groß, daß der Punkt D auf Bild 3 unterschritten wird, und es gilt $\sigma_h = K_u \cdot \sigma_v$, Linie 0-2. Wird $z > z_{kr}$ bleibt die Horizontalspannung entsprechend C-D auf Bild 3 voll erhalten, entsprechend $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$, σ_v nach Boussinesq, Linie 2-3 im Bild 4. Mit zunehmender Tiefe nähert sich Linie 2-3 asymptotisch der Erddruckgeraden.

Dem Beispiel bei Broms liegen folgende Kennwerte zugrunde: Verdichtungsgerät: Walze 10,2 t; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $K_0 = 0,5$; $K_u = 2,0$.

Bild 5 zeigt die Anwendung des Verfahrens bei mehreren Lagen, a den rechnerischen Wert, b die der Bemessung zugrunde gelegte Erddruckverteilung.

Kritik an dem Verfahren nach Broms:

Die Wahl des Erddruckbeiwertes K_u ist fragwürdig. Es besteht keinerlei Zusammenhang zwischen K_u und der zu erzielenden Lagerungsdichte bzw. Scherfestigkeit. K_u wird frei gewählt. Bei jeder Berechnung muß mittels der Spannungswerte, berechnet nach Boussinesq, der Wert z_{Kr} ermittelt werden. Außerdem scheint der Ansatz der statischen Auflast (2 x Gewicht des Verdichtungsgeräts) eine grobe Vereinfachung darzustellen.

Arbeit von M. S. Aggour und C. B. Brown [8]

Eine rein theoretische Lösung des Problems mittels der Finiten Elemente [49] erfolgt in [8]. Dabei wird eine Studie folgender Parameter durchgeführt:

- Anzahl der Übergänge des Verdichtungsgeräts
- Verschiedene Wandtypen, Stützwand, unten eingespannt, oben frei kragend - Kellerwand, unten und oben gestützt
- Wandsteifigkeit
- Größe und Form des Hinterfüllraums.

Diskretisierung des Problems:

Die räumliche Aufgabe wird auf eine ebene zurückgeführt (ebener Verformungszustand). Der Bauablauf wird durch den Rechengang nachvollzogen. Zwischen Wand und Boden herrscht keine Reibung. Eine gleichmäßige Auflast simuliert das Verdichtungsgerät. Mit zunehmender Verdichtung wächst die Bodensteifigkeit an. Der Berechnung liegt ein linear elastisches Stoffgesetz zugrunde, mit lagenweise veränderlichen E-Moduli (Bild 6). Das Verhältnis der E-Moduli E_2/E_1 ($E_2 > E_1$) stellt die Anzahl der Übergänge des Geräts dar. Der E-Modul E_2 kann noch unterteilt werden in einen Belastungs- und Entlastungsmodul, Entlastung vor Einbringen der nächsten Bodenlage.

Ergebnisse:

- a; Mit größer werdenden Verhältnis E_2/E_1 , d.h. Anzahl der Übergänge des Geräts, steigt der Erddruck infolge Verdichtung an.
- b; Die beidseitig gestützte Wand erfährt einen weitaus geringeren zusätzlichen Erddruck als die Stützwand (Bild 7).
- c; Mit zunehmender Wandsteifigkeit nimmt der Erddruck infolge Verdichtung ab (Bild 8).
- d; Die Größe und Form des Hinterfüllraums ist von Einfluß auf den Verdichtungsgerddruck.

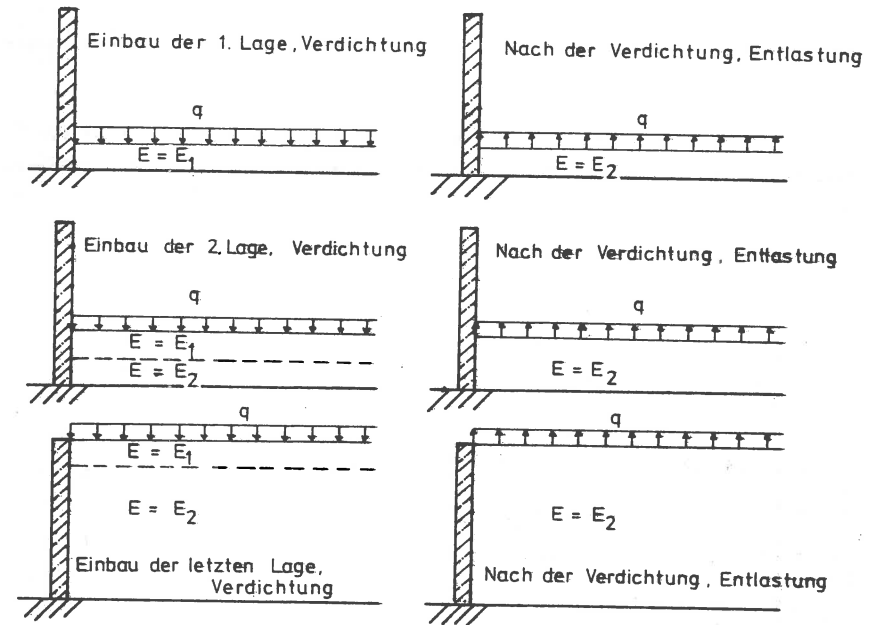
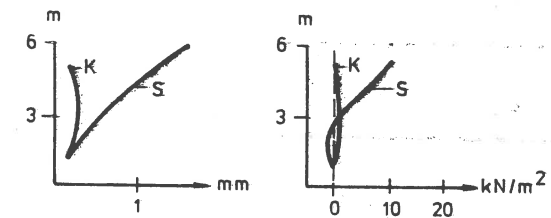


Bild 6: Darstellung des Rechenablaufs

Bild 7: Gegenüberstellung: K-Kellerwand - S-Stützwand [8]



zusätzliche Wandverformung - Spannung infolge Verdichtung

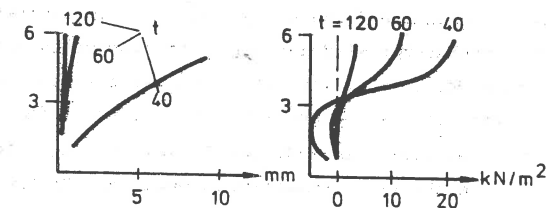


Bild 8: Wandverformung und Erddruck in Abhängigkeit von der Wandsteifigkeit (t = Wanddicke in cm) [8]

Die Ergebnisse des Punktes b und c stehen in krassem Widerspruch zu Versuchsergebnissen und Beobachtungen.

Dieser Widerspruch liegt begründet in der Annahme des linearen Stoffgesetzes und dem Belastungsverfahren. Zum besseren Verständnis diene folgende stark vereinfachte Modellvorstellung (Bild 9).

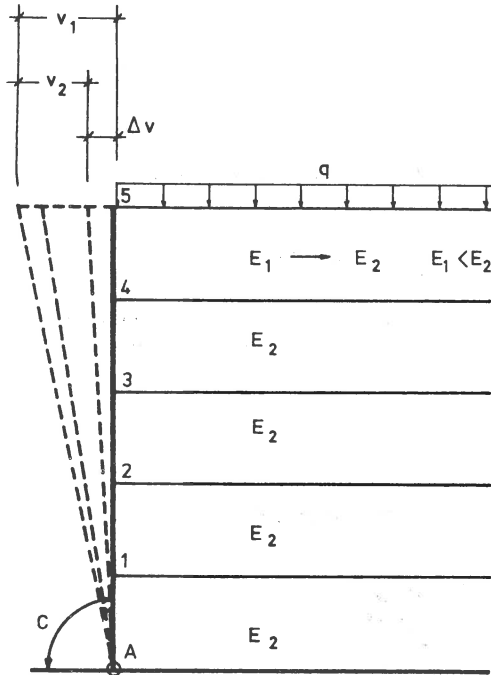


Bild 9:
Vereinfachte Modelldarstellung

Die Wand ist starr und im Punkt A gelenkig gelagert, die Einspannung durch die Feder C simuliert. Die zu verdichtende Bodenlage ist mit der darunter liegenden Schicht nicht verbunden. Betrachtet wird nur der Spannungszuwachs infolge Verdichtung, d.h. Aufbringen der Last q. Vor dem Aufbringen der Last herrsche Gleichgewichtszustand. Wenn die Last aufgebracht wird, erfolgt eine Verformung v_1 der Wand, die, infolge des kleineren E-Moduls E_1 gegenüber E_2 , größer ist als v_2 , Wandverformung bei einheitlich konstantem E-Modul E_2 . Es treten also außerhalb der gerade eingebrachten Bodenlage Zugkräfte an den Knotenpunkten auf. Bei Entlastung wird der E-Modul E_1 vergrößert auf E_2 . Die Wand geht um das Maß v_2 zurück, es bleibt eine Wandverformung $\Delta v = v_1 - v_2$ und somit Zugkräfte

übrig. Diese Zugkräfte und die Feder C bewirken Druckspannungen in der obersten Bodenlage. Wird nun die Wandsteifigkeit abgemindert, in diesem Modell entspricht es einer Abnahme der Steifigkeit der Feder C, so vergrößern sich die Wandverschiebungen, also auch die zurückgehende Verformung v_2' und es steigen infolge des linear elastischen Stoffgesetzes die Spannungen an. Mit abnehmender Wandsteifigkeit vergrößern sich die Erddruckspannungen. Damit sind auch die auf Bild 8 dargestellten Zugspannungen zu erklären.

Der bisherige Stand der Technik ist in vielen Punkten unbefriedigend. Die bisher durchgeführten Versuche dienten nicht vorrangig dem Zweck, den Verdichtungserddruck zu untersuchen. Der Erddruck infolge Verdichtung wird nur als Randergebnis erhalten, wobei viele den Verdichtungserddruck bestimmende Parameter nicht untersucht wurden. Bei den theoretischen Arbeiten handelt es sich um empirische bzw. halbempirische Verfahren. Die Lösung des Problems mittels der Finiten Elemente liefert unbrauchbare Ergebnisse. Aufgrund dieser Mängel wurden die folgenden Untersuchungen angestellt.

3. Versuchsdurchführung

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik erhielt im Frühjahr 1972 vom Bundesminister für Verkehr den Forschungsauftrag, großmaßstäbliche Versuche zum Thema "Wirtschaftliche Bemessung hoher Stützwände im städtischen Verkehrsbau" auszuführen. Der Autor war für die Forschungsarbeiten in Planung und Durchführung verantwortlich. Der Abschlußbericht wurde im Juli 1975 dem Auftraggeber zugeleitet. Die wissenschaftlichen Ergebnisse bilden auch die Grundlage dieser Arbeit. Die Versuche werden im folgenden beschrieben.

3.1 Beschreibung des Versuchsstandes

Da es sich um Versuche handelte, deren Ergebnisse direkt auf ähnliche Bauwerke in der Praxis übertragen werden sollten, wurde beschlossen, die Messungen an möglichst großen Versuchskörpern auszuführen. Die Universität Stuttgart stellte ein geeignetes Versuchsgelände zur Verfügung, das zu diesem Zweck mit einer Versuchsgrube ausgestattet wurde (Bild 10).

Die Grube hatte eine Grundfläche von 6x10 m und eine Tiefe von 4,25 m. Wesentliche Teile des Versuchsstandes waren:

- eine Bodenplatte mit Überzug und einbetonierten Zugstäben; (Pos. 1)
- eine unter 10° gegen das anstehende Erdreich geneigte Stützwand; (Pos. 2)
- ein Lager- und Arbeitsplatz zum Umsetzen des Bodens; (Pos. 3)
- eine Winkelstützmauer, bestehend aus 9 Stahlbetonfertigteilen, (Pos. 4) und zwar 2x3 Randelementen (4a) und 3 Meßelementen (4b; 4c);
- ein Meßfeiler. (Pos. 5)

Die Positionsnummern beziehen sich auf die Bilder 10 und 11.

Hinterfüllt wurde zwischen Winkelstützmauer und gegenüberliegender Betonwand. Die seitlichen Wände des Versuchsstandes waren, mit Ausnahme der Betonwand, frei abgeböschet. Eine betonierte Rampe, 20° geneigt, angeordnet in Längsrichtung der Stützwand, diente als Zufahrt zur Grube. Ein Pumpensumpf führte das anfallende Grund- und Tagwasser ab.

Die Fertigteile der Winkelstützmauer waren über Lager auf der Bodenplatte abgesetzt. Die Lager bestanden aus I-Trägern, Profil 200 und aufgelegten Stahl- und Neopreneplatten. Zwischen den einzelnen Meßelementen blieb ein Spalt von 1 cm, um zu verhindern, daß Querkkräfte übertragen wurden. Während des Versuchs wurde

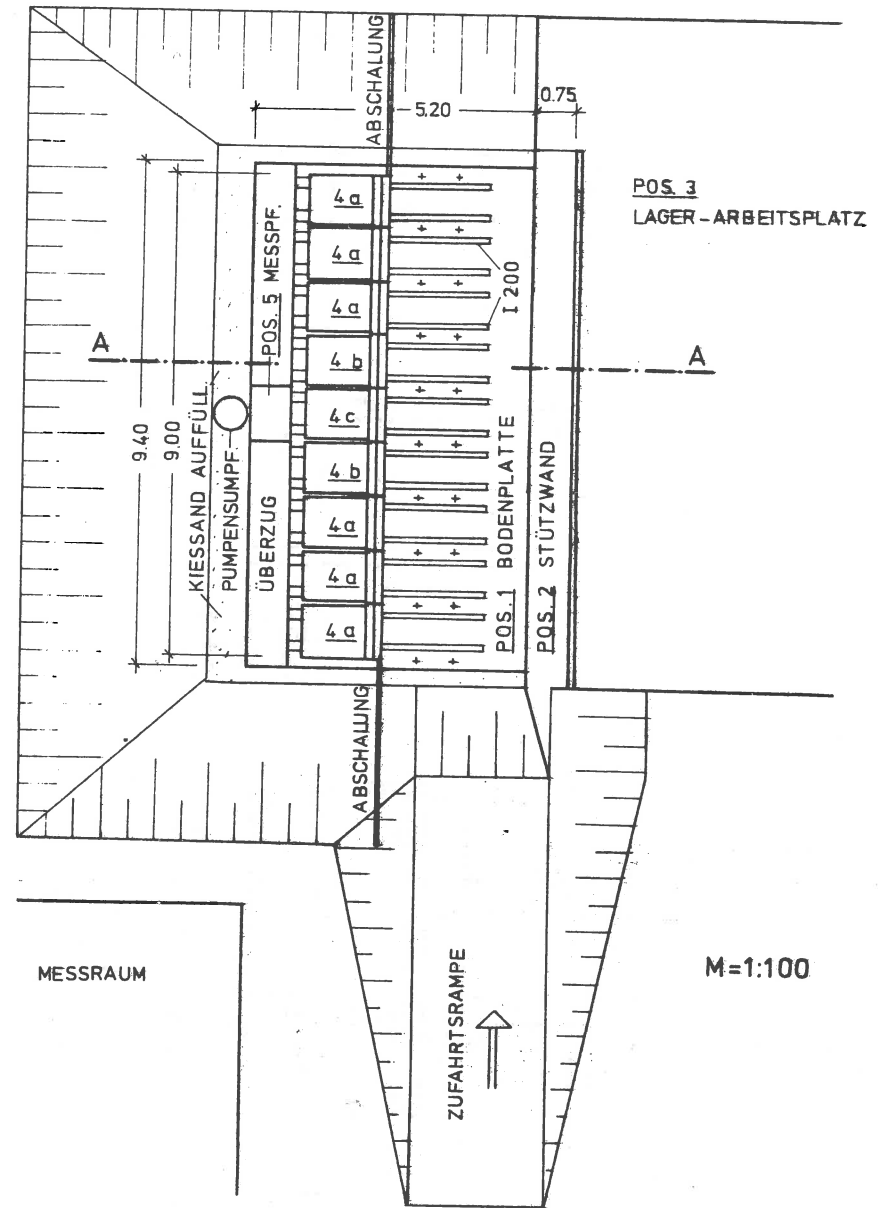
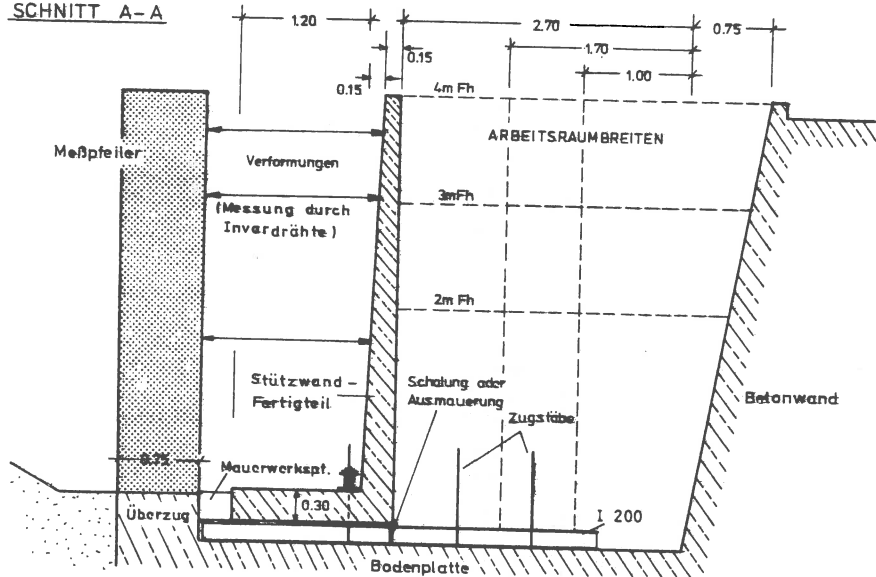


Bild 10: Draufsicht Versuchsgrube

SCHNITT A-A



ANSICHT MESSELEMENTE

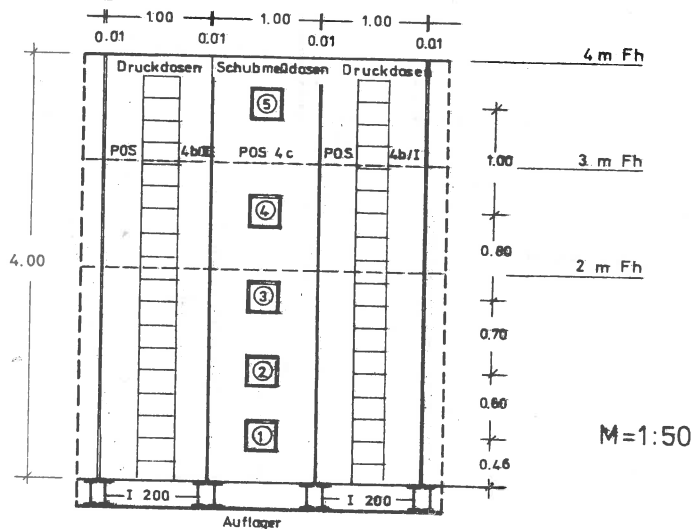


Bild 11: Querschnitt Versuchsgrube, Ansicht der Messelemente

der Spalt durch ein 5 cm breites Klebeband verschlossen. Die Kippsicherheit der Winkelstützmauer gewährleisteten einbetonierte Zugstäbe. Die Fertigteile waren mit den Zugstäben über 2 durchlaufende][-Profile und eine aufgelegte Stahlplatte verschraubt.

Den freien Raum zwischen den Stützwandelementen und der anstehenden Böschung schloß eine Holzschalung. Um ein Ausfließen - Entspannen des Bodens zwischen Fundamentplatte und Fertigteil - zu verhindern, wurde der ca. 20 cm hohe Spalt ausgemauert. Die beim Versuch auftretenden Horizontalkräfte nahmen Stahlstützen oder horizontal liegende Mauerwerkspfeiler auf und leiteten sie in den Überzug der Fundamentplatte ab.

Die Abmessungen eines Stützwand-Fertigteils sind aus Bild 11 ersichtlich. Die Bemessung erfolgte nach DIN 1045 für eine Belastung, der ein Erddruckbeiwert $K = (K_a + K_o)/2$ zugrunde lag, bei einer Auflast von 10 kN/m^2 .

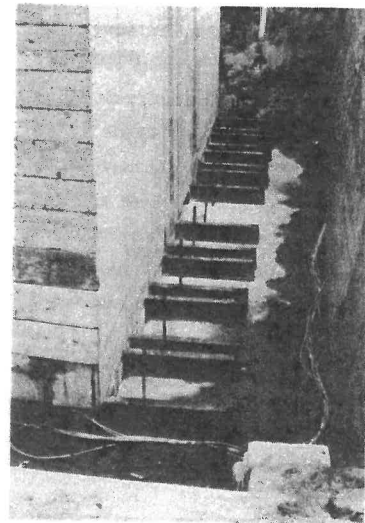


Bild 12: Blick in die Versuchsgrube

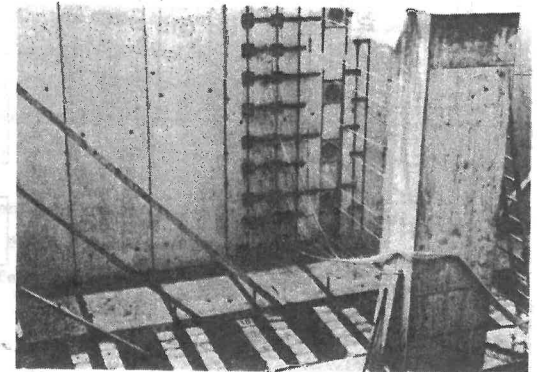


Bild 13: Rückansicht des Versuchstands

3.2 Meßeinrichtung, siehe auch Bild 11

Verwendete Meßgeber

Bei den Versuchen wurden der Erddruck auf die Stützwand, der Reibungsbeiwert zwischen Stützwand und Hinterfüllboden und die Verformung der Wand gemessen.

Zur eindimensionalen Messung von Erddruckspannungen wurden Erddruckgeber (Firmenbezeichnung: Ventilgeber) der Firma Glötzl, Type E 20/30 verwendet. Es handelt sich dabei um ein hydraulisches Meßprinzip nach einer selbsttätigen Kompensationsmethode. Mit diesen Gebern wurden bereits bei anderen Versuchsprogrammen Erfahrungen gesammelt, siehe die ausführliche Beschreibung in [9, 10].

Der Erddruck, aufgeteilt in Normal - und Schubspannung, wurde mit Schubmeßdosen (SMD), aufgebaut auf Dehnungsmeßstreifenbasis (DMS), ermittelt. Diese Dosen wurden in Zusammenarbeit mit dem Otto-Graf-Institut, Abteilung Bauphysik, der Universität Stuttgart entwickelt. Bild 14 zeigt Schnitte durch eine Dose.

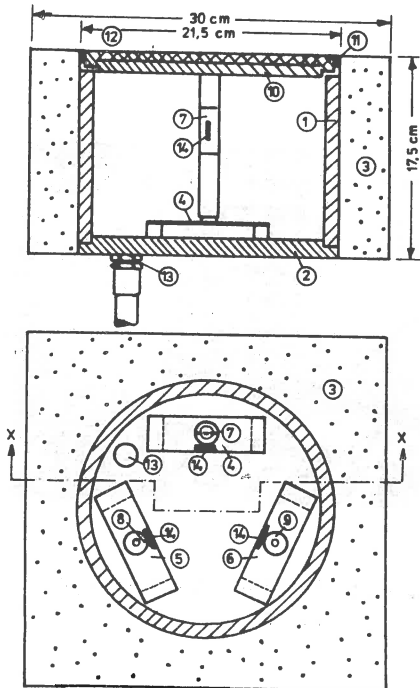


Bild 14: Schnitte durch die Schubmeßdose

- (1) Stahlzylinder
- (2) Bodenplatte
- (3) Betonwürfel
- (4) Biegebalken zur Messung
- (5) der
- (6) Horizontalkräfte
- (7) Stahlstützen zur Messung
- (8) der
- (9) Vertikalkräfte
- (10) Frontplatte
- (11) Dichtungsring
- (12) Mörtelschicht
- (13) Elektrokabel
- (14) DMS

Die Dose besteht aus einem Stahlzylinder, $\varnothing 21,5$ cm, einbetoniert in einem Betonwürfel, mit den Abmessungen $30 \times 30 \times 17,5$ cm. Der Boden des Stahlzylinders ist mit einer biegestarren Stahlplatte fest verschraubt. Die Bodenplatte bildet das Auflager für die Widerlager dreier Biegebalken, in deren Mitte je ein Kragarm, bestehend aus einem Stahlstift, befestigt ist. Am Kopfende des Kragarms wird die Abschlußplatte festgeschraubt. Die Außenseite der Frontplatte hat eine ausgefräste Vertiefung und ist mit Mörtel ausgegossen, um eine der Stützwand entsprechende Oberfläche zu erhalten. Dauerelastischer Kitt verschließt den Spalt zwischen Abschlußplatte und Betonwürfel. Eine Belastung senkrecht zur Dosenoberfläche verursacht eine Durchbiegung der Biegebalken, eine Belastung in Richtung der Dosenoberfläche eine Verformung der Kragarme. Wegen der Einzelheiten siehe [11].

Zur Messung der Wandverformung wurden potentiometrische Weggeber mit einem Meßweg von 3 cm und einem Auflösungsvermögen von $3/100$ mm verwendet.

Anordnung und Einbau der Meßgeber

Aus Symmetriegründen und um den Einfluß von Randstörungen auf den ebenen Zustand so gering wie möglich zu halten, wurden nur die drei mittleren Fertigteile der Stützwand als Meßelemente verwendet. Sie hatten die Bezeichnungen 4b/I, 4b/II und 4c. Die Elemente 4b/I und 4b/II waren auf der Erddruckseite mit je 18 Ventilgebern des vorher erwähnten Typs bestückt. Die Ventilgeber wurden bei der Herstellung der Fertigteile mit einbetoniert. Um zu vermeiden, daß sich Zwängungen im Beton auf die Geber übertragen, waren die Geber auf der einbetonierten Seite mit einem Kunststoffüberzug versehen. Der mit Sand beschichtete Kunststoffüberzug sorgte auch für einen guten Verbund zwischen Geber und Beton.

Element 4c war mit 5 Schubmeßdosen ausgerüstet. Die Schubmeßdosen waren in vorher angeordnete Aussparungen des Fertigteils eingesetzt, die Fugen zwischen dem die Meßdose umhüllenden Betonwürfel und Fertigteil mit Mörtel ausbetoniert und verfügt (Bild 15).

Die Verformungen wurden an den Elementen 4b/I und 4c gemessen. Als Bezugspunkt diente der hierfür vorgesehene Meßfeiler. Ein in verschiedenen Höhen gespannter Invardraht zwischen Rückseite der Winkelstützmauer und Meßfeiler ermöglichte die Feststellung der Wandverformung. Der Invardraht war zum Korrosionsschutz mit einem PVC-Schlauch überzogen. An der Rückseite der Fertigteile war der Draht fest montiert und wurde am Meßfeiler über eine Rolle umgelenkt und mit einer Kraft von 50 N gespannt. Ein am Invardraht befestigter Mitnehmer

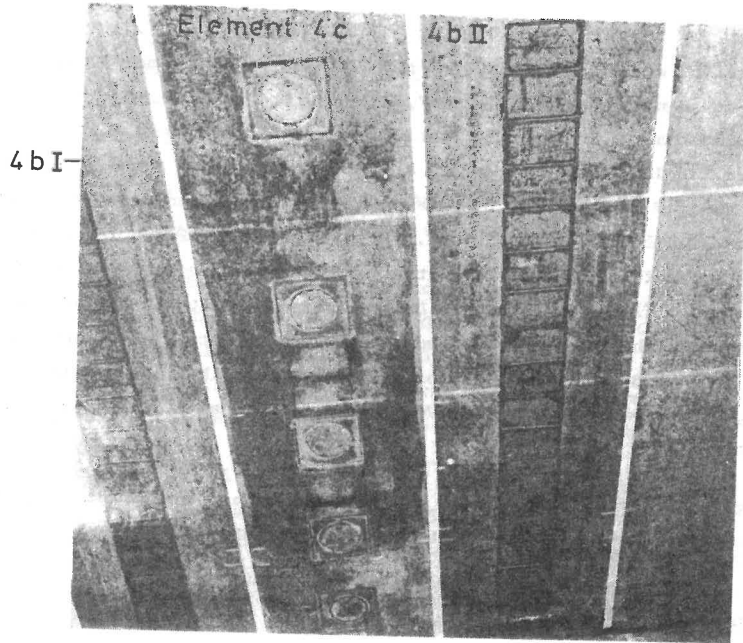


Bild 15: In die Stützwand-Fertigteile eingebaute Schubmeßdosen und Erddruckgeber, Fugen mit Klebeband verschlossen

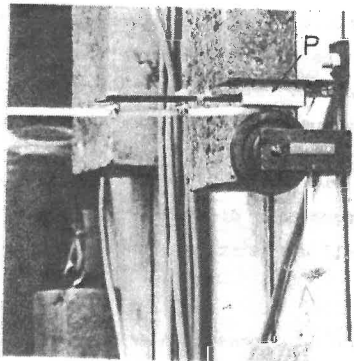


Bild 16: Am Meßpfeiler befestigtes Potentiometer (P)

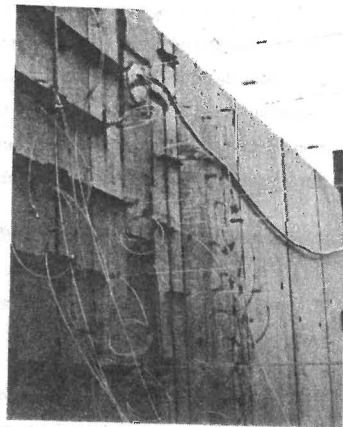


Bild 17: An der Rückseite der Stützwand befestigte Invardrähte

übertrug jede Bewegung auf ein am Meßpfeiler festgeschraubtes Potentiometer. Insgesamt waren 20 Potentiometer angeordnet (Bild 16, 17).

Erfassung der Meßdaten

Die von den einzelnen Gebern wegführenden Leitungen wurden in einem Meßraum gesammelt. An Meß- und Ablesevorrichtungen waren vorhanden;

- für die Ventilgeber: Umschaltgruppe für 46 Meßstellen, Elektropumpe mit Manometer, Meßbereich 0 - 160 kN/m²; Handpumpe mit Manometer, Meßbereich 0 - 250 kN/m²;
- für die potentiometrischen Weggeber: Umschaltgerät, Gleichstromstabilisator und ein digitales Anzeigergerät;
- für die auf DMS-Basis aufgebauten Geber: Umschaltgerät, Handwahlschalter, Meßverstärker und digitales Anzeigergerät.

Ablesevorgang: Wahl der Meßstelle am Umschaltgerät, bzw. Handwahlschalter, Ablesen des Wertes am Manometer, bzw. Digital-Voltmeter.

3.3 Durchführung der Versuche

Festlegung der Parameter "Arbeitsraumbreite" und "Verdichtungszustand"

Arbeitsraumbreite:

Als Arbeitsraumbreite wurde das Maß zwischen dem Fußpunkt der Winkelstützmauer und der gegenüberliegenden Wand definiert. Es wurden drei verschiedene Breiten untersucht: 2,70 - 1,70 - 1,00 m. Das Maß 2,70 resultiert aus der Annahme, daß eine weitere Vergrößerung der Arbeitsraumbreite keinen Einfluß auf den Erddruck der Stützmauer ausübt. Der Neigungswinkel δ der Gleitfläche des aktiven Erddruckkeils beträgt nach Coulomb $|\frac{46}{4} \pi/4 + \phi/2$. Bei einer Arbeitsraumbreite von 1,00 m schneidet die Gleitfläche die gegenüberliegende Betonwand für Werte von $\phi < 45^\circ$ (Bild 18).

Verdichtungszustand:

Es wurden, und zwar bewußt unter Baustellenbedingungen, drei verschiedene Verdichtungszustände untersucht: unverdichtet (uv), leicht verdichtet (lv), stark verdichtet (sv).

Die Verdichtung erfolgte mit Rüttelplatten. Der Aufbau eines Plattenrüttlers ist auf Bild 19 dargestellt. Eine genaue Beschreibung des Geräts erfolgt auf Seite 65.

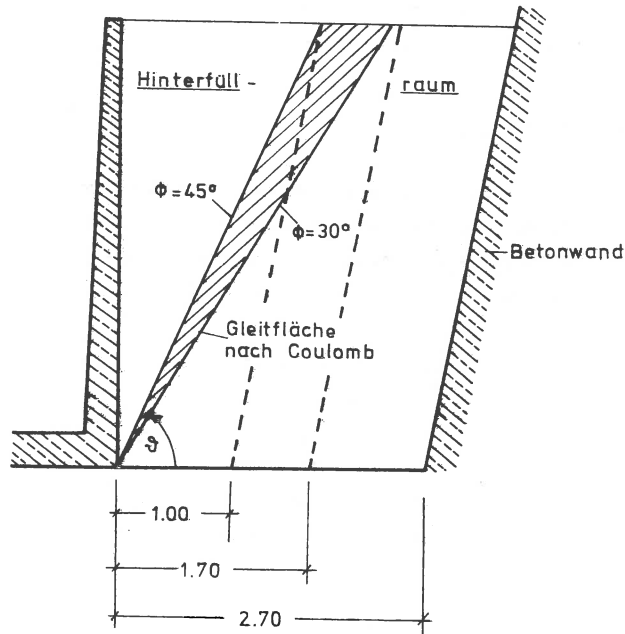


Bild 18: Hinterfüllraum in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite

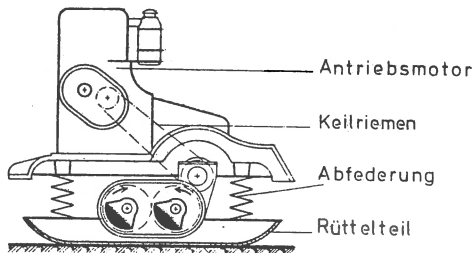


Bild 19: Aufbau eines mittelschweren Plattenrüttlers mit gegenläufigen Kreisschwingern |25|

Die Verdichtungswirkung, die ein Rüttelgerät auf den Boden ausübt, läßt sich wegen der zahlreichen Einflußfaktoren nur schwer quantifizieren. Die Einflußfaktoren beim Verdichtungsgerät sind:

- Erregerfrequenz
- Schlagkraft (Zentrifugalkraft)
- Eigengewicht
- Breite der Rüttelplatte
- Arbeitsgeschwindigkeit
- Zahl der Übergänge.

Als Maß für die Verdichtungswirkung dient die nach der Verdichtung erreichte Trockendichte. Der Proctorversuch, siehe 3.4, dient hierzu als Vergleich.

Um eine willkürliche Auswahl der Verdichtungsgeräte zu vermeiden, wurde zur Bestimmung der Leistung des Geräts eine Formel aus [50] herangezogen. Danach läßt sich die Leistung eines Geräts folgendermaßen festlegen:

$$Q = (f \cdot v \cdot t \cdot b \cdot 60) / z \tag{1}$$

Q = Leistung in m³/h

f = Leistungsfaktor (dimensionslos, abhängig von Maschinenkennwerten)

v = Arbeitsgeschwindigkeit in m/min

t = verdichtete Schütthöhe in m

b = wirksame Arbeitsraumbreite (abzüglich Überdeckung)

z = Zahl der Übergänge.

In obiger Formel wird für v die maximale Arbeitsgeschwindigkeit, für t die größte Tiefenwirkung, für z 1,0 und für f 0,7 gewählt.

Die leichte Verdichtung wurde mit einer Wacker-Vibrationsplatte BVPN 50 und die starke Verdichtung mit einer Wacker-Vibrationsplatte DVU 3001 erreicht, die folgende Kennwerte haben:

BVPN 50: Zentrifugalkraft 10 kN, Tiefenwirkung bis 30 cm, Vorlauf 15 m/min, Plattengröße 48 x 60 cm, Betriebsgewicht 61 kg, Motorleistung 2,5 PS, 5400 Schwingungen/min; Q = 75 m³/h;

DVU 3001: Zentrifugalkraft 35,5 kN; Tiefenwirkung bis 80 cm; Vorlauf 25 m/min; Plattengröße 101 x 60 cm; Betriebsgewicht 520 kg; Motorleistung 7 PS; 1865 Schwingungen/min; Q = 436 m³/h.

Q wurde nach Gleichung (1) für eine Überdeckung von 8 cm ermittelt

Zur Herstellung der verschiedenen Verdichtungszustände wurde so verfahren:
Unverdichtet: Einbau des Hinterfüllbodens in 20 cm starken Lagen und gleichzeitiges Planieren mit einem breiten Rechen.

Leicht verdichtet: Verdichtungsgerät: Vibrationsplatte BVPN 50, Einbau wie bei unverdichteter Lagerung, anschließend zweimaliger Übergang mit der Rüttelplatte.

Stark verdichtet: Verdichtungsgerät: Vibrationsplatte DVU 3001 und BVPN 50, Einbau wie bei unverdichteter Lagerung, anschließend einmaliger Übergang mit der Rüttelplatte BVPN 50, dann zweimaliger Übergang mit der Rüttelplatte DVU 3001.

Beschreibung der Versuche

Vor Versuchsbeginn wurde der Arbeitsraum bis zur Unterkante der Stützwandfertigteile mit Sand aufgefüllt, der Sand eingebnet und verdichtet. Mindestens zwei "Nullablesungen" aller Meßgeber erfolgten vor Versuchsbeginn. Hinterfüllt wurde mit einem Hydraulikbagger, ausgerüstet mit einem Greifer, in 20 cm dicken Lagen. Der gefüllte Baggergreifer öffnete sich direkt über der Oberfläche des bereits eingebauten Sandes, so daß keine Verdichtung des Sandes durch freien Fall erfolgte. Anschließend wurde mit einem breiten Rechen eingebnet. Beim Planieren der Oberfläche bewegte sich der Ausführende auf ausgelegten Holzbohlen, um den Sand durch Fußindrücke nicht zu verdichten. Je nach Art des nun erforderlichen Verdichtungszustandes erfolgte die vorher beschriebene Anzahl von Übergängen mit dem entsprechenden Verdichtungsgerät. Bei Erreichen der Füllhöhe von 4,0 m wurde die Oberfläche mit einer Folie abgedeckt und eine gleichmäßige Flächenlast von $9,5 \text{ kN/m}^2$ über die Breite der Meßelemente aufgebracht. Die Flächenlast bestand aus 2 übereinander geschichteten Betonwürfeln von $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$.

Die Werte der Meßgeber wurden abgelesen bei 2 m - 3 m - 4 m Füllhöhe, nach Aufbringen und nach Wegnahme der Flächenlast. Nach Wegnahme der Auflast wurde mit dem Entleeren der Grube begonnen. Sowohl beim Hinterfüllen als auch Entleeren der Versuchsgrube wurden an verschiedenen Stellen Proben mit dem Ausstechzylinder entnommen, um die Lagerungsdichte und den Wassergehalt festzustellen. Ferner erfolgte bei zwei Versuchen die Bestimmung der Lagerungsdichte mit der Isotopensonde.

Ein Versuch umfaßte das Auffüllen des Arbeitsraums, Aufbringen und Wegnehmen der Flächenlast, die dazugehörigen Ablesungen und Messungen sowie das Entleeren

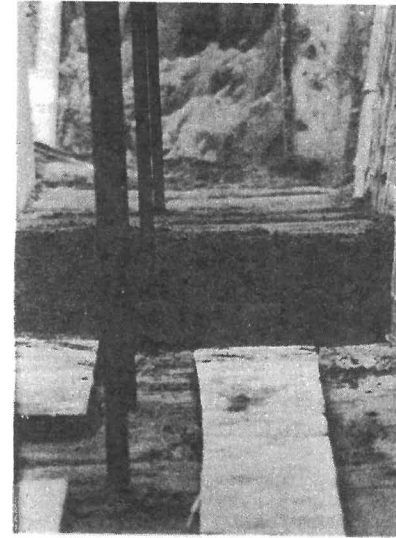


Bild 20: Lagerweiser Einbau, unverdichtete Lagerung; Stahlrohre zur Messung der Dichte mittels der Isotopensonde

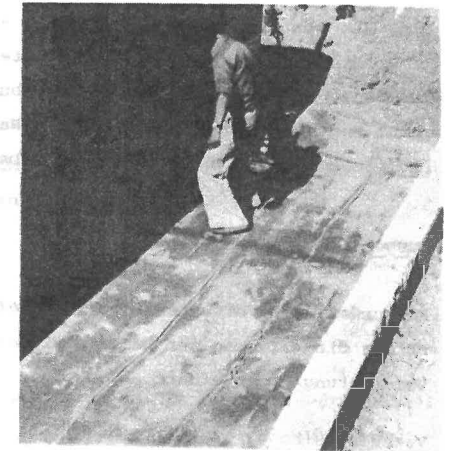


Bild 21: Leichte Verdichtung, Verdichtungsgerät BVPN 50

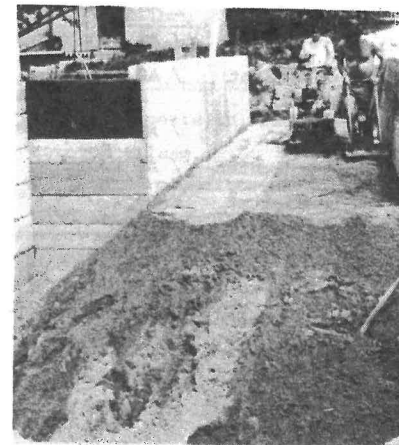


Bild 22: Starke Verdichtung, Verdichtungsgerät BVPN 50 und DVU 3001

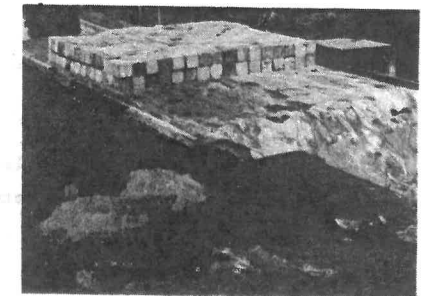


Bild 23: Versuchsstadium Auflast

der Grube. Waren für eine Arbeitsraumbreite die Versuche mit den entsprechenden Verdichtungszuständen ausgeführt, so wurden die Stützwandelemente verschoben. Mit Winden wurde ein Fertigteil angehoben, Stahlrohre auf die Widerlager (2 Profile I 200) gelegt, das Fertigteil abgelassen und nun auf Rollen verschoben. War das gewünschte Verschiebungsmaß erreicht, wurden die Rollen entfernt und das Element ausgerichtet. Nach vollendetem Umsetzen wurden die Profile aufgelegt und mit den Zugstäben verbunden.

Ausgeführte Versuche

Es wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt, eine Serie A und B. Bei Reihe B wurden die Versuche der Reihe A wiederholt und zusätzlich Versuche mit starker Verdichtung durchgeführt.

Versuchsreihe A:

1 Vorversuch / AB 2,70 m
unverdichtet / AB 2,70 m
leicht verdichtet / AB 2,70 m

unverdichtet / AB 1,70 m
leicht verdichtet / AB 1,70 m

unverdichtet / AB 1,00 m
leicht verdichtet / AB 1,00 m

Versuchsreihe B:

unverdichtet / AB 2,70 m
leicht verdichtet / AB 2,70 m
stark verdichtet / AB 2,70 m

unverdichtet / AB 1,70 m
leicht verdichtet / AB 1,70 m
stark verdichtet / AB 1,70 m

unverdichtet / AB 1,00 m
leicht verdichtet / AB 1,00 m
stark verdichtet / AB 1,00 m

AB = Arbeitsraumbreite

Vor Beginn der Versuche wurden alle Stützwandelemente mehrmals um 3 cm am Kopfpunkt ausgelenkt, um zu gewährleisten, daß sich der Beton im Zustand II befand (gerissene Zugzone).

3.4 H I N T E R F Ü L L B O D E N

Allgemeines

Bei dem verwendeten Boden handelt es sich um Rheinsand 0-2 mm, Entnahmestelle Forchheim. Folgende Bodenkennwerte wurden untersucht:

- Kornverteilung
- Lagerungsdichte
- Wandreibungswinkel
- Scherfestigkeit.

Da die Erddruckversuche im Freien stattfanden, mußte mit feuchtem Sand gearbeitet werden. Der mittlere Wassergehalt betrug zwischen 5 - 6 %. Bei feuchtem Sand tritt das Phänomen der "scheinbaren Kohäsion" auf. Mit Ausnahme der Kornverteilung werden die oben genannten Parameter von der scheinbaren Kohäsion mehr oder minder beeinflusst. Näheres siehe |12, 13|.

Kornverteilung

Vor Durchführung und nach Abschluß der Versuche wurden mehrere Sieblinien des Sandes aufgestellt. Dabei ergab sich einheitlich die in Bild 24 dargestellte Kornverteilung.

Ungleichförmigkeitszahl: $U = d_{60}/d_{10} = 2,36;$

Kornverteilungszahl: $U' = d_{30}/(d_{10} \cdot d_{60}) = 0,95;$

Beurteilung: gleichkörnig, eng gestuft.

Lagerungsdichte

Der Erddruck sollte in Abhängigkeit von der Verdichtung untersucht werden. Die Lagerungsdichte gilt als das Ergebnis der aufgebrachten Verdichtungsarbeit. Daher ist es notwendig, die Dichte möglichst genau zu bestimmen. Als Kennwert für die Dichte dient hier die Wichte γ .

Dichteste und lockerste Lagerung

Die Feststellung der dichtesten und lockersten Lagerung nach Schultze/Muhs |14| erfolgte vor Versuchsbeginn und nach Abschluß der Versuche.

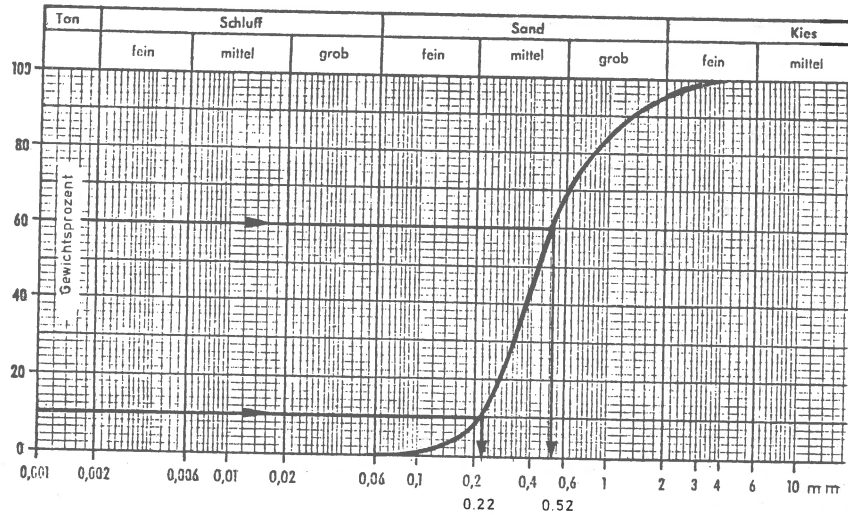


Bild 24: Kornverteilung - Klassifikation nach DIN 4022

Ergebnisse:

Lockerste Lagerung: $\gamma_d = 15,05 \text{ kN/m}^3$; max n = 43,3 %; max e = 0,76;
 Dichteste Lagerung: $\gamma_d = 17,85 \text{ kN/m}^3$; min n = 32,7 %; min e = 0,48;
 Verdichtungsfähigkeit: $D_f = (\text{max e} - \text{min e}) / \text{min e} = 0,57$;

Proctordichte

Der Proctorversuch ist in DIN 18127 [15] beschrieben und dient dem Zweck, die Verdichtbarkeit von Böden als Funktion des Wassergehalts festzustellen. Nun ist bekannt, daß ein gleichkörniger Sand bei seiner Verdichtung vom Wassergehalt ziemlich unabhängig ist; es ergibt sich eine anomale Proctorkurve (Bild 25). Der Versuch wurde jedoch auch mit trockenem Sand durchgeführt, um einen Vergleich der Dichte von trockenem - feuchtem Sand zu haben. Es zeigte sich, daß die Dichte des feuchten Sandes die Dichte des trockenen Sandes weit unterschritt. Die Ursache ist die schon erwähnte scheinbare Kohäsion. Bei feuchtem Sand bedarf es also einer größeren Verdichtungsarbeit, um Dichten wie bei trockenem Sand zu erreichen.

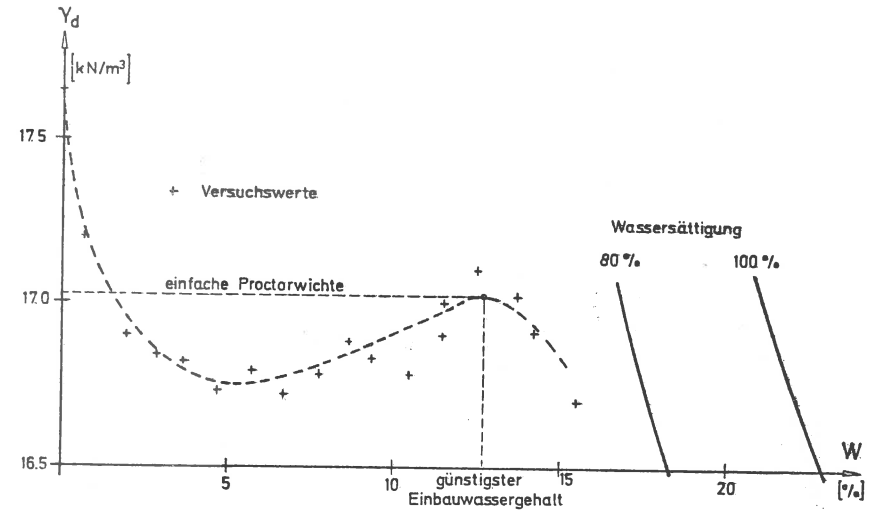


Bild 25: Einfacher Proctorversuch

Wandreibungswinkel δ

Bei den einzelnen Versuchen wurde die Wandschubspannung gemessen. Um in etwa beurteilen zu können, ob die gemessenen Schubspannungen der Wirklichkeit entsprechen, wurden "direkte Scherversuche" durchgeführt, siehe [14]. Das Unterteil des Scherkastens war ausbetoniert und die Betonoberfläche geglättet, entsprechend der Stützwandoberfläche.

Versuche und Ergebnisse (Bild 26):

Vers.-Nr.:	w %	Normalbel. kN/m^2	γ / γ_d kN/m^3	δ Grad
1	0	400	15,7	30,4
2	0	200	15,8	29,6
3	5,7	400	15,9/15,1	28,5
4	5,4	200	15,4/14,6	28,4

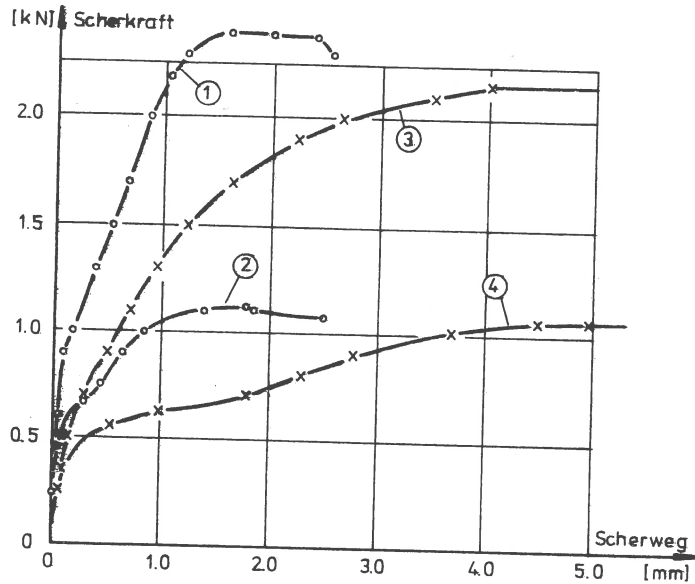


Bild 26: Direkte Scherversuche zur Bestimmung von δ

In den Ergebnissen zeigt sich keine Abhängigkeit von der Normalbelastung. Im Mittel ergibt sich: trockener Sand: $\tan \delta = 0,577$; $\delta = 30,0^\circ$;
 feuchter Sand: $\tan \delta = 0,543$; $\delta = 28,5^\circ$;
 Der Einfluß des Wassergehalts ist, wie zu erwarten, gering.

Scherfestigkeit

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte dienten Triaxial-Versuche [14], für trockenen Sand drainierte, für feuchten Sand konsolidierte, undrainierte (Probendurchmesser 10 cm, Probenhöhe 20 cm). Die Ergebnisse für trockenen Sand sind zum Teil aus [16] entnommen, da es sich hier um denselben Sand und dieselbe Entnahmestelle handelt.

Trockener Sand:

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 27 dargestellt. Es läßt sich der in [47] angegebene Zusammenhang aufstellen: $e \cdot \tan \phi = \text{const}$

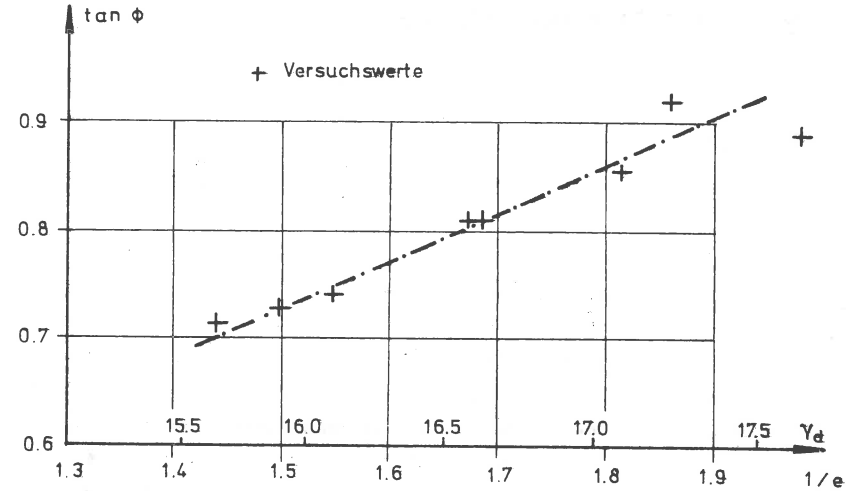


Bild 27: Abhängigkeit des Scherwinkels ϕ' von der Trockenwichte γ_d und der Porenzahl e

Feuchter Sand:

Hier wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt.

1. Versuchsreihe: $\gamma_d = 14,5 \text{ kN/m}^3$; $w = 5 \%$;
 $\sigma_3 = 25 - 50 - 100 \text{ kN/m}^2$;
 Ergebnis: $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0$.

2. Versuchsreihe: $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$; $w = 5 \%$;
 $\sigma_3 = 25 - 50 - 100 \text{ kN/m}^2$;
 Ergebnis: $\phi' = 33,5^\circ$; $c' = 3,1 \text{ kN/m}^2$.

Zur Durchführung von Vergleichsrechnungen werden folgende Bodenkennwerte festgelegt:

$\gamma_d = 14,5 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 26,0^\circ$; $c' = 0$;
 $\gamma_d = 15,5 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 30,0^\circ$; $c' = 0$;
 $\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 34,0^\circ$; $c' = 0$;

Dies sind in etwa die bei den Versuchen erzielten Wichten.

Die Kohäsion bleibt unberücksichtigt, da sie sich bei Hinterfüllvorgängen in den oberen Bodenlagen nicht ausbilden kann und im Einflußbereich des Verdichtungsgeräts aufgehoben wird.

4. Versuchsergebnisse

4.1 Vorbemerkungen

Allgemeines

Es handelt sich um großmaßstäbliche Versuche, die Versuchsdurchführung fand im Freien statt und der Versuchsstand war nicht überdacht. Die Bedingungen waren also praxisnah und baustellenähnlich. Somit lassen sich die Ergebnisse auf ähnliche Bauwerke in der Praxis übertragen, was bei Ergebnissen, die aus kleinmaßstäblichen Versuchen resultieren, wegen des unbekanntes Modellgesetzes nicht ohne weiteres der Fall ist. Diesem Vorteil steht der Nachteil gegenüber, daß die Witterungseinflüsse sich auf einzelne Meßergebnisse auswirken, z.B.: Schwanken des Wassergehalts während der Versuchsdurchführung, Temperaturabhängigkeit einzelner Geber, ungewollte Verformungen der Wand. Diese Einflüsse sind in Anlage 1 näher untersucht.

Beim Auftragen der Spannungen über die Wandhöhe wird aus den Ergebnissen der Ventilgeber von 4b/I und 4b/II ein Mittelwert gebildet. Über die Wandhöhe ist der Anfangswert der Spannungen, Kote ± 0 = Unterkante Stützwand-Fertigteil, unbekannt. Der Anfangswert für den Erddruck der Ventilgeber wird gleich dem Wert des ersten Erddruckgebers, Kote $+ 0,105$ m, gesetzt. Der Endwert bei $2 \text{ m} - 3 \text{ m} - 4 \text{ m}$ Füllhöhe beträgt 0.

Die unterste Schubmeßdose war bei Kote $+ 0,46$ m eingebaut (Bild 11). Der Anfangswert (Kote $\pm 0,0$) der Normal- und Schubspannung bleibt daher unbekannt. Die Darstellung des Normal- und Schubspannungsverlaufs über die Wandhöhe erfolgt nur innerhalb des Bereichs der eingebauten Meßdosen. Die einzelnen Werte der Meßpunkte werden geradlinig miteinander verbunden.

Zur Ermittlung der resultierenden Kraft und der Berechnung der Erddruckbeiwerte werden die Ergebnisse der Ventilgeber herangezogen, da hier ein über die Wandhöhe vollständiges Meßprofil vorliegt.

Bei den Versuchsergebnissen wird jeweils die zu einer bestimmten Füllhöhe gehörige mittlere Wandverschiebung v_m angegeben (Bild 28). Das bedeutet eine Wandverformung wie bei einer biegestarren Wand mit Fußpunktdrehung. Die tat-

sächliche Biegelinie ist ebenfalls in Bild 28 eingezeichnet. Sie resultiert aus einer Knotenpunktsverdrehung, eventuellen Stützensenkung und Verformung des Kragarms. Die Meßgenauigkeit der Potentiometer - teilweise verursacht durch äußere Einflüsse - erlaubte nicht die Feststellung der genauen Biegelinie.

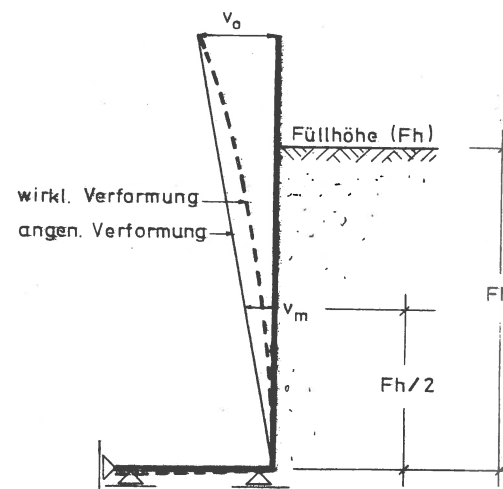


Bild 28: Wirkliche und angenommene Wandverformung

Ergebnisse der Messungen zur Bestimmung der Dichte

Die Bestimmung der Dichte erfolgte bei den einzelnen Versuchen mit Ausstechzylindern, außerdem bei zwei Versuchen mit der Isotopensonde. Mit den Ausstechzylindern wurden die Proben während des Einfüllens und Entleerens der Versuchsröhre bei jeweils verschiedenen Füllhöhen entnommen. Damit ließen sich die Feuchtdichte, Trockendichte und der Wassergehalt bestimmen.

Die Isotopenmessung wurde mit der Tiefensonde [14] für die Versuche mit unverdichteter und leicht verdichteter Lagerung ausgeführt. 4,5 m lange Stahlrohre wurden bei einer Füllhöhe von 2 m in den Sand eingetrieben und verblieben beim weiteren Hinterfüllen im Boden. Die Dichte wurde nach Aufbringen der Auflast gemessen. Über die Höhe erfolgte die Messung im Abstand von 50 cm. Bild 29 zeigt die Anordnung der eingebauten Rohre, siehe auch Bild 20.

Draufsicht Versuchsstand

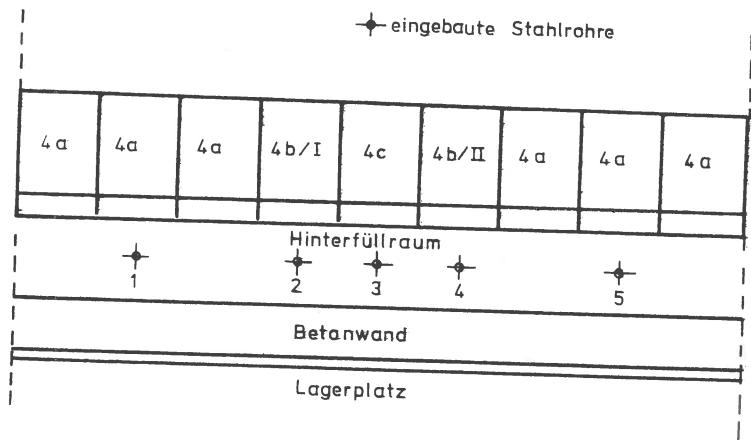


Bild 29: Anordnung der Stahlrohre zur Messung der Dichte mittels der Isotopensonde (Tiefensonde)

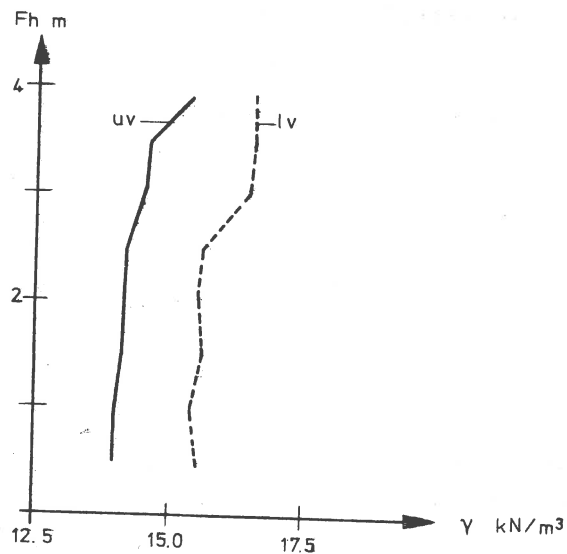


Bild 30: Verlauf der Wichte über die Wandhöhe, Versuchsstadium "Auflast"

Ein Vergleich der Ergebnisse der Ausstechmethode mit den mittels Isotopensonde gewonnenen zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Dichtebestimmung mit der Isotopensonde hat den Vorteil, daß sich der Verlauf der Dichte über die Wandhöhe feststellen läßt (Bild 30).

Es zeigt sich eine deutliche Zunahme der Dichte bei Aufbringen der Auflast, sowohl bei den Versuchen im unverdichteten wie im leicht verdichteten Sand [48].

Die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind in Tabelle 1, Anlage 2 dargestellt. Im Mittel ergeben sich für die verschiedenen Verdichtungs Zustände die in folgender Tabelle dargestellten Werte. Für die bezogene Lagerungsdichte I_D und den Verdichtungsgrad D_{Pr} werden die fehlenden Werte $\max e$, $\min e$ und γ_{Pr} aus 3.4 übernommen.

Versuch	γ kN/m ³	γ_d kN/m ³	w %	n %	e	I_D	D_{Pr} %
unverdichtet	14,9	14,1	5,19	0,47	0,89	-0,46	83
leicht verdichtet	16,0	15,3	5,11	0,42	0,72	0,14	90
stark verdichtet	17,5	16,7	5,37	0,37	0,59	0,61	98

Bei unverdichteter Lagerung ergibt sich ein negativer I_D -Wert. Der Grund liegt darin, daß sich bei feuchtem Sand infolge der scheinbaren Kohäsion eine kleinere Dichte ergibt als bei ofentrockenem Sand im Labor.

Übersicht über die Ergebnisse der einzelnen Versuche

Die Meßelemente 4b/I und II waren mit je 18 Erddruckgebern versehen, Element 4c mit 5 Schubmeßdosens. Die Tabellen 1 und 2 in Anlage 2 enthalten die Ergebnisse der einzelnen Versuche.

In Tabelle 1 sind jeweils der resultierende Erddruck, der Angriffspunkt der Erddruckkraft und die mittlere Wandverformung eingetragen; in Zeile 4 dann die Mittelbildung von 4b/I und II. Die beiden letzten Spalten enthalten die mittlere gemessene Wichte und den Wassergehalt des Bodens.

Tabelle 2 gibt folgende Ergebnisse der Reihe nach wieder: Erddruckkraft, Angriffspunkt der Erddruckkraft, Wandverformung, Wandreibungswinkel und Kragmoment.

Es handelt sich dabei um eine Mittelbildung der Ergebnisse von Reihe A und B. Die Erddruckkraft und der Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft sind das Mittel aus den Messungen von 4b/I und II. Der Wandreibungswinkel δ ergibt sich aus dem Verhältnis der Tangential- zur Normalspannung. Es wird über die Wandhöhe ein Mittelwert aus den Ergebnissen aller Meßstellen gebildet.

4.2 Erddruck in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite

Allgemeines

Für die verschiedenen Verdichtungszustände wird der Erddruck in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite betrachtet. Die Arbeitsraumbreite ist das Maß zwischen Unterkante Stützwand und gegenüberliegender Betonmauer, für das die Werte 1,0 - 1,7 - 2,7 m gewählt wurden.

Bei den Versuchen wurde beobachtet, daß die Wandverformungen bei gleicher Verdichtung mit abnehmender Arbeitsraumbreite anstiegen. Der Zuwachs besteht aus einer Parallelverschiebung der Wand. Eine Parallelverschiebung der Stützwandelemente kann jedoch nur erfolgen, wenn die horizontalen Auflager nachgeben.

Die Stützwand-Fertigteile lagerten auf 2 I-Trägern und wurden auf diesen verschoben, um die gewünschte Arbeitsraumbreite zu erhalten. Die beim Versuch auftretenden Horizontalkräfte nahmen Mauerwerkspfeiler (Versuche mit 2,7 und 1,7 m Arbeitsraumbreite) oder Stahlstützen (Versuche mit der Arbeitsraumbreite 1,0 m) auf und leiteten sie in den Überzug der Fundamentplatte ab. Die Länge der Mauerwerkspfeiler bzw. Stahlstützen betrug 0,22 - 1,22 - 1,92 m für die Versuche 2,7 - 1,7 - 1,0 m. Durch die Einleitung der Kraft in die Stahlstützen bzw. Mauerwerkspfeiler fand eine elastische Längenänderung $\Delta l = P \cdot l / E \cdot F$ statt, die trotz der verschiedenen E-Moduli hier infolge der großen Länge und kleinen Querschnittsfläche der Stahlstützen bei diesen größer war, als bei den Mauerwerkspfeilern. Verwendet wurden Rüststützen, $\varnothing 60,5$ mm, $t = 5$ mm. Die Mauerwerkspfeiler bestanden aus Betonwürfeln mit den Abmessungen 20 x 20 x 20 cm. Eine wesentliche Ursache ist ferner darin zu sehen, daß bei Belastung der Rüststützen eine gewisse Nachgiebigkeit im Gewindeteil zwischen innerem und äußerem Stahlrohr der Stütze stattfand.

Unverdichtet (uv)

Bild 31

Es zeigt sich kein großer Unterschied sowohl in der Größe als auch im Verlauf der Erddruckfigur in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite. Für alle Arbeitsraumbreiten kann eine dreieckförmige Erddruckfigur zugrunde gelegt werden. Lediglich bei einer Breite von 1,0 m macht sich mit zunehmender Hinterfüllhöhe ein langsames Anwachsen der Spannungen gegenüber 2,7 und 1,7 m bemerkbar. Der Unterschied wird hervorgerufen durch die kleinere Arbeitsraumbreite und weniger durch die Parallelverschiebung der Wand, da bei 2 und 3 m Füllhöhe keine Abweichung vorhanden ist. Die Erddruckspannungen überschreiten an der Oberfläche die Erdruhedruckspannungen und nähern sich mit anwachsender Tiefe den aktiven Erddruckspannungen.

Leicht verdichtet (lv)

Bild 32

Die Belastungsfiguren sind einander ähnlich. An der Oberfläche erfolgt ein rasches Ansteigen der Spannungen auf den Wert von ca. 6 kN/m^2 . Dieser Wert bleibt über nahezu die Hälfte der Füllhöhe konstant und nimmt nun je nach Arbeitsraumbreite mit der Tiefe stärker zu. Diese Spannungsverteilung stimmt bei 4 m Füllhöhe genau, zeigt jedoch bei kleineren Füllhöhen gewisse Abweichungen.

Die Gegenüberstellung der Wandverformungen ergibt bei einer Arbeitsraumbreite von 1,0 m eine zusätzliche Parallelverschiebung der Wand, wie vorher beschrieben. Nur geringe Unterschiede weisen die Verformungen bei 1,7 und 2,7 m auf. Während sich der geringe Unterschied in der Größe und im Verlauf der Erddruckspannungen bei der Lagerungsdichte "unverdichtet" hauptsächlich auf die kleinere Arbeitsraumbreite zurückführen läßt, ist hier der Einfluß der Parallelverschiebung maßgebend. Die Parallelverschiebung der Wand ermöglicht eine Entspannung des Bodens, die bei einer ausschließlichen Verformung des Kragarms nicht stattfindet. Ein Rückgang der Spannung vom Ruhe- auf den aktiven Erddruck beginnt bei einer Parallelverschiebung der Wand am Fußpunkt und pflanzt sich nach oben hin fort. Bei dichter Lagerung genügt eine relativ geringe Wandbewegung, um eine Entspannung des Bodens zu bewirken [1]. Auch hier überschreiten an der Oberfläche bis zu einer Tiefe von ca. 0,6 m die Spannungen den Wert $K_0 \cdot \gamma \cdot z$, nähern sich jedoch dann rasch den aktiven Erddruckspannungen.

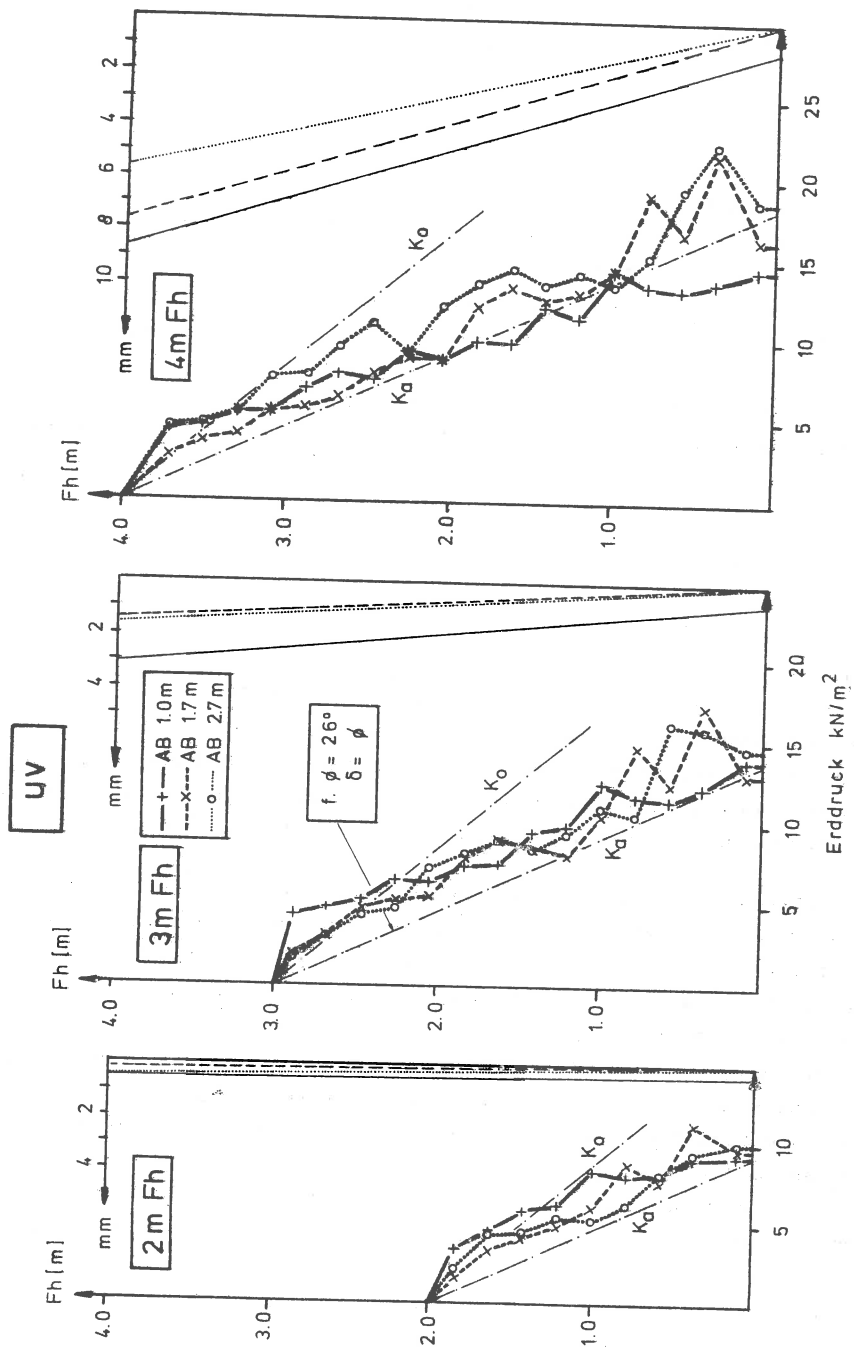


Bild 31: Vergleich der verschiedenen Arbeitsraumbreiten, Erddruck - Wandverformung

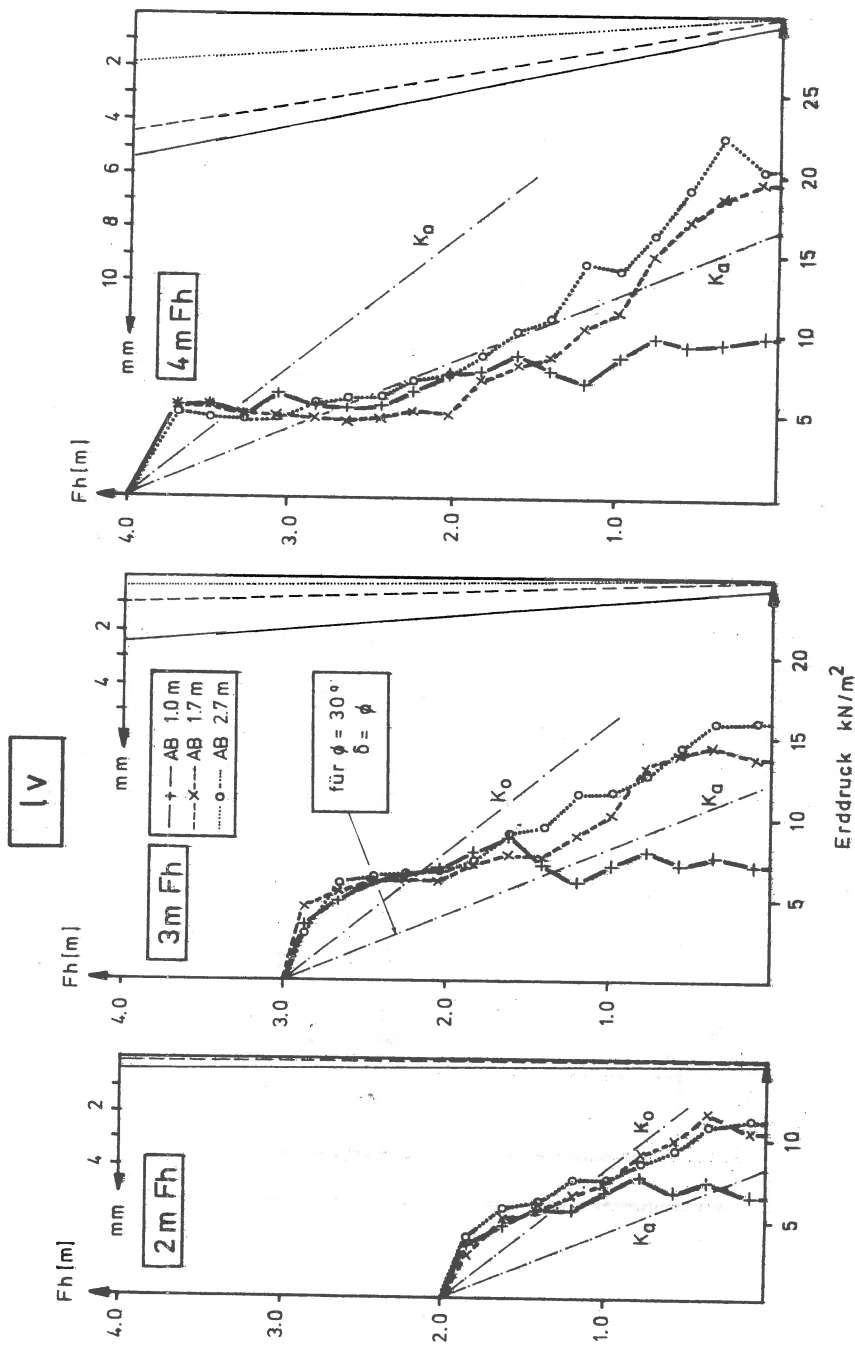


Bild 32: Vergleich der verschiedenen Arbeitsraumbreiten, Erddruck - Wandverformung

Stark verdichtet (sv)

Bild 33

Der Erddruck auf die Stützwand ist für die Arbeitsraumbreiten 1,7 und 2,7 m gleich. Die Belastungsbilder bei 2 m und 4 m Füllhöhe zeigen jedoch starke Unterschiede. Gemeinsam ist ihnen ein starkes und sofortiges Anwachsen der Spannungen an der Oberfläche bis auf 20 kN/m^2 . Bei 2 m Füllhöhe nehmen die Spannungen dann geringfügig mit der Tiefe zu, so daß sich eine trapezförmige Erd-druckfigur ergibt. Bei 4 m Füllhöhe nimmt die Spannung bis auf 7 kN/m^2 ab und wächst anschließend immer stärker mit der Tiefe an, bis auf 60 kN/m^2 . Das Belastungsbild bei 3 m Füllhöhe zeigt einen Übergang zwischen den beiden vorher geschilderten.

Zusammenfassung: einer horizontalen Verspannung des Bodens im oberen Füllhöhenbereich folgt mit zunehmender Hinterfüllung und Wandverformung eine Entspannung und wiederum eine Verspannung im Fußbereich der Wand.

Für die Arbeitsraumbreite 1,0 m fehlt die Verspannung des Bodens im unteren Teil der Stützmauer. Betrachtet man die Verformungen, so ergibt sich für die Arbeitsraumbreite 1,0 m eine zusätzliche Parallelverschiebung der Elemente. Das ist die Ursache, warum für die Breite 1,0 m keine abermalige Verspannung des Bodens im Fußbereich erfolgt. Die Erklärung bekommt man, wenn die Verschiebungsmöglichkeit der Wand betrachtet wird, näherungsweise dargestellt in Bild 34.

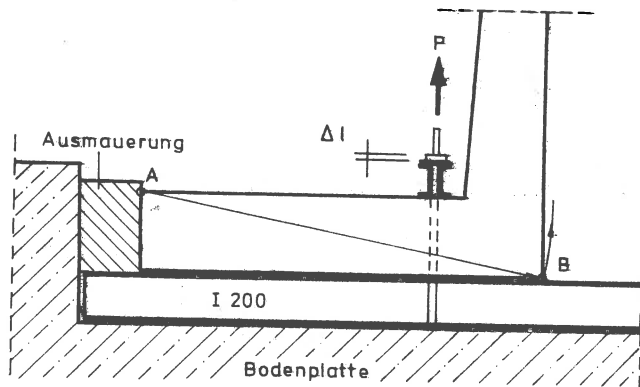


Bild 34: Näherungsweise Darstellung des Kippvorgangs der Stützwand

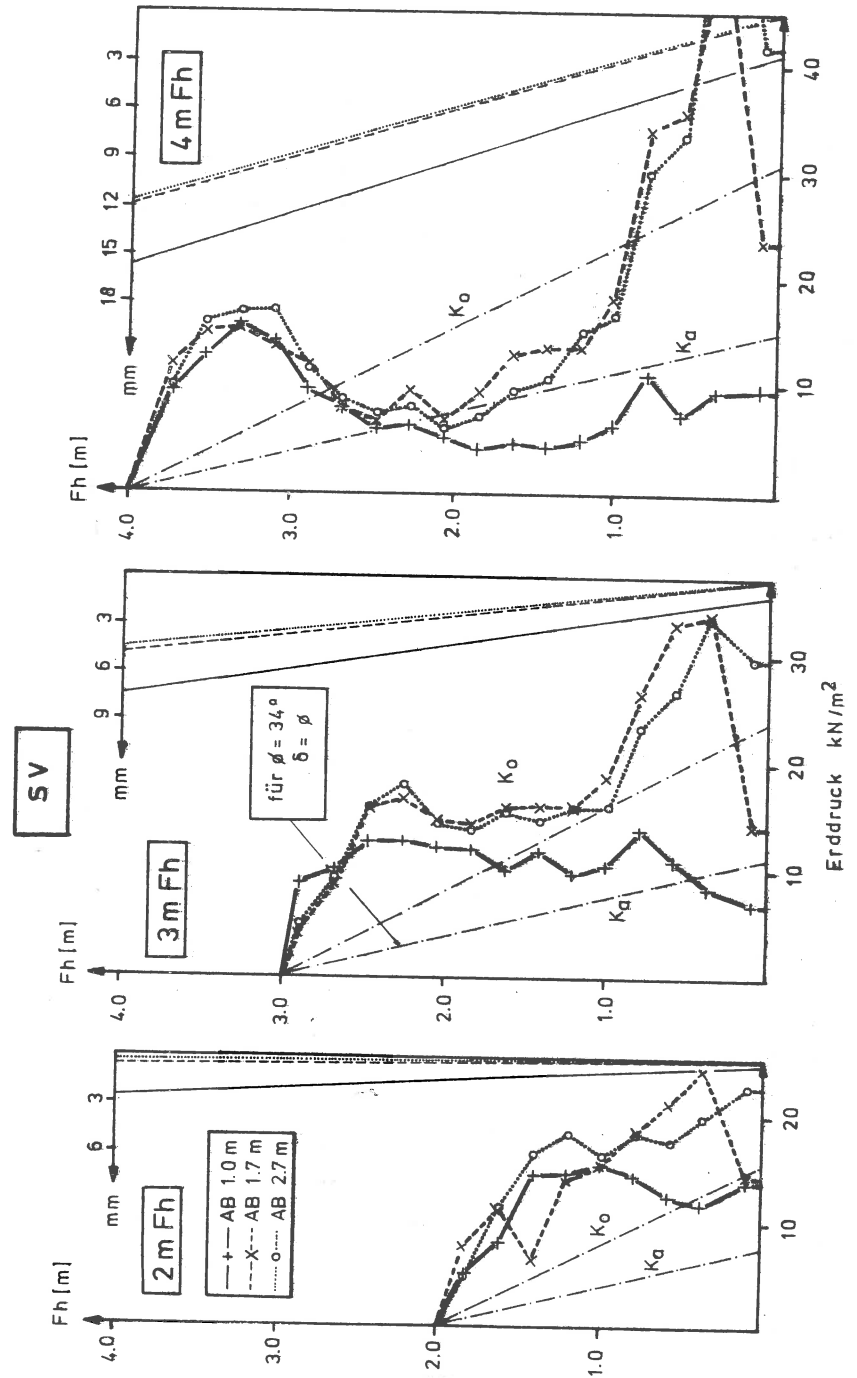


Bild 33: Vergleich der verschiedenen Arbeitsraumbreiten, Erddruck - Wandverformung

Die horizontale Abstützung der Elemente für die Arbeitsraumbreiten 1,7 und 2,7 m bestand aus Betonwürfeln. Der Drehpunkt beim Kippen der Elemente ist annähernd durch den Punkt A gegeben. Wenn nun eine Drehung der Wand um den Punkt A erfolgt, wird die Unterkante der Elemente (Punkt B) gegen das Erdreich gedrückt und ruft in dem sehr dicht gelagerten Sand einen Erdwiderstand hervor. Das Kippen der Wand erfolgt ausschließlich bei dem Versuch "stark verdichtet" durch den nach oben verschobenen Angriffspunkt der Erddruckresultierenden und durch eine starke Abminderung der Wandschubspannungen im Einflußbereich des Verdichtungsgeräts, siehe 5.3. Die einbetonierten Zugstäbe verhindern zwar größere Kippbewegungen, durch die zusätzliche Krafteinleitung wird aber eine Stabverlängerung bewirkt.

Zusammenfassung

Bei den hier untersuchten Arbeitsraumbreiten von 1,0 - 1,7 - 2,7 m und einer maximalen Füllhöhe von 4 m ist der Einfluß der Breite auf den Erddruck, bei gleichen horizontalen Lagerbedingungen, gering. Es kann sein, daß die Differenz der verschiedenen Breiten zu klein gewählt wurde, doch wird in der Praxis eine Arbeitsraumbreite unter 1,0 m selten auftreten.

Wenn man die Parallelverschiebung unberücksichtigt läßt und die Gültigkeit der Coulombschen Erddrucktheorie voraussetzt, schneidet die Bruchfuge bei lockerer Lagerung infolge des kleineren Scherwinkels ϕ die gegenüberliegende Betonwand bei einer kleineren Höhe als bei verdichteter Lagerung. Mit zunehmender Füllhöhe, hier über die 4 m hinaus, macht sich der Einfluß der Arbeitsraumbreite stärker bemerkbar.

Es zeigt sich deutlich, daß der Erddruck infolge Verdichtung unabhängig von der Arbeitsraumbreite ist. Abweichungen der verschiedenen Belastungsbilder beruhen auf den unterschiedlichen Wandverformungen, hervorgerufen durch die verschiedenen horizontalen Lagerbedingungen, oder bei lockerer Lagerung auf der kleineren Arbeitsraumbreite.

4.3 Erddruck in Abhängigkeit von der Verdichtung

Ausgehend von den Ergebnissen des Kapitels 4.2, wonach der Erddruck infolge Verdichtung unabhängig von der Arbeitsraumbreite und der Einfluß der Breite auf den Erddruck bei gleichen horizontalen Lagerbedingungen gering ist, werden die Meßergebnisse der Versuche mit der Arbeitsraumbreite 2,7 und 1,7 m zu einem Mittelwert zusammengefaßt. Die Ergebnisse der Versuche mit der Arbeitsraumbreite 1,0 m bleiben unberücksichtigt, da hier eine unterschiedliche horizontale Lagerbedingung der Wandelemente vorlag, die gegenüber den anderen Versuchen eine größere Wandverschiebung erlaubte.

4.3.1 Normalspannung in Abhängigkeit von der Verdichtung

Bild 35 bis 38

Ergebnisse der eindimensionalen Erddruckgeber

Bild 35 und 36

Während sich bei den Versuchen "unverdichtet - leicht verdichtet" nur eine geringe Abweichung zeigt, ergibt die starke Verdichtung sowohl in der Größe, als auch im Verlauf der Erddruckspannungen wesentliche Unterschiede. Um einen Vergleich der Erddruckspannungen für die verschiedenen Verdichtungsstände durchführen zu können, ist zu beachten, daß beim Versuch mit stark verdichteter Lagerung und 3 m - 4 m Füllhöhe der Drehpunkt der Wand nicht mit der Unterkante des Stützwand-Fertigteils gleichzusetzen ist, siehe 4.2. Wenn man für diesen Versuch die korrigierten Werte betrachtet, so daß keine abermalige Spannungserhöhung im Fußbereich der Wand erfolgt, zeigt sich folgender Einfluß der Verdichtung auf den Erddruck:

- mit zunehmender Verdichtung wächst der Erddruck an der Oberfläche stärker an und erreicht einen Höchstwert;
- wenn sich beim Einbau einer Bodenlage eine Wandverformung ergibt, die ausreicht, eine Entspannung des Bodens außerhalb des Einflußbereichs des Verdichtungsgeräts zu bewirken, nimmt die Erddruckspannung nach Erreichen eines Maximums ab, bis sie die Größe der aktiven Erddruckspannung erreicht hat (Versuch stark verdichtet, 4 m Füllhöhe);

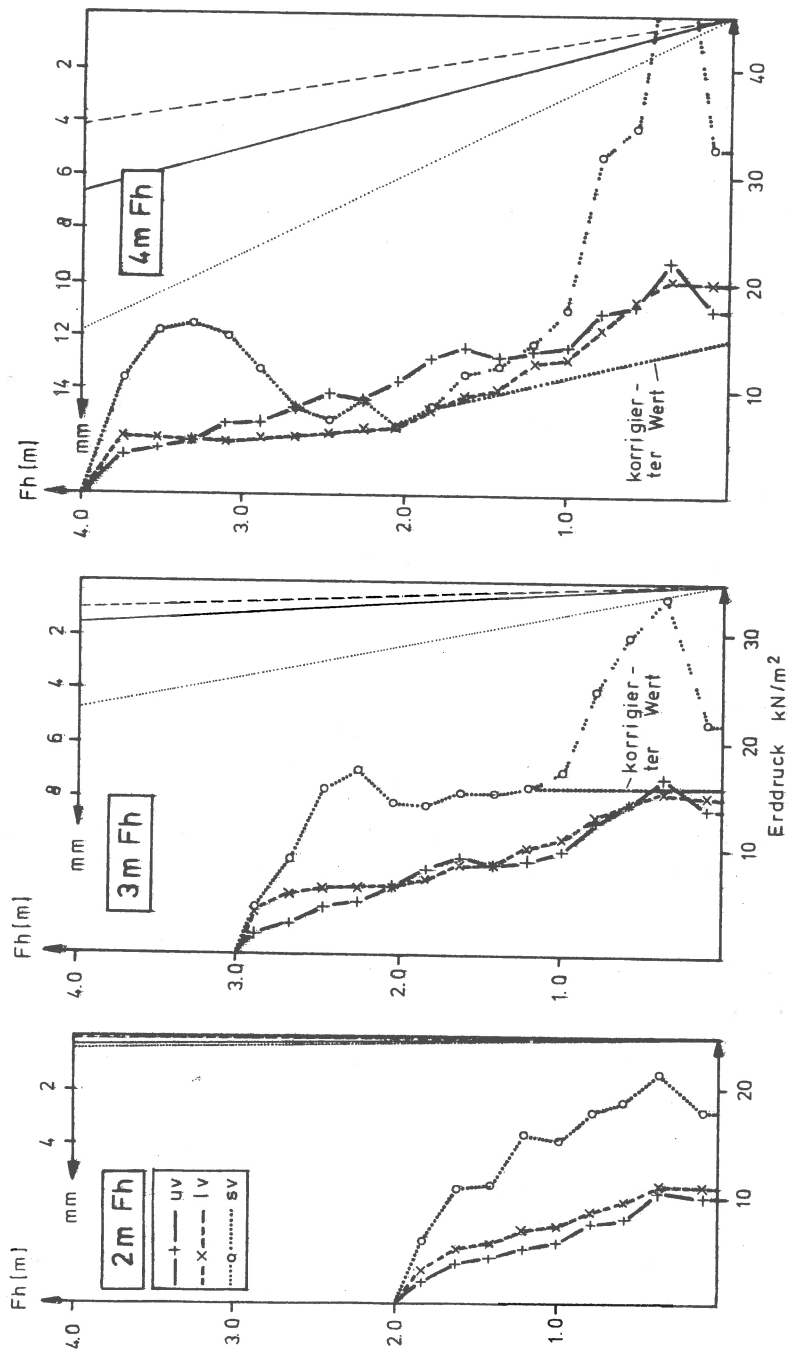


Bild 35: Erddruck in Abhängigkeit von der Verdichtung, Wandverformung

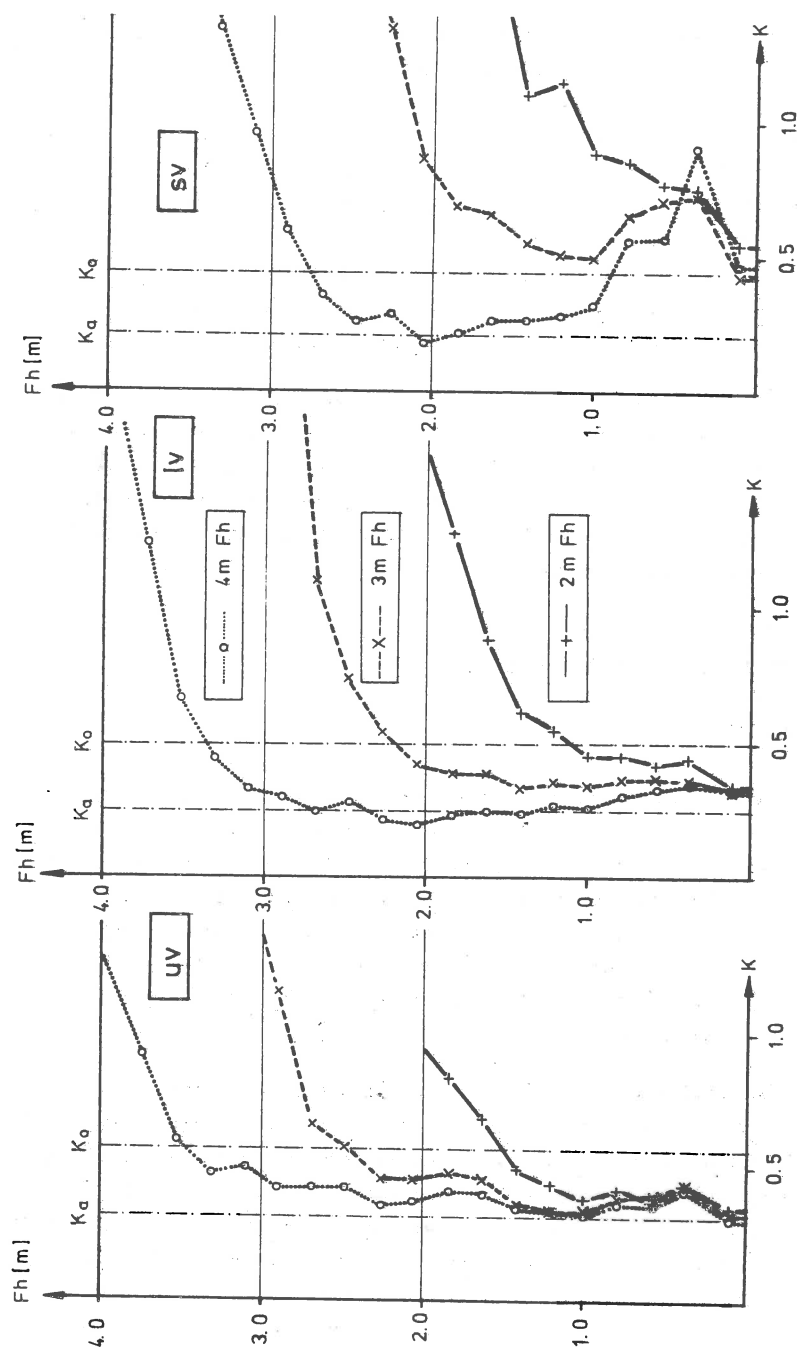


Bild 36: Erddruckbeiwerte in Abhängigkeit von der Verdichtung

- wenn keine oder eine zu geringe Wandverformung beim Einbau einer Bodenlage erfolgt, um eine Bodenentspannung außerhalb der Tiefenwirkung des Rüttlers zu bewirken, bleibt der Erddruck konstant, bis er an Größe vom Erddruck infolge Bodeneigengewicht übertroffen wird (Versuch leicht verdichtet; stark verdichtet, 2 m und 3 m Füllhöhe). Als Erddruck infolge Bodeneigengewicht können sowohl der aktive Erddruck als auch der Erdruhe- druck auftreten. Der aktive Erddruck tritt auf, wenn beim Einbau einer Boden- lage eine geringe Wandbewegung einsetzt, die nicht ausreicht, eine Ent- spannung des Bodens im obigen Sinne zu erlauben, während die Gesamtver- formung der Stützwand ausreicht, den aktiven Erddruck zu wecken.

Bild 36 zeigt den Verlauf des Erddruckbeiwerts über die Wandhöhe. Auffallend ist, daß selbst bei unverdichteter Lagerung der Erddruckbeiwert im Bereich der eben zuvor eingebauten 2 - 3 Bodenlagen stark anwächst, bis über den Erdruhe- druckbeiwert hinaus (Boden wird gegen die Wand geschüttet). Bei verdichteter Hinterfüllung steigt der Beiwert im oberen Füllbereich weit stärker an und wächst mit der Verdichtungsarbeit.

Resultierende Erddruckkräfte, Momentenverlauf

Bild 37 und 38

Wenn man die Belastungsfiguren zu einer resultierenden Erddruckkraft zusammen- faßt, ergibt sich Bild 37a, wobei nur das sich ändernde Produkt $\gamma \cdot K$ betrachtet wurde. Es zeigt sich, daß der Erddruckbeiwert K bei verdichteter Hinterfüllung mit zunehmender Hinterfüllhöhe abnimmt. Der Einfluß der Verdichtung auf den Ges- amterddruck wird geringer. Der Angriffspunkt der resultierenden Erddruckkraft ist auf Bild 37b dargestellt. Er liegt bei allen Versuchen über dem einer drei- eckförmigen Erddruckverteilung. Mit anwachsender Hinterfüllung ergibt sich deutlich eine Annäherung an den Drittelpunkt.

Die Größe der Erddruckkraft wird durch das Produkt $\gamma \cdot K$ bestimmt. Wenn man den Einfluß der Verdichtung unberücksichtigt läßt, entspricht jeder Wichte ein be- stimmter Scherwinkel ϕ , der mit zunehmender Wichte ansteigt. Dagegen nimmt der Erddruckbeiwert K mit wachsendem ϕ ab. Der Einfluß des Erddruckbeiwerts auf die Erddruckkraft ist größer als derjenige der Wichte. Das heißt, mit zuneh- mender Wichte erfolgt nach der Coulombschen Erddrucktheorie ein Abnehmen der Erddruckkraft. In Bild 37c sind die Größe der rechnerischen Erddruckkraft in Abhängigkeit von γ für den aktiven und Ruhezustand sowie die Meßergebnisse der

Vergleich der verschiedenen Verdichtungsstände

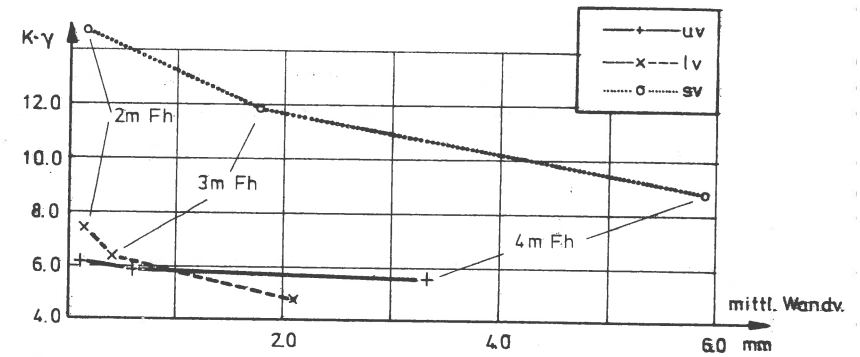


Bild 37 a: Resultierende Erddruckbeiwerte in Abhängigkeit von der

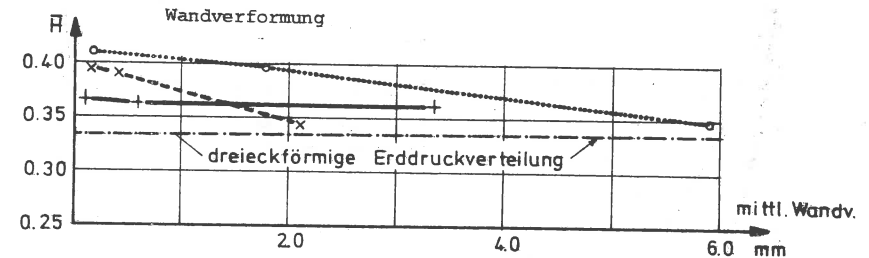


Bild 37 b: Angriffspunkte der resultierenden Erd- druckkräfte

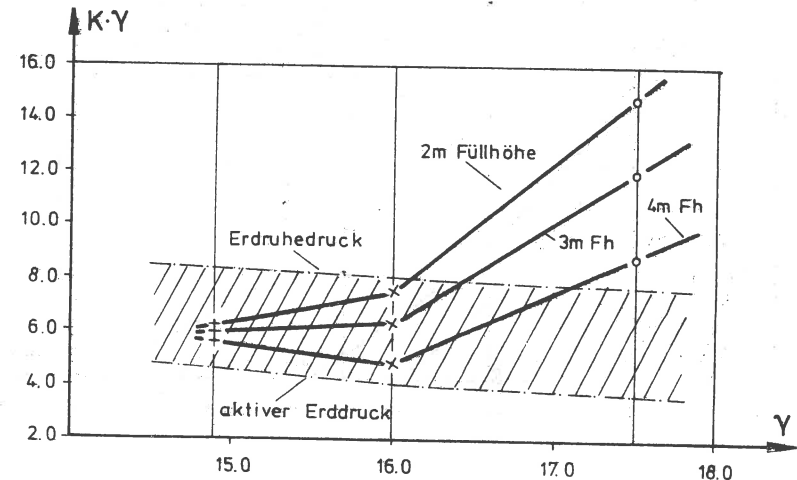


Bild 37 c: Resultierender Erddruck in Abhängigkeit von der Wichte

einzelnen Versuche eingetragen. Entgegen der Theorie ergibt eine starke Verdichtung einen sprunghaften Anstieg der Erddruckkraft, der mit zunehmender Hinterfüllhöhe abgemindert wird.

Bild 38 zeigt den Momentenverlauf über die Wandhöhe für die einzelnen Versuche. Die Momente auf der Bemessungsgrundlage "aktiver Erddruck" werden zum Beispiel bei verdichteter Hinterfüllung und 4 m Füllhöhe nahezu dreimal überschritten.

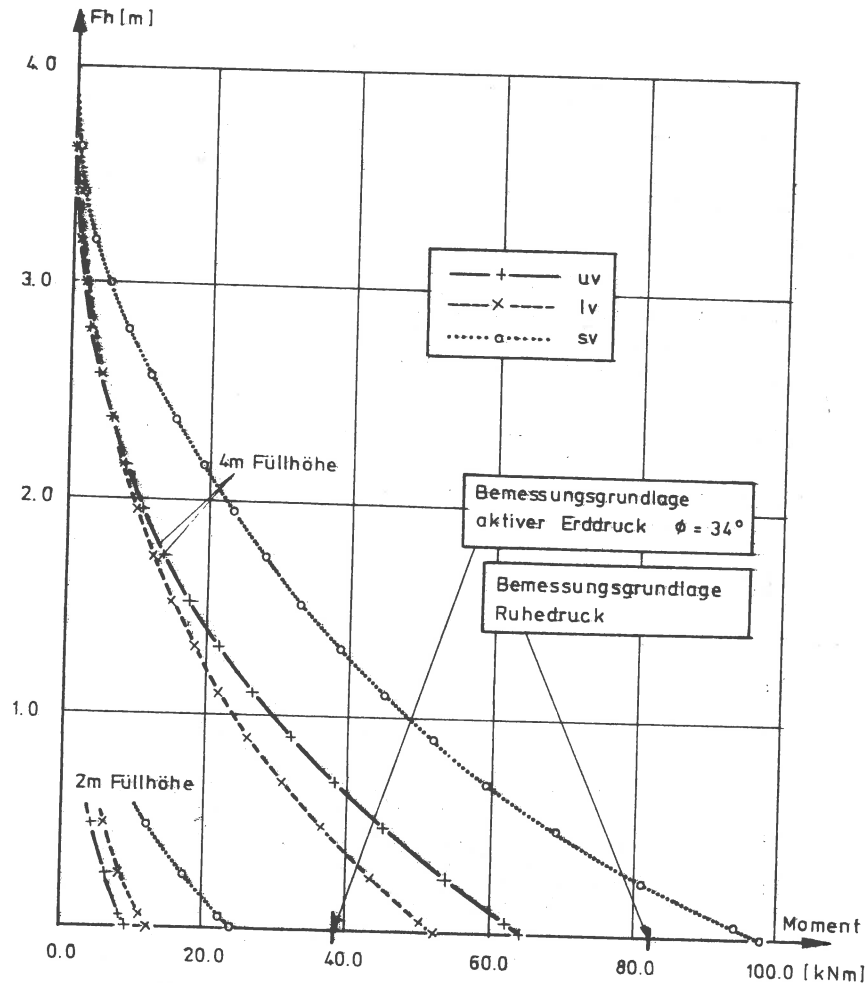


Bild 38: Momentenverlauf über die Wandhöhe in Abhängigkeit von der Verdichtung

4.3.2 Schubspannung in Abhängigkeit von der Verdichtung

Bild 39 bis 41

Vergleich zwischen Erddruckgebern und Schubmeßdosen

Bild 39

Die Wandschubspannungen resultieren aus den Ergebnissen der Schubmeßdosen und werden zur Ermittlung des Reibungsbeiwertes $\tan \delta$ den Normalspannungen der Schubmeßdosen gegenübergestellt. Um die Meßgenauigkeit der Normalspannungen zu überprüfen, werden sie mit den Erddruckspannungen der Ventilgeber verglichen.

Bei den Versuchen mit unverdichteter und leicht verdichteter Lagerung ergibt sich eine gute bis sehr gute Übereinstimmung beider Meßwerte. Die Normalspannung der Schubmeßdosen ist jedoch beim Versuch "stark verdichtet" größer als die der Erddruckgeber. Dazu muß das Problem der Spannungsmessung im Boden, als Funktion der Verformung der Meßdose, wie es bei auf DMS-Basis aufgebauten Gebern auftritt, betrachtet werden, siehe Anlage 1.

Die Wandverformungen der beiden Stützwandelemente sind für alle Versuche nahezu identisch.

Schubspannung, Wandreibungsbeiwert

Bild 40 und 41

Die Größe der Wandschubspannung und der Verlauf des Wandreibungsbeiwerts über die Wandhöhe sind hier dargestellt. Diese Meßergebnisse sind aufgrund des vorher geschilderten nicht ganz befriedigend. Es läßt sich jedoch folgendes ablesen:

- der Wandreibungswinkel δ kann im Mittel gleich ϕ gesetzt werden;
- bei unverdichteter Lagerung bleibt der Reibungsbeiwert über die Wandhöhe annähernd konstant;
- mit zunehmender Verdichtung nimmt der Beiwert im Einflußbereich des Rüttlers ab und ist bei starker Verdichtung gleich Null; die Reibung wächst dann mit zunehmender Tiefe an.

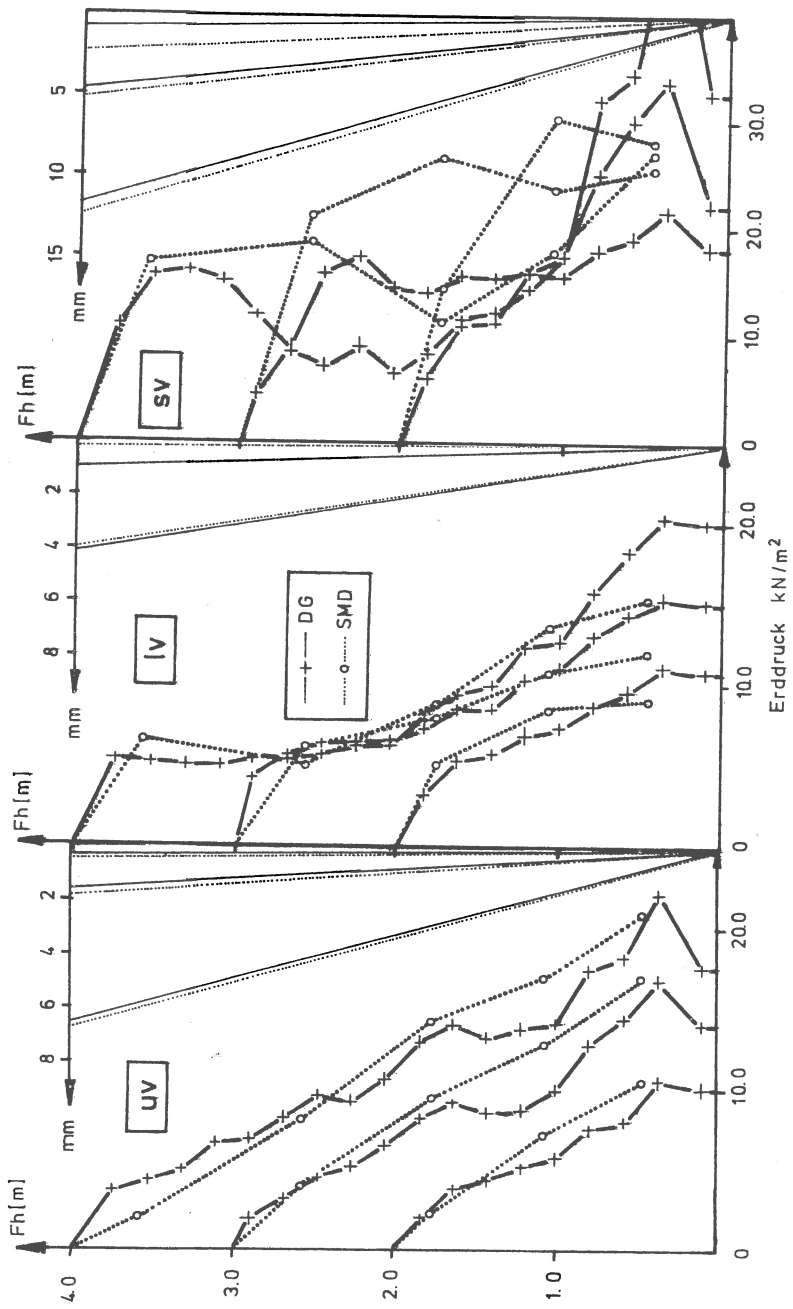


Bild 39: Vergleich der gemessenen Normalspannungen: Druckgeber (DG) - Schubmeßdosen (SMD)

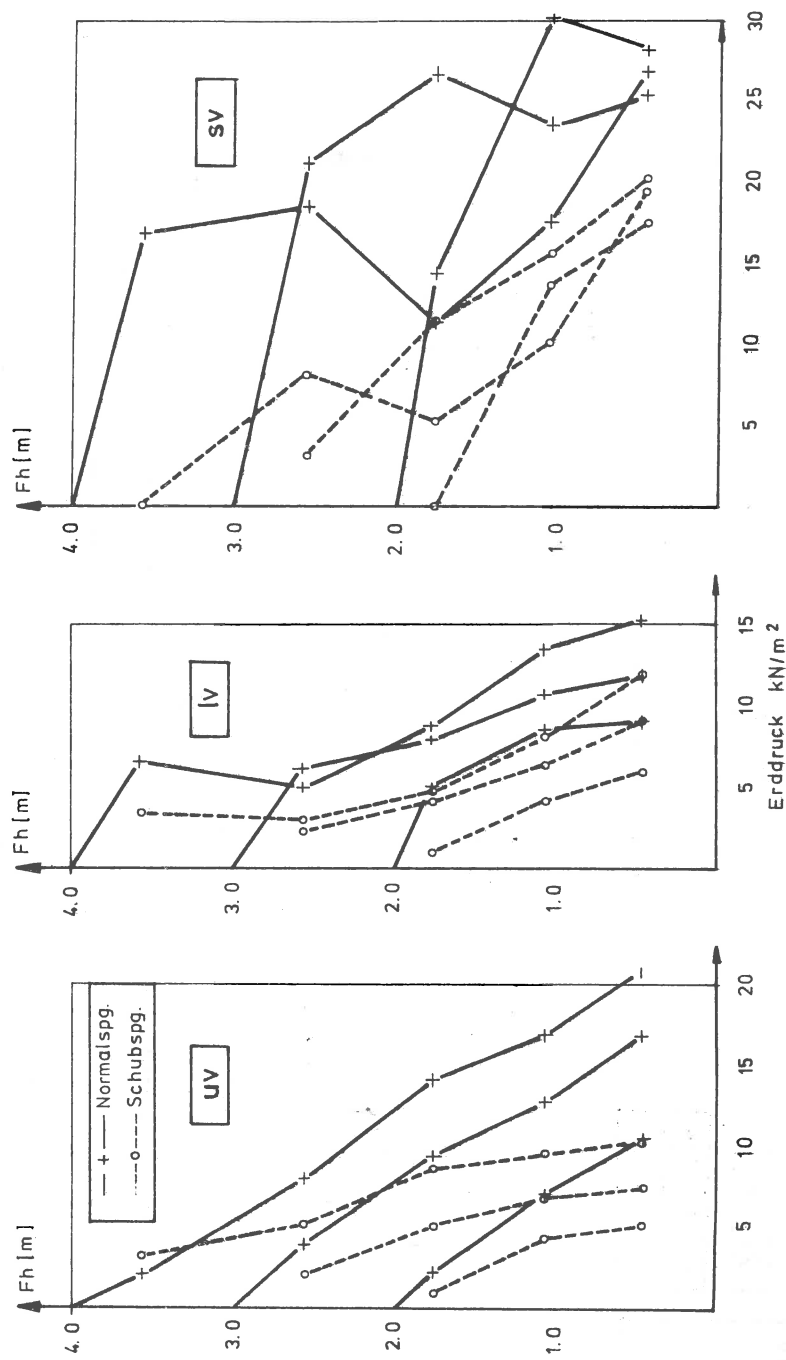


Bild 40: Ergebnisse der Schubmeßdosen, Gegenüberstellung Normal - Schubspannung

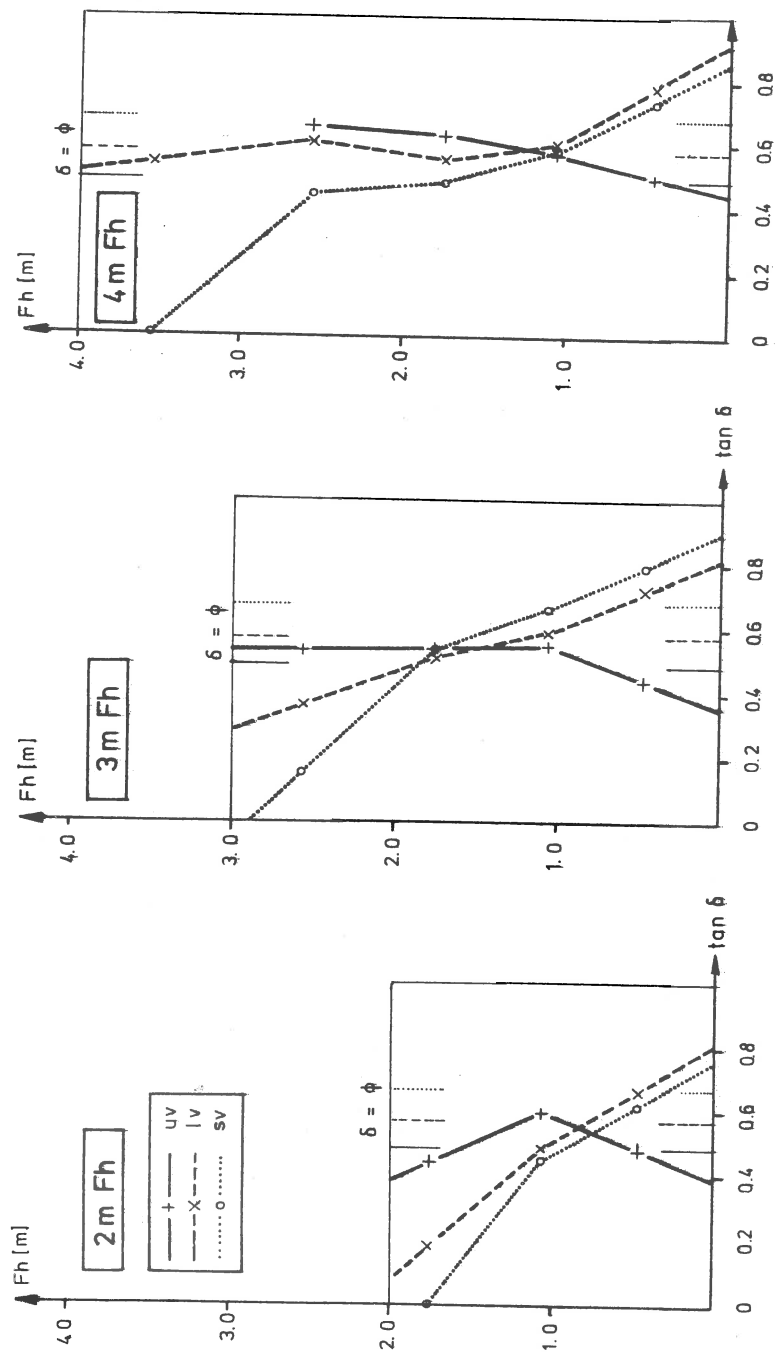


Bild 41: Verlauf des Reibungsbeiwerts über die Wandhöhe für die verschiedenen Versuchsstadien

4.3.3 Versuchsstadien Auflast - Wegnahme der Auflast

Bild 42

Die Zunahme der Spannungen bei Auflast gegenüber 4 m Füllhöhe ist durch Schraffur gekennzeichnet.

Unverdichtet: Es zeigt sich ein starkes Anwachsen der Normalspannung über die gesamte Wandhöhe, mit der Tiefe abnehmend. Entsprechend der großen Erhöhung des Erddrucks durch die Auflast ergibt sich eine große Wandverschiebung. Der Zuwachs entspricht dem beim Übergang von 3 auf 4 m Füllhöhe. Ebenso tritt eine Erhöhung der Wandschubspannungen auf. Das Wegnehmen der Auflast bewirkt lediglich einen starken Rückgang der Schubspannungen im oberen Wanddrittel, weniger der Normalspannungen.

Leicht verdichtet: Gegenüber unverdichtet ergibt sich eine kleinere Zunahme der Normalspannungen beim Aufbringen der Flächenlast, rasch abklingend mit der Tiefe. Die Wandverformung infolge Auflast ist kleiner als beim Versuch mit der unverdichteten Lagerung. Der Zuwachs, ca. 2 mm Kopfpunktverschiebung, ist geringer als die Verschiebung, die beim Übergang von 3 auf 4 m Füllhöhe stattfindet. Die Wandschubspannungen ändern sich in derselben Größe wie die Normalspannungen. Das Wegnehmen der Auflast bewirkt ein geringes Anwachsen der Normalspannungen. Die Schubspannungen gehen nach Wegnahme der Auflast im oberen Wandbereich zurück.

Stark verdichtet: Keine meßbare Änderung der Normalspannung gegenüber dem Versuchsstadium 4 m Füllhöhe erfolgt beim Aufbringen der Flächenlast, folgerichtig auch keine Wandverformung. Die Wandschubspannungen nehmen in der oberen Hälfte der Wand beim Aufbringen der Flächenlast leicht zu, jedoch nur um ein Drittel gegenüber den vorher betrachteten Versuchen.

Zusammenfassung: Mit zunehmender Verdichtung nimmt der Einfluß einer Auflast auf den Erddruck ab. Die Erddruckerhöhung infolge Auflast geht nach Wegnahme der Auflast nicht auf ihren Ausgangswert zurück.

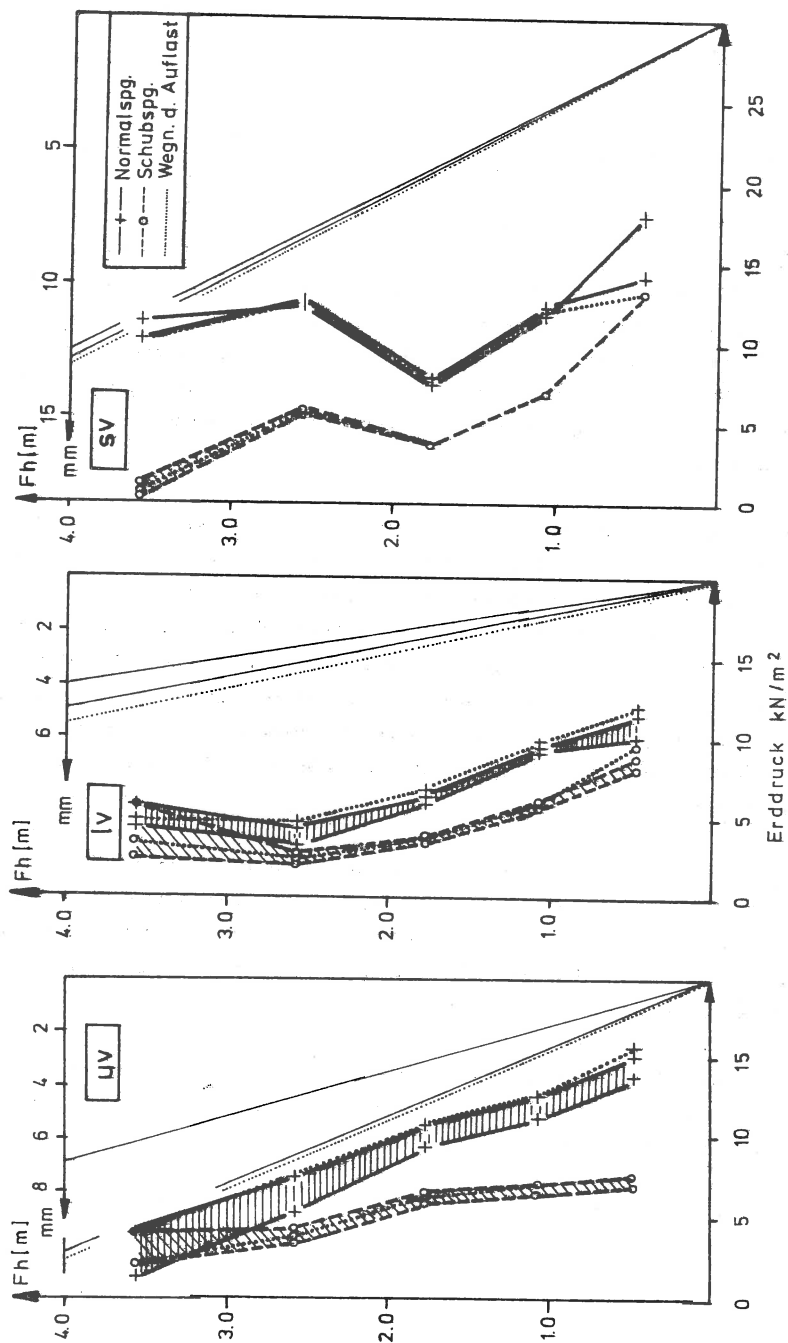


Bild 42: Normal - Schubspannung für die Versuchsstadien Auflast - Wegnahme der Auflast

4.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Der Erddruck auf eine 4 m hohe unverankerte Stützwand wurde in Abhängigkeit von der Arbeitsraumbreite und der Verdichtung untersucht.

Arbeitsraumbreite: 2,7 - 1,7 - 1,0 m

Verdichtungszustände: unverdichtet - leicht verdichtet - stark verdichtet

Ergebnisse:

- Der Einfluß der Arbeitsraumbreite auf den Erddruck ist bei den hier untersuchten Breiten und Füllhöhen gering. Er macht sich bei unverdichteter Lagerung stärker bemerkbar.
- Der Erddruck infolge Verdichtung tritt zusätzlich zum Erddruck infolge Bodeneigengewicht auf. Der Verdichtungserddruck erreicht innerhalb der Tiefenwirkung des Rüttlers ein Maximum und verschwindet mit zunehmender Tiefe.
- Der Erddruck infolge Verdichtung nimmt mit zunehmender Verdichtungsarbeit zu, erreicht jedoch für ein bestimmtes Gerät einen Grenzwert.
- Der Erddruck infolge Verdichtung ist unabhängig von der Arbeitsraumbreite.
- Der Erddruck infolge Verdichtung tritt sowohl beim Erdruhedruck, als auch beim aktiven Erddruck auf.
- Die Wandschubspannungen werden im Einflußbereich des Rüttlers stark abgemindert.
- Mit zunehmender Verdichtung wird der Einfluß einer späteren Auflast auf den Erddruck kleiner.

5. Analytischer Lösungsansatz

Kapitel 5 bis 7 stellt den in der Einleitung erwähnten Teil II dar. Unabhängig von den Versuchsergebnissen wird versucht, für die Bodenart Sand und die zur Zeit verwendeten Oberflächen-Rüttelgeräte eine theoretische Lösung des Problems zu finden. Es werden deswegen Bodenkennwerte verwendet, die Durchschnittswerte für Sand darstellen. Die maschinentechnischen Daten entsprechen den Angaben des Herstellers.

5.1 Beschreibung des physikalischen Vorgangs, Aufgabenstellung

Allgemeines

Durch das Rüttelgerät werden Schwingungen erzeugt, die sich auf den Boden übertragen. Durch die Schwingungen geht der Kontakt zwischen den Körnern als auch zwischen Boden und Wand momentan teilweise verloren, so daß die Scherfestigkeit bzw. Wandreibung im statistischen Mittel absinkt [19, 20]. Es tritt eine Art "Schwebezustand" des Bodens ein.

Die Verdichtungsgeräte verursachen periodisch auf den Boden einwirkende Kräfte. Damit wird den einzelnen Körnern die Möglichkeit gegeben, aneinander vorbeizugleiten und in einen immer enger werdenden Kornverband zu gelangen. Die Porenzahl e nähert sich der kritischen Porenzahl. Es ergibt sich die Tatsache, daß die Rüttelverdichtung zuerst einmal in einer vorherigen Auflockerung (Schwebezustand) besteht. Die in das Verdichtungsgut eingeleiteten Kräfte rücken dann die Körner zusammen.

Die Verdichtung besteht aus einer irreversiblen plastischen - Kornumlagerung -, und einer reversiblen elastischen - Kompressibilität des Korngerüsts -, Verformung des Bodens. Die Verdichtungswirkung ist um so größer, je größer die dabei auf den Boden aufgebrauchte Kraft ist. Die für ein bestimmtes Gerät maximal erzielbare Lagerungsdichte ist dann erreicht, wenn die plastische Verformung verschwindet.

Ausgehend von dieser Betrachtung soll nun überlegt werden, welchen bleibenden Einfluß diese Art von Verdichtung auf den horizontalen Erddruck ausübt.

Nach der Verdichtung müßten die Horizontalspannungen ihren den nun veränderten Bodenkennwerten entsprechenden kleineren Wert annehmen. Tritt dagegen nach Beendigung des Rüttelvorgangs eine bleibende Spannungserhöhung auf, so ist das eine Eigenspannung infolge der aufgebrauchten Last. Zahlreiche Versuche, [21, 22, 23], sowie eigene Versuchsergebnisse (s. 4.3.3) zeigen, daß bei Aufbringen und nach Wegnahme einer Auflast die Horizontalspannungen nicht auf ihren Anfangswert zurückgehen.

Es ergibt sich somit folgende Aufgabenstellung:

- 1; Wie groß ist die maximale Belastung des Bodens (aufgebrauchte Kraft) während des Verdichtens?
- 2; Wie verändern sich die Spannungen im Boden nach Beendigung des Rüttelvorgangs, also bei Entlastung?

Um Frage 1 beantworten zu können, müssen die gebräuchlichen Rüttelgeräte näher betrachtet werden.

Oberflächen - Rüttelgeräte

Zur Verdichtung kohäsionsloser Böden kommen heute ausschließlich Sprungrüttler zur Anwendung. Ihr Merkmal ist, daß die erzeugte Fliehkraft größer ist als das Eigengewicht, d. h. das Gerät kann springen. Zur Erzeugung hoher Verdichtungskräfte wird die Tatsache benutzt, daß beim Aufprall zweier Körper aufeinander sehr hohe Kräfte auftreten können. Die Maschine springt auf eine Höhe, die der ihr durch die Absprungkraft verliehenen kinetischen Energie entspricht. Dann fällt sie wieder auf den Boden. Allein durch Ausnutzung der Schwerkraft ist die Erreichung hoher Aufschlagkräfte nicht möglich, zumal es sich um kleine Sprunghöhen handelt. Durch Umkehrung der Fliehkraft in ihrer Richtung wird deshalb der Maschine beim Fallen eine zusätzliche Beschleunigung verliehen, die Auftreffgeschwindigkeit wird erhöht. Die Rüttelplatten bestehen fast ausschließlich aus einem Zweimassensystem. Der Antriebsmotor bildet die abgefederte Obermasse und ist dadurch gegen zu große Erschütterungen geschützt. Als Federelemente kommen Schraubenfedern oder Schwingmetallager zum Einsatz. Die Untermasse wird durch die Grundplatte und das darauf aufgebaute Unwuchtschwingsystem dargestellt, Bild 43. Die Exzenterkräfte werden durch außermittig gelagerte Rotationskräfte erzeugt, die auf einer schnell umlaufenden Welle aufgebracht

sind. Kleinere Rüttelplatten besitzen meist nur einen Schwingungserreger, während größere Geräte mit zwei Unwuchten arbeiten. Das Schwingsystem ist bei größeren Geräten auf der Grundplatte so angeordnet, daß es aus der Senkrechten nach vorne oder hinten geneigt werden kann. Dadurch bewegt sich die Maschine von selbst vorwärts oder rückwärts. Die Schwingungszahl entspricht der Drehzahl und kann durch Änderung der Drehzahl geändert werden. Näheres siehe [24, 25].

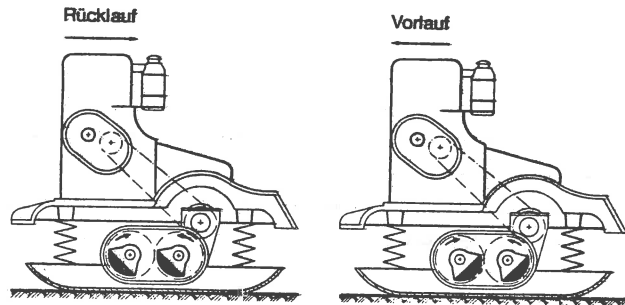


Bild 43: Aufbau eines Plattenrüttlers mit Kreisschwingern [25]

5.2 Bestimmung der maximal auftretenden Kräfte bei der Rüttelverdichtung

5.2.1 Das Arbeitsverhalten des Rüttelverdichters

Zur Bestimmung der auftretenden Kräfte ist es notwendig, das Bewegungsverhalten der Maschine zu betrachten. Dabei tritt eine große Anzahl verwickelter Vorgänge auf, die wiederum abhängig sind von verschiedenen Einflußfaktoren [26]. Diese Einflußfaktoren werden zum einen vom Verdichtungsgerät und zum anderen von dem zu verdichtenden Material her bestimmt.

Einflußfaktoren des Verdichtungsgeräts:

- Arbeitsfrequenz
- Erregerkraft P_0
- Massenanteile des Erregers
- Federkonstanten
- Dämpfungskonstanten
- Art und Zuordnung der Massen, Federn und Dämpfer

Einflußfaktoren des Bodens (zeitabhängig):

- Bodenkennwerte
- Masse des angeregten Materials
- Spezifische Dämpfung des Bodens.

Diese Einflußfaktoren sind voneinander nicht unabhängig, sondern beeinflussen sich gegenseitig. Es ist bisher nicht gelungen, eine Lösung zu finden, die all diese Faktoren zufriedenstellend berücksichtigen würde. Man ist gezwungen, Vereinfachungen - Schematisierung des Gerätes, Darstellung des Bodens als Modell - vorzunehmen, um Ergebnisse zu bekommen. Die Aufgabenstellung wird erleichtert, wenn man den Zeitpunkt weiß, zu dem die maximale Kraft in den Boden eingeleitet wird.

Nach den Gesetzen der Plastizitätstheorie ist ein Spannungszuwachs in einem Körper bei rein plastischem Verhalten nicht möglich, so daß hier nur der elastische Verformungsanteil berücksichtigt zu werden braucht. Ruft man sich den Ablauf bei der Verdichtung ins Gedächtnis zurück, so erfolgt beim 1. Übergang

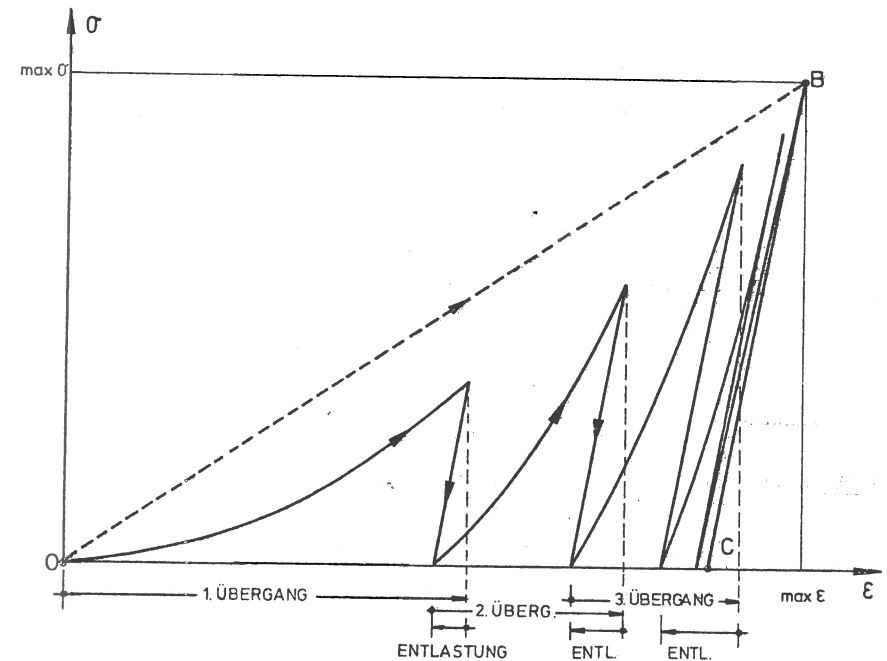


Bild 44: Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens während der Verdichtung

mit dem Rüttler eine starke plastische Verformung des Bodens, dagegen nur eine geringe elastische. Mit zunehmender Anzahl der Übergänge verringert sich die plastische und vergrößert sich die elastische Verformung des Bodens. Bei einer genügend großen Anzahl von Übergängen kann der plastische Anteil vernachlässigt werden, d. h. es erfolgt keine Verdichtung des Bodens mehr (Bild 44). Dies ist der Zeitpunkt, bei dem die größte vertikale Kraft in den Boden eingeleitet wird. Man kann also den Boden nach einer genügend großen Anzahl von Übergängen des Verdichtungsgeräts als elastisches Medium betrachten und ange-nähert durch ein einfaches Federmodell ersetzen.

Der Rüttler wird durch ein 2-Massensystem dargestellt. Die Schwingungserregung erfolgt durch zwei gegenläufige Unwuchtmassen, die eine gerichtete Schwingung erzeugen. Die Resultierende der beiden Unwucht-Fliehkkräfte ist nach vorn oder hinten geneigt, so daß eine Bewegung zustande kommt (Anlage 3). Das System wird wie folgt schematisiert (Bild 45).

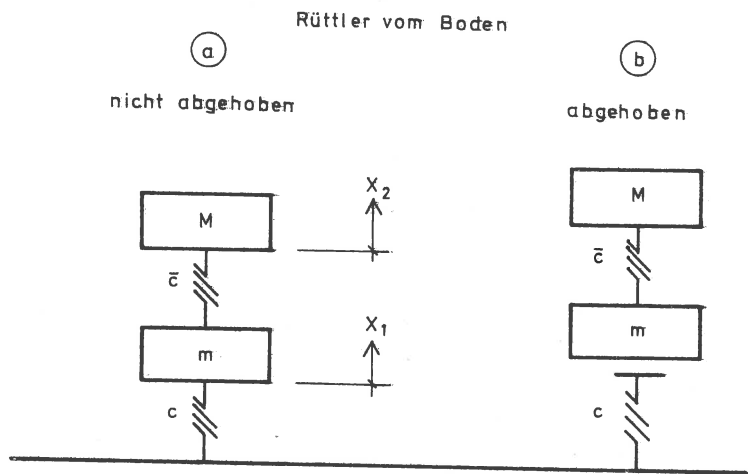


Bild 45: Schematisierung des Systems

In Anlage 3 wird die Herleitung der Differentialgleichungen für den 2-Massenschwinger aufgezeigt. Es ergeben sich die Differentialgleichungssysteme:

$$m \cdot \ddot{x}_1 = \bar{c} \cdot (x_2 - x_1) - c \cdot x_1 + P_0 \cdot \sin(\Omega t); \quad (2a)$$

$$M \cdot \ddot{x}_2 = -\bar{c} \cdot (x_2 - x_1); \quad (2b)$$

für den Zustand a, Rüttler nicht vom Boden abgehoben, und:

$$m \cdot \ddot{x}_1 = \bar{c} \cdot (x_2 - x_1) - (m + M) \cdot g + P_0 \cdot \sin(\Omega t); \quad (3a)$$

$$M \cdot \ddot{x}_2 = -\bar{c} \cdot (x_2 - x_1); \quad (3b)$$

für den Zustand b, Rüttler vom Boden abgehoben.

Mit den Abkürzungen:

$$\omega_1^2 = \frac{\bar{c}}{m}; \quad \omega_2^2 = \frac{\bar{c}}{M}; \quad \omega_3^2 = \frac{c}{m}; \quad P = \frac{P_0}{m}; \quad \mu = \frac{M}{m}; \quad (4)$$

ergeben sich die Lösungen (Ermittlung der Lösungen siehe Anlage 3):

$$x_1 = A_1 \cdot \sin(\bar{\omega}_1 t) - A_2 \cdot \cos(\bar{\omega}_1 t) + A_3 \cdot \sin(\bar{\omega}_2 t) - A_4 \cdot \cos(\bar{\omega}_2 t) + \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2 - \omega_3^2) + \omega_2^2 \omega_3^2} \cdot P \cdot \sin(\Omega t); \quad (5a)$$

$$x_2 = V_1 \cdot A_1 \cdot \sin(\bar{\omega}_1 t) - V_1 \cdot A_2 \cdot \cos(\bar{\omega}_1 t) + V_2 \cdot A_3 \cdot \sin(\bar{\omega}_2 t) - V_2 \cdot A_4 \cdot \cos(\bar{\omega}_2 t) + \frac{\omega_2^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2 - \omega_3^2) + \omega_2^2 \omega_3^2} \cdot P \cdot \sin(\Omega t); \quad (5b)$$

mit

$$\bar{\omega}_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{c + \bar{c}}{m} + \frac{\bar{c}}{M} \pm \sqrt{\left(\frac{c + \bar{c}}{m} + \frac{\bar{c}}{M} \right)^2 - 4 \cdot \frac{c \cdot \bar{c}}{m \cdot M}} \right); \quad (6)$$

$$V_{1,2} = \frac{m}{2 \cdot \bar{c}} \cdot \left(\frac{c + \bar{c}}{m} - \frac{\bar{c}}{M} \pm \sqrt{\left(\frac{c + \bar{c}}{m} - \frac{\bar{c}}{M} \right)^2 + 4 \cdot \frac{c^2}{m \cdot M}} \right); \quad (7)$$

für den Zustand a, Rüttler vom Boden nicht abgehoben, und

$$x_1 = B_1 \cdot \cos(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + B_2 \cdot \sin(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2)} \cdot P \cdot \sin(\Omega t) - \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2; \quad (8a)$$

$$x_2 = B_3 \cdot \cos(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + B_4 \cdot \sin(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + \frac{\omega_2^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2)} \cdot P \cdot \sin(\Omega t) + \frac{g}{\omega_2} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2; \quad (8b)$$

für den Zustand b, Rüttler vom Boden abgehoben.

Die Konstanten für den Fall a ergeben sich durch Annahme der Anfangsbedingung:

$$t = 0:$$

$$x_1 = \dot{x}_1 = 0 ; \tag{9}$$

$$x_2 = \dot{x}_2 = 0.$$

Der Rüttler hebt vom Boden ab, wenn $x_1 = (m + M) \cdot g/c$ wird. Durch Lösen der trigonometrischen Gleichung (10):

$$0 = A_1 \cdot \sin(\bar{\omega}_1 t_1) - A_2 \cdot \cos(\bar{\omega}_1 t_1) + A_3 \cdot \sin(\bar{\omega}_2 t_1) - A_4 \cdot \cos(\bar{\omega}_2 t_1) + \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2 - \omega_3^2) + \omega_2^2 \omega_3^2} \cdot P \cdot \sin(\Omega t_1) - \frac{m + M}{c} \cdot g \tag{10}$$

läßt sich die Zeit t_1 ermitteln, bei der der Rüttler vom Boden abhebt. Für t_1 ist somit x_1, \dot{x}_1 und x_2, \dot{x}_2 bekannt. Dies ist die Anfangsbedingung für den Zustand b. Damit lassen sich die Konstanten B_1, B_2, B_3 und B_4 berechnen.

Der Rüttler schlägt auf den Boden auf, wiederum für $x_1 = (m + M) \cdot g/c$. Durch Lösen der nun transzendenten Gleichung (11) läßt sich die Auftreffzeit t_2 ermitteln.

$$0 = B_1 \cdot \cos(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} t_2) + B_2 \cdot \sin(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} t_2) + \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2)} \cdot P \cdot \sin(\Omega \cdot (t_1 + t_2)) - \frac{1}{2} \cdot g \cdot t_2^2 - \frac{m + M}{c} \cdot g. \tag{11}$$

Betrachtet man den Sprungvorgang in Abhängigkeit von der Erregerkraft und der Zeit, so zeigt sich: Die Gesamtzeit $\tau = (t_1 + t_2) \cdot \Omega$ muß $\pi < \tau < 2\pi$ sein, denn für τ außerhalb dieser Grenzen wirkt die Erregerkraft der Abwärtsbewegung entgegen und verringert dadurch die Auftreffgeschwindigkeit. Für den Fall $\tau > 2\pi$ führt der Rüttler Luftsprünge aus, er läuft unkontrolliert und unruhig. Nun wird man stets bemüht sein, einen ruhigen Lauf des Rüttlers zu erreichen, d. h. bei Werten von $\tau > 2\pi$ wird die Drehzahl Ω abgemindert auf Ω' , dadurch verkleinert sich die Erregerkraft P_0 auf P_0' . P_0'/P_0 verhält sich wie Ω^2/Ω'^2 .

Horizontalsprung

Infolge der Schrägstellung der resultierenden Kraft ergibt sich eine Horizontalkomponente $Q_0 \cdot \sin(\Omega t)$, mit $Q_0 = \chi \cdot P_0$, $\chi =$ Winkel zur Senkrechten. Man kann annehmen, daß, während der Rüttler aufliegt, die horizontale Reibungskraft stets so groß ist, daß sie der Kraft $Q_0 \cdot \sin(\Omega t)$ das Gleichgewicht hält. Es wird eine Horizontalkraft in Bewegungsrichtung der Maschine in den Boden eingeleitet. Bei Betrachtung der Aufgabenstellung muß zwischen den horizontalen

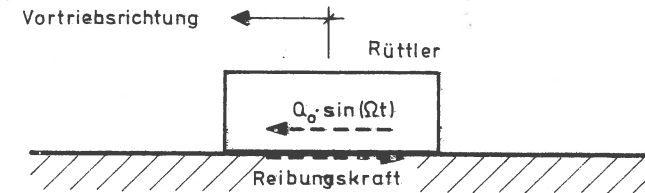


Bild 47: Horizontalkräfte am Rüttler [27]

Erddruckspannungen in Bewegungsrichtung des Rüttlers und senkrecht dazu unterschieden werden. Der Unterschied zwischen beiden ist eindeutig durch Versuchsergebnisse belegt (Appolonia [4]).

5.2.2 Ermittlung der max. Kraft

Sobald der Rüttler den Boden berührt, wird der Ablauf gestoppt. Der Boden wird durch ein einfaches Federmodell beschrieben (Bild 48). Als charakteristische Größe zur Bewertung der Wirkung des Rüttlers wird die Auftreffgeschwindigkeit festgelegt.

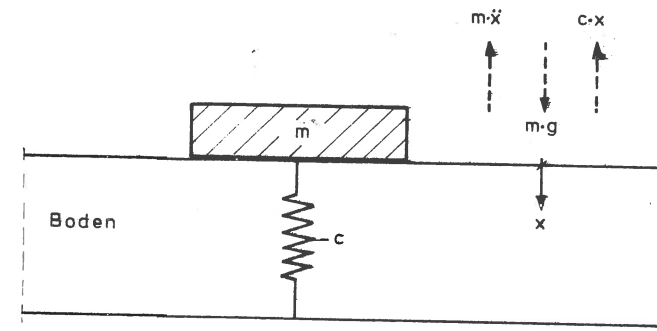


Bild 48: Darstellung des Bodens als Feder, Kräfte bei der Abwärtsbewegung

Der Vorgang wird durch die Gleichung dargestellt:

$$m \cdot \ddot{x} - m \cdot g + c \cdot x = 0. \tag{12}$$

Nach Einführung der Eigenkreisfrequenz $\omega_3 = \sqrt{c/m}$ ergibt sich:

$$\ddot{x} + \omega_3^2 x = g; \tag{13}$$

und somit die allgemeine Lösung:

$$x = \frac{g}{\omega_3^2} + a_1 \cdot \sin(\omega_3 t) + a_2 \cdot \cos(\omega_3 t). \tag{14}$$

Die freien Konstanten a_1 und a_2 werden durch die Anfangsbedingung bestimmt.

$$\begin{aligned} t = 0; \quad x &= 0; \\ t = 0; \quad \dot{x} &= v. \end{aligned} \tag{15}$$

Die Auftreffgeschwindigkeit entspricht der Anfangsgeschwindigkeit der Federverformung. Setzt man die allgemeine Lösung in die Anfangsbedingung ein:

$$\begin{aligned} 0 &= \frac{g}{\omega_3^2} + a_2; \quad a_2 = -\frac{g}{\omega_3^2}; \\ v &= a_1 \cdot \omega_3; \quad a_1 = \frac{v}{\omega_3}; \end{aligned} \tag{16}$$

so ergibt sich die Lösung:

$$x = \frac{g}{\omega_3^2} (1 - \cos(\omega_3 t)) + \frac{v}{\omega_3} \sin(\omega_3 t); \tag{17}$$

$$\dot{x} = \frac{g}{\omega_3} \cdot \sin(\omega_3 t) + v \cdot \cos(\omega_3 t). \tag{18}$$

Die Feder erleidet zur Zeit $t = t_3$ ihre maximale Zusammendrückung x , die Geschwindigkeit zur Zeit t_3 ist Null.

$$\tan(\omega_3 t_3) = -\frac{v}{g} \omega_3; \tag{19}$$

und nach weiterer Umformung ergibt sich:

$$\max x = \frac{1}{\omega_3^2} \cdot (g + \sqrt{g^2 + v^2 \cdot \omega_3^2}). \tag{20}$$

Die maximal auftretende Kraft beträgt:

$$\max P = \max x \cdot c. \tag{21}$$

Ermittlung der Federsteifigkeit c des Bodens

Zur Erfassung der Federungseigenschaften des Bodens wird der Bettungsmodul $k_s = \sigma_0/s$ kN/m³ verwandt. Der Bettungsmodul bedeutet diejenige Spannung, die eine Setzung von 1 m verursacht. Handelt es sich um dynamische Belastungsvorgänge, so wird an Stelle des statischen Bettungsmoduls k_s der dynamische Bettungsmodul C_n benützt. Der dynamische Bettungsmodul läßt sich mit Hilfe vereinfachter Modellvorstellungen ermitteln. Eine strenge Lösung des Problems ist noch nicht gefunden [14,24]. Für das hier verwendete Schwingungssystem scheint das Modell von G. Ehlers [24] am geeignetsten zu sein.

Das Modell läßt sich folgendermaßen beschreiben. Eine zylinderförmige Masse m ruht auf dem voll elastischen Baugrund. Die Erregerkraft verursacht nur in einem Kegelstumpf fortschreitende Längsschwingungen. Der dynamische Bettungsmodul ergibt sich zu:

$$C_n = \frac{E}{1,13 \cdot \sqrt{F}}. \tag{22}$$

E = Elastizitätsmodul

F = Fundamentfläche = Fläche der Rüttelplatte.

Die Federsteifigkeit c zu:

$$c = \frac{E \cdot \sqrt{F}}{1,13}. \tag{23}$$

Als Elastizitätsmodul ist bei Rüttelvorgängen (wiederholter Belastung) der E-Modul für Wiederbelastung zu verwenden. Je nach Lagerungsdichte des Sandes liegt dieser E-Modul zwischen 100 und 500 MN/m² [28], wobei es in diesem Zusammenhang nur auf die Größenordnung ankommt. Solche Durchschnittswerte für E können zur Berechnung des dynamischen Bettungsmoduls C_n zugrunde gelegt werden, doch muß man sich darüber klar sein, daß hier Abweichungen auftreten können, da außer der Fläche F die Frequenz Ω und die Erregerkraft P_0 sich auf den dynamischen Bettungsmodul C_n auswirken [24].

5.3 Spannungsverteilung unter der Rüttelplatte

Es stellt sich noch die Frage nach der Spannungsverteilung unter der Rüttelplatte, da davon auch die Spannungsverteilung im Boden beeinflusst wird.

Bei den Versuchen von H. Keller [29] wurden die Spannungen unter der Rüttelplatte gemessen (Bild 49) und folgendermaßen beschrieben: "Bei geradeausgerichteter periodischer Vorwärtsbewegung setzt der Rüttler nach jedem Sprung zuerst mit dem hinteren Teil der Platte auf und gewinnt in einer nach vorn gerichteten Abrollbewegung Bodenkontakt". Betrachtet man Bild 49, so ist die Kurve für $t = 0,0125$ s gleichzusetzen mit t_2 in 5.2.2.

Schematisierter Längsschnitt des Plattenrüttlers

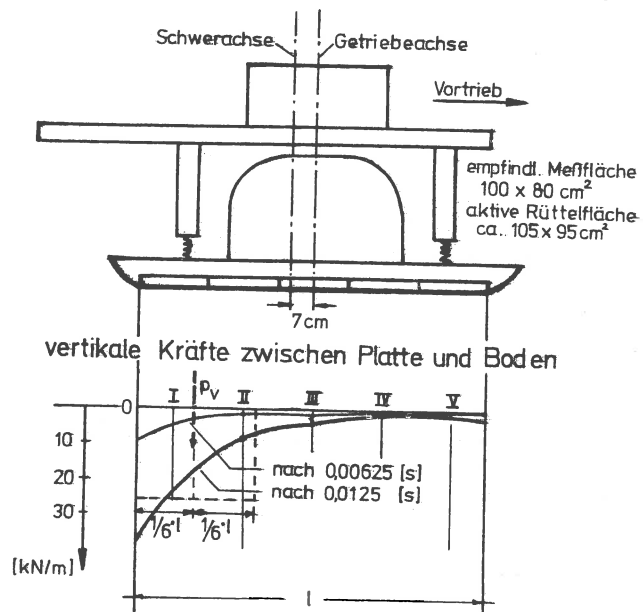


Bild 49: Kraftverteilung unter der Rüttelplatte

Die maximale Spannung tritt am hinteren Ende der Platte auf. Es ist gerechtfertigt, die Flächenlast als Linienlast anzunehmen, verteilt auf die Breite der Rüttelplatte, zumal der Spannungsverlauf quer zur Vortriebsrichtung nahezu konstant bleibt (Abnahme der Spannung von der Mitte zum Rand ca. 20 % nach [29]). Zur Ermittlung des dynamischen Bettungsmoduls C_n wird die Spannung auf die Ersatzfläche (gestrichelt eingetragen) verteilt.

5.4 Ermittlung der horizontalen Erddruckspannung infolge Verdichtung

5.4.1 Allgemeines

Ausgehend von der vorher ermittelten maximalen Belastung sollen nun die verbleibenden horizontalen Spannungen nach dem Rüttelvorgang im Boden bestimmt werden. Dabei ist zu unterscheiden (Bild 50):

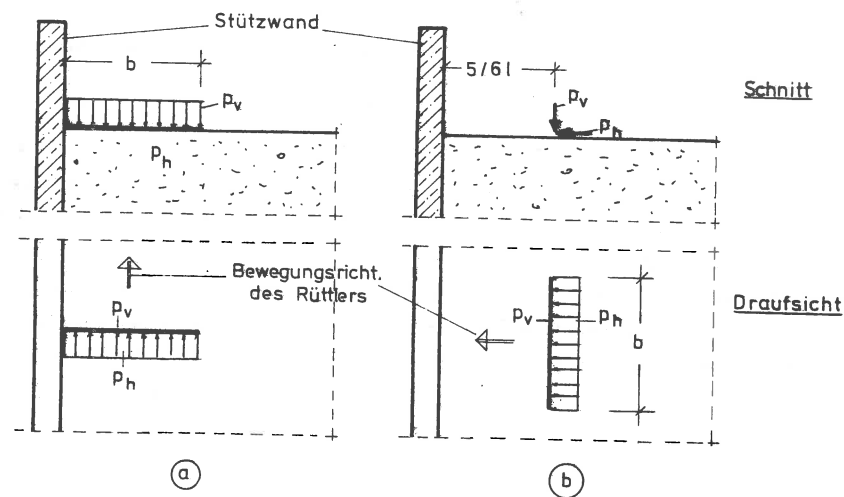


Bild 50: Mögliche Belastung der Stützwand beim Rüttelvorgang

- a) Bewegungsrichtung des Rüttlers parallel zur Stützwand,
- b) Bewegungsrichtung des Rüttlers senkrecht zur Stützwand.

Bei Hinterfüllungen liegt im allgemeinen der Fall a vor, da der Arbeitsraum senkrecht zur Stützwand meist klein ist gegenüber der Hinterfülllänge und somit eine Verdichtung wie unter b dargestellt unwirtschaftlich wäre. Im folgenden wird deswegen nur der Belastungsfall a untersucht.

5.4.2 Geschlossene Lösung

Das Spannungs- Dehnungsverhalten des Bodens zeigt eine ausgeprägte Nichtlinearität und ist abhängig von der Belastungsgeschichte (Bild 44). Betrachtet man den Boden für die einzelnen Belastungsbereiche näherungsweise als ideal elastisches, isotropes Medium, dargestellt durch die Linie O-B (Bild 44) für die Belastung und B-C für die Entlastung, so sind seine Eigenschaften durch zwei Elastizitätskonstanten hinreichend beschrieben. In der Bodenmechanik verwendet man meistens den Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν , oder den Kompressionsmodul K und den Schubmodul G . Sind nun diese Größen für den Belastungs- und Entlastungsbereich bekannt, so kann bei gegebener Spannungsverteilung der resultierende horizontale Spannungszustand ermittelt werden.

$$\sigma_{h,r} = \sigma_{h, \text{Belastung}} - \sigma_{h, \text{Entlastung}}$$

Die Spannungsverteilung im Baugrund für eine begrenzte Linienlast läßt sich nach Boussinesq [30] berechnen. Der Ermittlung nach Boussinesq liegt der unendlich ausgedehnte Halbraum zugrunde. Hier jedoch ist der Halbraum begrenzt durch die Stützmauer. Denkt man sich die Stützmauer als Symmetrieachse und die Belastung als symmetrischen Lastfall, so sind die erhaltenen Spannungen mit dem Faktor 2 zu multiplizieren (Bild 52).

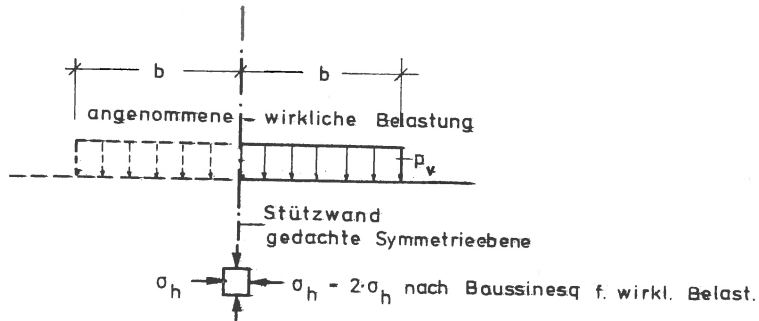


Bild 52: Belastungsannahme zur Berechnung der Spannungen nach Boussinesq

Diese Annahme wird durch mehrere Untersuchungen bestätigt, [31, 32, 33]. Die theoretischen Voraussetzungen zur Erfüllung der Symmetrie - Schubspannungen in der Symmetrieebene gleich Null, keine Wandverformung - wird nahezu erreicht. Die Schubspannungen sind durch die dynamische Verdichtung stark abgemindert, die Wandverformung infolge der Verdichtung einer Bodenlage ist gering.

Die gleichmäßige linienförmige Tangentialbelastung p_h (Bild 50 a) braucht nicht berücksichtigt zu werden, da sie keinen Beitrag zum Erddruck liefert. Dies gilt jedoch nur für zugfesten Stoff. Kohäsionsloser Boden kann nur dann Zugspannungen aufnehmen, wenn an derselben Stelle Druckspannungen auftreten, die größer sind als die Zugspannungen, so daß lediglich eine Druckspannungsabminderung eintritt. Durch die hohe vertikale Belastung p_v gegenüber p_h ($p_v \gg p_h$) kann dies als gegeben vorausgesetzt werden.

Die Schwierigkeit bei dem vorgeschlagenen Lösungsweg liegt nicht in der Ermittlung der Spannungsverteilung, sondern in der Bestimmung der Bodenkennwerte und deren grober Annäherung an das nichtlineare Verhalten des Bodens. Bei herkömmlichen bodenmechanischen Versuchen (Dreiaxialgerät, Oedometer) wird zwar der Steifemodul E_s bestimmt, aber nicht die Querdehnzahl ν oder der Schubmodul G . Aus diesem Grunde wird in der Bodenmechanik der einfachere Weg gewählt, die Horizontalspannung über einen Erddruckbeiwert K als Funktion der Vertikalspannung σ_v auszudrücken.

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \tag{24}$$

5.4.3 Ermittlung der verbleibenden Horizontalspannung über einen Erddruckbeiwert

Allgemeines

Im allgemeinen wird unterschieden zwischen dem aktiven bzw. passiven Erddruckbeiwert K_a bzw. K_p und dem Erdruehdruckbeiwert K_o . Bei Beobachtung der Verformung einer Winkelstützmauer erfolgt zwar eine Gesamtbewegung, die ausreicht, um den aktiven Erddruck wachzurufen, jedoch erfolgt nach Abschluß der Verdichtung für die im Einflußbereich des Geräts liegende Bodenmasse keine Verformung mehr, so daß zur Bestimmung der Horizontalspannungen infolge Verdichtung der Erdruehdruckbeiwert herangezogen wird. Allerdings handelt es sich dabei nicht um den Erdruehdruck im Sinne der Definition: "Erdruehdruck ist der Erddruck eines ungestörten Bodenkörpers, wobei der ungestörte Zustand dadurch definiert ist, daß die Bodenteilchen nach ihrer Sedimentation im Halbraum keine Verschiebungen mehr erlitten haben" (DIN 1054), die meist nur theoretische Bedeutung hat, vielmehr soll der Erdruehdruckbeiwert folgendermaßen festgelegt werden [38]: "Der Erdruehdruckbeiwert ist das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Spannung in einem Boden, der unter der Bedingung eingebracht wurde, daß keine horizontale Verformung stattfand. Die Spannungen sind Hauptspannungen,

das heißt in den Hauptspannungsebenen tritt keine Schubspannung auf".

Der Ruhedruckbeiwert für nichtbindige Böden wird in der Regel (DIN 1055 Blatt 2) nach der vereinfachten Formel $K_o = 1 - \sin(\phi)$ bestimmt, die von Jáky [36] herührt, der folgende Beziehung zwischen ϕ und dem Ruhedruckbeiwert aufgestellt hat:

$$K_o = (1 - \sin(\phi)) \cdot \frac{1 + 2/3 \sin(\phi)}{1 + \sin(\phi)} \quad (25)$$

Aufgrund zahlreicher Erddruckmessungen hat sich die oben genannte vereinfachte Formel eingebürgert.

Nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraums ergibt sich für den ebenen Formänderungszustand der Ruhedruckbeiwert K_o :

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (26)$$

Die Elastizitätstheorie ist jedoch zur Beschreibung der Spannungsverteilung im Boden wegen dessen ausgeprägter Nichtlinearität ungeeignet. Die Gleichung $K_o = \nu/(1-\nu)$ liefert jedoch dann annehmbare Ergebnisse, wenn nur sehr kleine elastische Verformungen stattfinden und der Abstand vom Bruchzustand groß ist.

Erdruhedruckbeiwert bei Entlastung (Bild 53)

Zur Ermittlung der verbleibenden horizontalen Erddruckspannungen ist jedoch nicht der Beiwert für Belastung, sondern Entlastung maßgebend, der hier mit K_u bezeichnet wird. Definition von K_u analog der des Erdruhedruckbeiwerts K_o , mit der Zusatzbedingung, daß selbst bei Entlastung keine horizontale Verformung stattfand. $K_u =$ momentanes Spannungsverhältnis σ_h/σ_v , für $\epsilon_h = 0$.

Untersucht und benötigt wurde der Beiwert K_u bei geologisch vorbelasteten Böden. Der Unterschied zwischen dem Beiwert K_o und K_u wurde bereits von Terzaghi [37] erkannt. Bishop [38], Bishop/Henkel [39], Schmidt B. [40], Brooker and Ireland [41], Hendron [42], Alban [43] und Belotti [44] beschäftigen sich mit dem Erdruhedruck in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte. Die bei diesen Beiträgen durchgeführten Versuche bestätigen bei Sand die Formel:

$$K_u = K_o \cdot R^\lambda \quad (27)$$

$R = \frac{\max \sigma}{\sigma_v}$ - Überlastungsverhältnis

$\lambda =$ Exponent, ermittelt aus Versuchen.

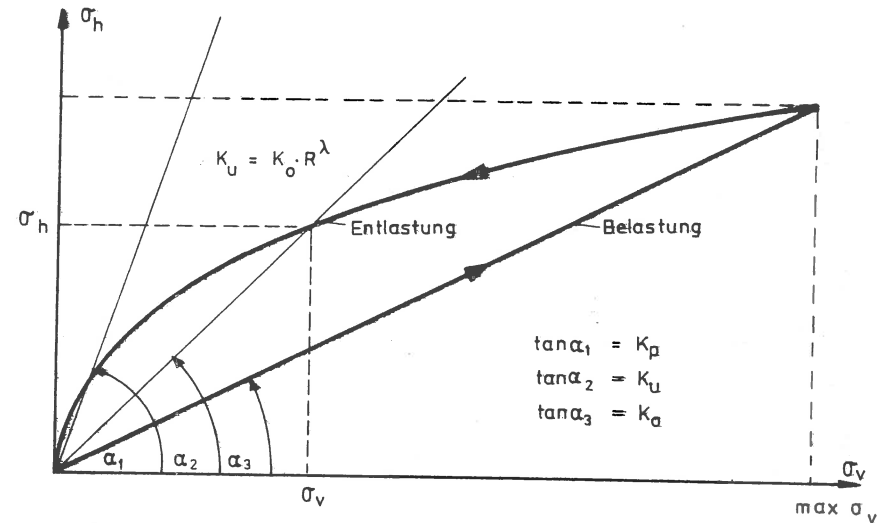


Bild 53: Verlauf des Erddruckbeiwerts in Abhängigkeit von der Belastung

Der Exponent λ kann aus einer Versuchsauswertung in doppellogarithmischer Auftragung leicht bestimmt werden.

Der Exponent λ ist nach Versuchen von Belotti [44] und einer Zusammenstellung der Versuche von Hendron [42] durch Schmidt [40] nahezu unabhängig von der Lagerungsdichte des Sandes. λ ist jedoch für die einzelnen Sandarten stark unterschiedlich. Folgende Tabelle zeigt eine Zusammenstellung der ermittelten λ -Werte für verschiedene Sandarten.

Sandart	Pensylv.	Wabash	Sangamon	Minnesota	Ottawa	Sand (allg.)
λ	0.45	0.49	0.42	0.38	0.51	0.50
nach:	Hendron	Hendron	Hendron	Hendron	Belotti	Belotti

Betrachtet man nun den Erddruckbeiwert K_u , als Funktion von R , für ein gewähltes λ in Abhängigkeit von der Tiefe z (Bild 54), so ergibt sich: Mit anwachsender Tiefe geht R gegen 1 und damit K_u gegen K_o . Ab einer bestimmten Ordinate z wird $K_u = 1$, und die Horizontalspannung wird größer als die Vertikalspannung. Bei weiteren Ansteigen von R erreicht K_u den Erdwiderstandsbeiwert K_p , und es ist in der Tiefe z_p

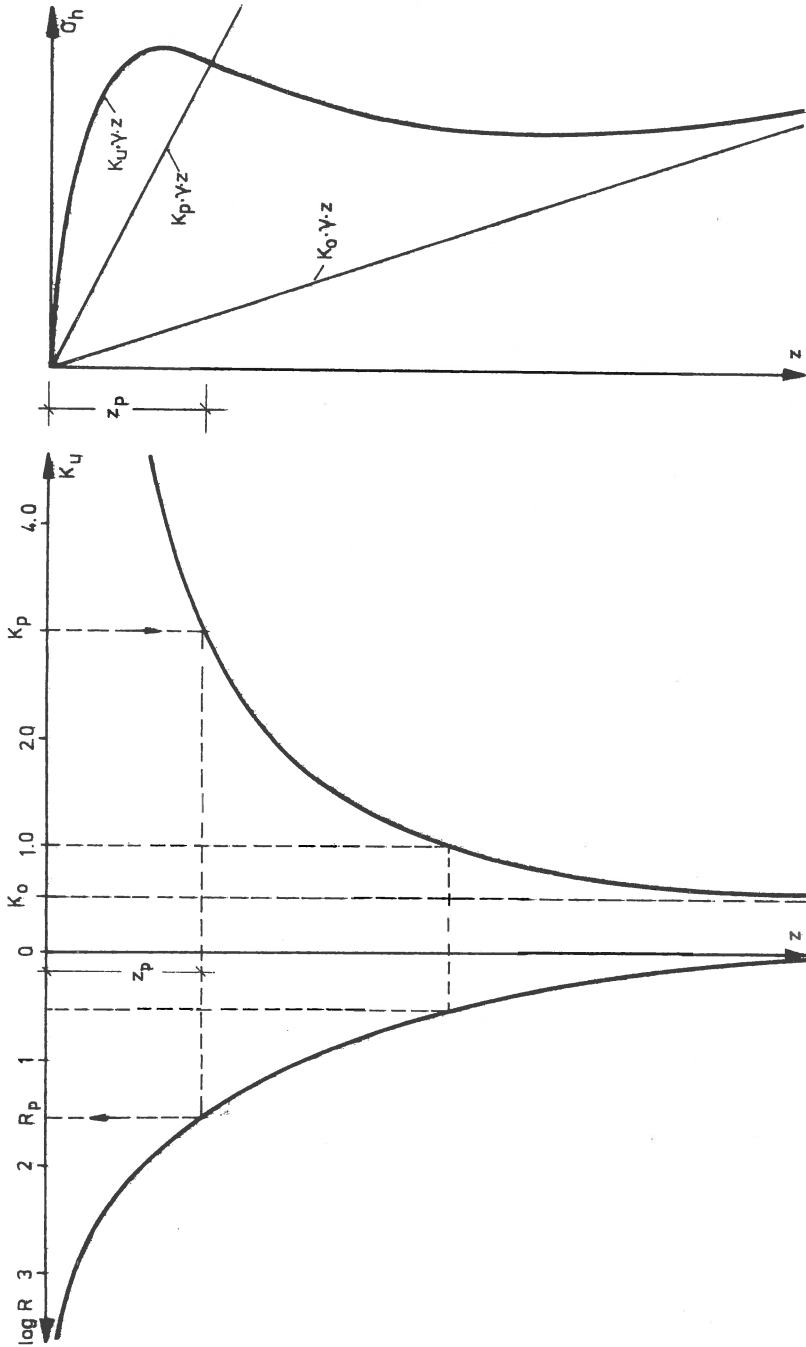


Bild 54: Verlauf des Erddruckbeiwerts K_u und der Spannung σ_h in Abhängigkeit von R über die Tiefe z

$$R = R_p = (K_p / K_0)^{1/\lambda} \quad (28)$$

An der Oberfläche $z = 0$, geht R gegen unendlich und K_u gegen unendlich.

Während der Grenzwert für $K_u \rightarrow K_0$ für große Tiefen z logisch und sinnvoll ist, da mit zunehmender Tiefe der Einfluß einer Vorbelastung abnimmt, so ist der Wert $K_p < K_u < \infty$ für z gegen Null nicht tragbar. Der größtmögliche Erddruckbeiwert ist und bleibt der Erdwiderstandsbeiwert, bei dem der Bruch im Boden eintritt (Mohr-Coulombsche Bruchbedingung). Diese Diskrepanz macht sich bei den Spannungen $\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot K_u$ weniger bemerkbar, da die Spannung an der Oberfläche Null und der Überschreibungsbereich $z = 0$ bis $z = z_p$ klein ist gegenüber einer Bauwerksabmessung, so daß bei früheren Untersuchungen darüber keine Nachforschungen angestellt wurden, da es für die Praxis ohne Bedeutung ist.

Beim Verdichtungsvorgang tritt an der Oberfläche eine sehr hohe momentane Belastung auf. Der für die Spannungsermittlung nach der Formel $\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot K_u$ (mit $K_u = K_0 \cdot R^\lambda$) ungültige Bereich $z_p = f(R)$ vergrößert sich, da rechnerisch $K_u > K_p$ wird. Für:

$$R = \frac{\max \sigma_v}{\sigma_v} = \frac{\gamma \cdot z + \sigma_v}{\gamma \cdot z} = 1 + \frac{\sigma_v}{\gamma \cdot z} \quad (29)$$

$$z = \bar{z} \cdot b \quad (30)$$

ergibt sich für σ_v nach Boussinesq [35], unter den Voraussetzungen nach 5.4.2

$$\sigma_v = p \frac{\bar{z} \cdot (3 + \frac{2}{\bar{z}^2})}{\pi \cdot b (1 + \bar{z}^2)^{3/2}} \quad (31)$$

und man erhält für R :

$$R = 1 + p \cdot \frac{(3 + \frac{2}{\bar{z}^2})}{\pi \cdot \gamma \cdot b^2 \cdot (1 + \bar{z}^2)^{3/2}} \quad (32)$$

Nun ist jedoch, wie die Versuchsergebnisse zeigen, gerade dieser für die Formel $K_u = K_0 \cdot R^\lambda$ ungültige Tiefenbereich interessant zur Ermittlung des Einflusses der Verdichtungswirkung auf den Erddruck, da hier die größte Spannung infolge Verdichtung auftritt. Auf Grund dieser Überlegungen kann der so ermittelte Erddruckbeiwert K_u bei Entlastung hier nicht verwendet werden.

Bestimmung des Erddruckbeiwerts bei Entlastung mit uneingeschränkter Gültigkeit

Die Gültigkeit der Formel $K_u = K_o \cdot R^\lambda$ ist für kleine R (R kleiner einem Grenzwert R_g) unumstritten. Steigt R über den Grenzwert R_g an, so wächst K_u stärker, als es nach der Theorie zulässig ist. Es empfiehlt sich also, wie in Bild 55 dargestellt, den Verlauf von K_u in Abhängigkeit von R in zwei Gültigkeitsbereiche zu unterteilen:

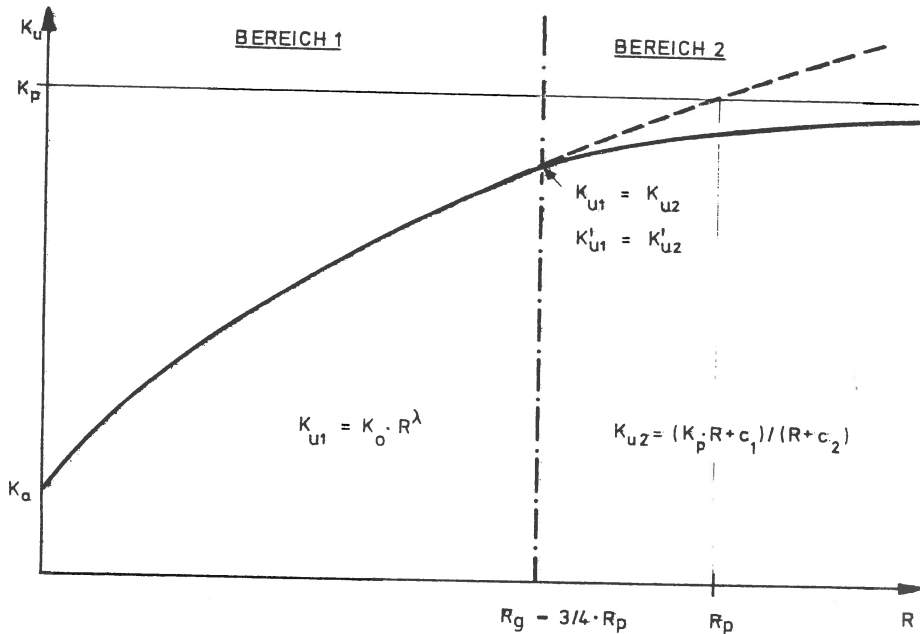


Bild 55: Verlauf des Erddruckbeiwerts K_u in Abhängigkeit von R mit uneingeschränkter Gültigkeit

Bereich 1: $K_{u1} = K_o \cdot R^\lambda$; $R < R_g$;

Bereich 2: Der Beiwert K_u besitzt zwei Grenzwerte. $\lim_{z \rightarrow 0} K_u = K_p$; $\lim_{z \rightarrow \infty} K_u = K_o$. $\lim_{R \rightarrow 1} K_u = K_o$ wird im Bereich 1 durch die Gleichung $K_{u1} = K_o \cdot R^\lambda$ erfüllt. Im Gültigkeitsbereich 2 ist es nun notwendig, den Kurvenverlauf so zu beschreiben, daß sich mit wachsendem R K_{u2} asymptotisch K_p nähert. Ferner wird die Forderung aufgestellt, daß beim Übergang vom Bereich 1 zu 2 sowohl der Wert K_{u1} identisch K_{u2} ist, als auch die Neigungen der beiden Kurvenäste übereinstimmen. Es bietet sich an, den Kurvenverlauf im Bereich 2 durch eine Hyperbel zu be-

schreiben, ausgedrückt durch eine gebrochen rationale Funktion (a, c_1 , c_2 - Konstanten):

$$K_{u2} = \frac{a \cdot R + c_1}{R + c_2} \quad (33)$$

Um zu erfüllen, daß $\lim_{R \rightarrow \infty} K_{u2} = K_p$ ist, muß $a = K_p$ sein. Ferner soll für $R = R_g$ $K_{u2} = K_{u1}$ gelten, d. h. es muß sein:

$$c_1 = K_{u1, Rg} \cdot (R_g + c_2) - K_p \cdot R_g \quad (34)$$

Die Bedingung, daß die Neigung der Kurven am Übergangspunkt übereinstimmt, ergibt:

$$K'_{u1, Rg} = K_o \cdot \lambda \cdot R_g^{\lambda-1}; \quad (35)$$

$$K'_{u2, Rg} = \frac{K_p \cdot c_2 - c_1}{(R_g + c_2)^2} \quad (36)$$

Wenn man für c_1 den zuvor berechneten Wert einsetzt, folgt:

$$c_2^2 \frac{K'_{u, Rg}}{A} + c_2 \cdot \frac{(2 \cdot R_g \cdot K'_{u, Rg} - K_p + K_{u, Rg})}{B} - \frac{K_p \cdot R_g + K_{u, Rg} \cdot R_g + K'_{u, Rg} \cdot R_g^2}{D} = 0; \quad (37)$$

$$c_2 = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} \quad (38)$$

Gültig ist nur das positive Vorzeichen der Wurzel, da sonst die Anfangsbedingung $K_{u1} = K_{u2}$ für $R = R_g$ nicht eindeutig erfüllt ist (0/0).

Der Grenzwert R_g muß nahe an R_p (siehe Seite 81) liegen, wie die in den Veröffentlichungen gemachten Angaben zeigen, da bei den durchgeführten Versuchen selbst bei relativ großem R keine großen Abweichungen für $K_u = K_o \cdot R^\lambda$ gegenüber dem gemessenen K_u festgestellt werden.

Der Grenzwert R_g wird mit $3/4 R_p$ festgelegt, da anzunehmen ist, daß ab diesem Überlastungsverhältnis der Erddruckbeiwert K_u langsamer ansteigt, als nach der Formel $K_u = K_o \cdot R^\lambda$. Dies erscheint sinnvoller als die Vorgabe eines Grenzwerts K_u , da hier in Abhängigkeit von λ ein stark unterschiedlicher Abstand zum Überlastungsverhältnis R_p auftreten würde.

Der Erddruckbeiwert K_u ist abhängig von K_o , K_p , R, λ . K_o , K_p sind eine Funktion der Scherfestigkeit, wobei die Wandreibung im Einflußbereich des Geräts nahezu Null ist. Somit ist $K_u = f(\phi, R, \lambda)$.

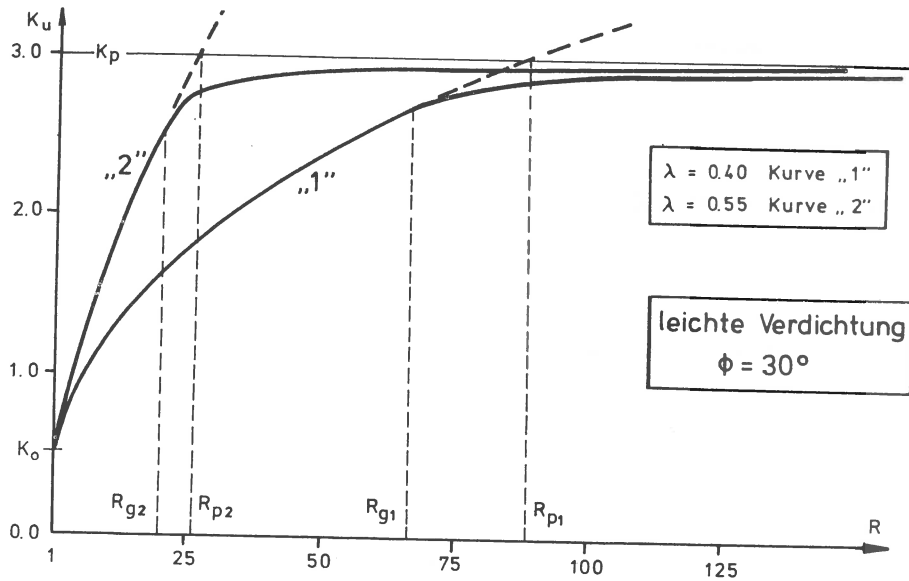


Bild 56 a: Erddruckbeiwert K_u in Abhängigkeit von λ , $\phi = 30^\circ$

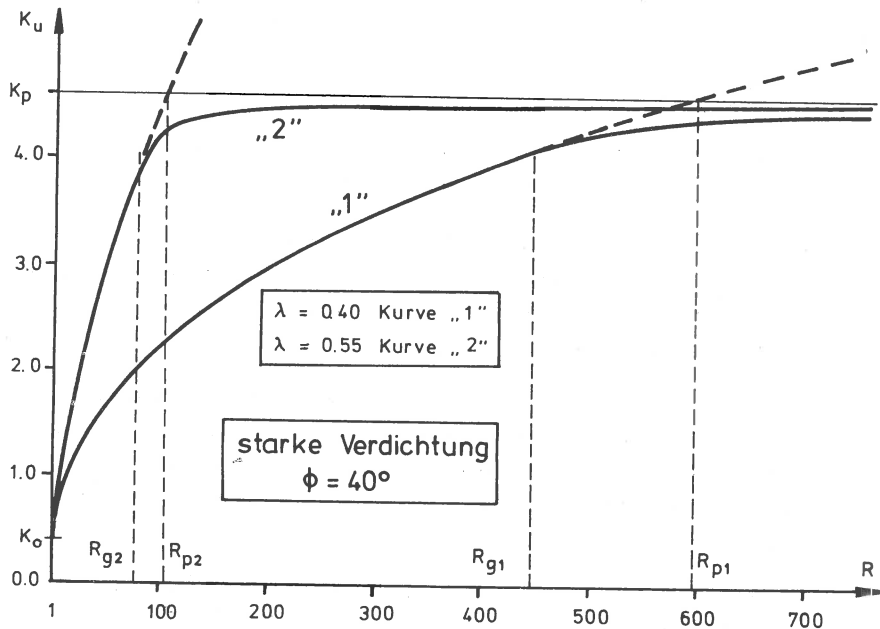


Bild 56 b: Erddruckbeiwert K_u in Abhängigkeit von λ , $\phi = 40^\circ$

Um den Einfluß des Scherwinkels auf K_u zu verdeutlichen, werden im folgenden die beiden Werte $\phi = 30^\circ$ und 40° angesetzt. R läuft von 1 bis ∞ , λ bewegt sich im allgemeinen (s. Seite 79) zwischen 0,4 und 0,55 (Bild 56).

5.5 Zusammenfassung

Im Kapitel 5 wird eine Lösung vorgestellt, die es ermöglicht, die verbleibenden horizontalen Erddruckspannungen infolge Verdichtung zu ermitteln. Betrachtet wurde eine Bodenschicht von großer Mächtigkeit. Zur besseren Übersicht soll hier der Lösungsweg kurz zusammengefaßt werden.

- Gesucht: - Maximale Belastung des Bodens während der Verdichtung;
 - Verbleibende horizontale Erddruckspannung nach dem Rüttelvorgang;

- Gegeben: - Maschinentechnische Daten des Verdichtungsgeräts: m , M , P_0 , F , Ω
 - Kennwerte des Bodens: E , γ , ϕ , λ

Lösung: - Mittels der Lösung in Abschnitt 5.2 über das Bewegungsverhalten des Rüttlers und der Darstellung des Bodens als einfaches Federmodell erhält man die maximale Vertikalbelastung p_v des Bodens während der Verdichtung, angesetzt als Linienlast auf die Breite der Rüttelplatte. Die vertikale Spannungsverteilung σ_v im Boden, infolge der begrenzten Linienlast p_v , läßt sich nach Boussinesq [30] berechnen. Bei gegebener Spannungsverteilung ist das Überlastungsverhältnis $R = (\gamma \cdot z + \sigma_v) / (\gamma \cdot z)$ für jeden Punkt der Tiefe bestimmt, und somit läßt sich der Erddruckbeiwert K_u für jede Ordinate z berechnen. Die resultierende Erddruckspannung $\sigma_h = \gamma \cdot z \cdot K_u$ kann zerlegt werden in eine Erddruckspannung infolge Bodeneigengewicht (Erddruckbeiwert $K = K_0$) und in eine Erddruckspannung infolge Verdichtung (Erddruckbeiwert $K = K_u - K_0$).

6. Praxisnahes Verfahren

6.1 Allgemeines

Die im Abschnitt 5 angegebene analytische Lösung, zur Ermittlung der verbleibenden Erddruckspannungen infolge einer verdichteten Hinterfüllung, erfordert im Gegensatz zur derzeitigen Erddruckermittlung einen hohen Rechenaufwand.

Außerdem dürfte ein Rechenverfahren in der Praxis kaum Eingang finden, bei dem so viele Kennwerte ($m, M, P_o, \Omega, \gamma, \phi, E, \lambda$) vorliegen müssen. Es soll, ausgehend von der analytischen Lösung, ein Näherungsverfahren vorgeschlagen werden, daß sich durch eine einfache Anwendung auszeichnet. Es müssen zwei Belastungsfälle unterschieden werden:

- a; keine oder eine geringfügige Bewegung der Wand beim Einbau einer Bodenlage;
- b; die Bewegung der Wand beim Verdichten einer Bodenlage reicht aus, um eine Entspannung des Bodens außerhalb des Einflußbereiches des Verdichtungsgeräts zu bewirken.

Für die Berechnung bedeutet es, daß im Fall a gegebenenfalls der Hinterfüllvorgang berücksichtigt werden muß, während im Fall b die Überlegungen für eine Bodenlage mit großer Mächtigkeit ausreichen. Fall a und b stellt die beiden Grenzfälle dar, Erdruhedruck - aktiver Erddruck. Bei Wandbewegungen, die nicht ausreichen, um den aktiven Erddruck zu wecken, stellt sich ein Kurvenverlauf ein, der zwischen diesen beiden Grenzkurven liegt.

6.2 Diskussion der Kurve $\sigma_h = K_u \cdot \gamma \cdot z$

Ausgehend von der Gleichung:

$$\sigma_h = K_u \cdot \gamma \cdot z \quad \text{mit:}$$

$$K_u = K_{u1} = K_o \cdot R^\lambda \quad \text{für } R < R_g \quad \text{und}$$

$$K_u = K_{u2} = (R \cdot K_p + c_1) / (R + c_2) \quad \text{für } R > R_g \quad \text{und}$$

$$R_g = 3/4 (K_p / K_o)^{1/\lambda} \quad \text{und } c_1 \text{ und } c_2 \text{ nach Abschnitt 5.4.3 läßt sich, wenn man}$$

R eliminiert (Gleichung (32) S. 81), der horizontale Spannungsverlauf bestimmen. Um eine dimensionslose und vergleichbare Darstellung des Spannungsverlaufs zu ermöglichen, werden die Spannungen mit dem Faktor $1/(\gamma \cdot b)$ multipliziert:

$$\sigma_h = \frac{K \cdot \gamma \cdot \bar{z} \cdot b}{\gamma \cdot b} = K \cdot \bar{z} \quad (39)$$

Die Wichte γ schwankt zwischen 16 kN/m^3 für leicht verdichteten Sand und 18 kN/m^3 für stark verdichteten Sand und spielt somit keine dominierende Rolle bei der Spannungsermittlung. Der Verlauf von R ist hauptsächlich abhängig vom Verhältnis p/b^2 . Mit der Abkürzung

$$\bar{p} = \frac{p}{b^2} \quad (40)$$

folgt

$$R = 1 + \bar{p} \cdot \frac{3 + \frac{2}{\bar{z}^2}}{\gamma \cdot \pi \cdot (1 + \bar{z}^2)^{3/2}} \quad (41)$$

γ wird für die weiteren Untersuchungen festgelegt mit $17,0 \text{ kN/m}^3$. Im folgenden wird also der Spannungsverlauf über die Tiefe in Abhängigkeit von λ und \bar{p} für die Grenzkurven

$$\lambda = 0.4; \quad \phi = 30^\circ \text{ bzw. } 40^\circ;$$

$$\lambda = 0.55; \quad \phi = 30^\circ \text{ bzw. } 40^\circ;$$

wie auf Bild 57 und 58 dargestellt untersucht.

\bar{p} wurde nach Abschnitt 5.2 für verschiedene Verdichtungsgeräte berechnet, Anlage 4. \bar{p} bewegt sich zwischen 100 und 900 kN/m^3 .

Betrachtet man den Spannungsverlauf in Abhängigkeit von der Tiefe (Bild 57 und 58), so zeigt sich ein Anwachsen der Spannungen mit einem Erddruckbeiwert von nahezu K_p , bis ein Maximum erreicht ist. Die Spannungen nehmen dann ab und nähern sich mit zunehmender Tiefe asymptotisch den Ausgangsspannungen $K_o \cdot \bar{z}$. Dies ist deutlich ausgeprägt beim oberen Grenzwert von λ , $\lambda = 0,55$. Für $\lambda = 0,4$ gibt es beim Spannungsverlauf keinen ausgeprägten Größtwert, sondern es erfolgt ein plötzlicher geringerer Spannungszuwachs. Über einen gewissen Tiefenbereich bleibt die Spannung fast konstant und nähert sich mit größer werdendem \bar{z} wiederum asymptotisch den Ausgangsspannungen $K_o \cdot \bar{z}$.

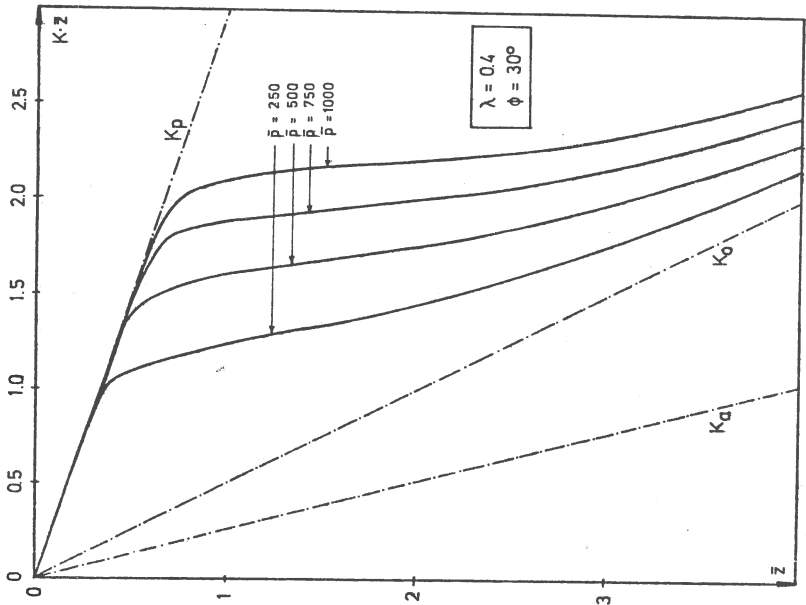
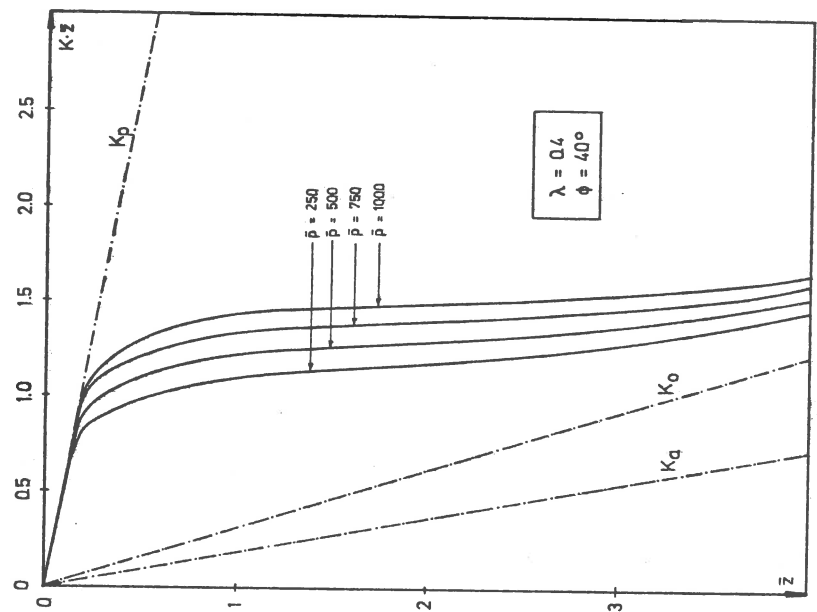


Bild 57: Spannungsverlauf in Abhängigkeit von \bar{p} und ϕ , $\lambda = 0.4$

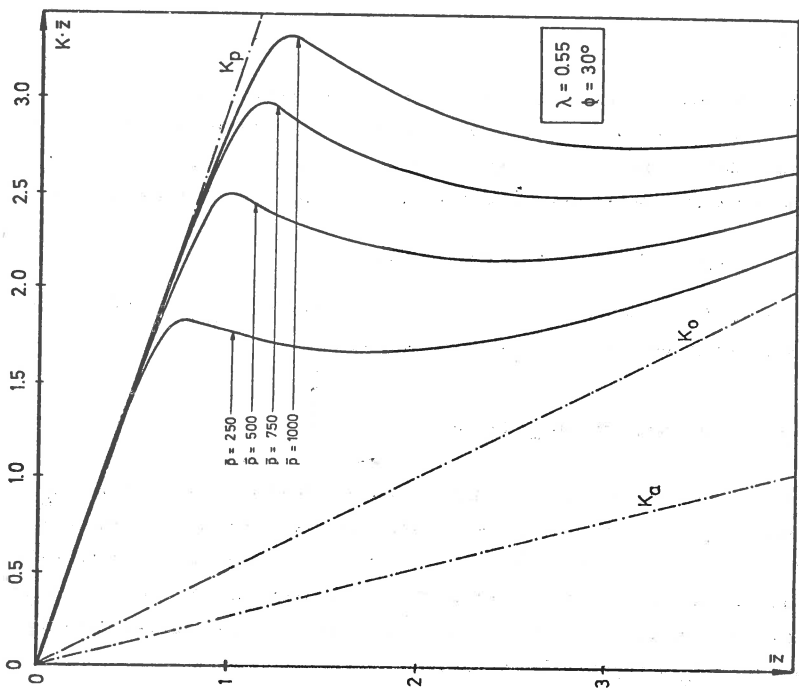
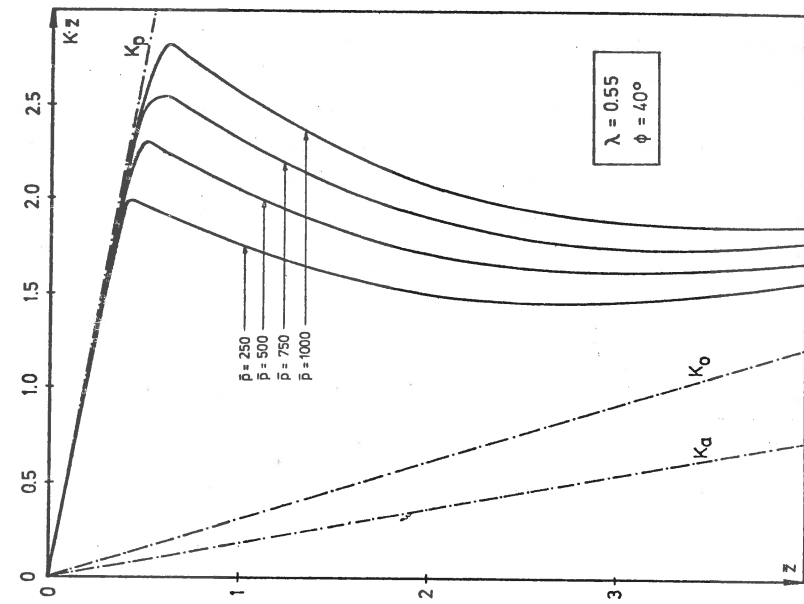


Bild 58: Spannungsverlauf in Abhängigkeit von \bar{p} und ϕ , $\lambda = 0.55$

Durch den Wert \bar{p} wird das Maximum, bzw. der Punkt festgelegt, von dem mit zunehmender Tiefe ein geringerer Spannungszuwachs erfolgt. Mit anwachsendem \bar{p} verschiebt sich dieser Punkt nach unten. Mit der Wahl von ϕ ist jedoch bereits der Wert von \bar{p} bestimmt. Bei Verwendung eines leichten Verdichtungsgeräts ergibt sich eine kleine Dichte und somit eine geringe Scherfestigkeit, bei Verwendung eines schweren Verdichtungsgeräts eine große Dichte und große Scherfestigkeit. \bar{p} läßt sich also in Abhängigkeit von ϕ in einzelne Bereiche unterteilen:

ϕ	Grad	30	35	40
\bar{p}	kN/m ³	100 - 200	300 - 500	500 - 900
\bar{p}_m	kN/m ³	150	400	700
Verdichtungszustand		leicht	mittel	stark

6.3 Entwicklung eines praxisnahen Verfahrens

Allgemeines

Zur Entwicklung eines praxisnahen Verfahrens ist es notwendig, weitere Vereinfachungen vorzunehmen. Diese sollen zum einen darin bestehen, daß der Spannungsverlauf durch einen Polygonzug angenähert wird, und zum anderen, daß für den für jede Sandart unterschiedlichen Wert λ ein Mittelwert gewählt wird:

$$\lambda_m = (\max \lambda + \min \lambda) / 2 = (0,4 + 0,55) / 2 = 0,475 \quad (42)$$

In den Bildern 59, 60 und 61 ist der Spannungsverlauf für λ_m , $\phi = 30^\circ$, 35° und 40° für die verschiedenen Bereiche von \bar{p} dargestellt.

Starre Wand, Bemessungsgrundlage Erddruck

Bild 59 bis 61 beinhaltet auch die Annäherung des Spannungsverlaufs für \bar{p}_m durch einen Polygonzug, der folgenden Spannungsverlauf beschreibt: Von der Oberfläche bis zu einer Tiefe von 0,4 mal der Breite der verwendeten Rüttelplatte wachsen die Spannungen mit einem Erddruckbeiwert $K = K_p$ an. Dann folgt ein Konstantbleiben der Spannungen über eine Tiefe, bis sie von den Ausgangsspannungen $\sigma_h = K_o \cdot \bar{z}$ übertroffen werden.

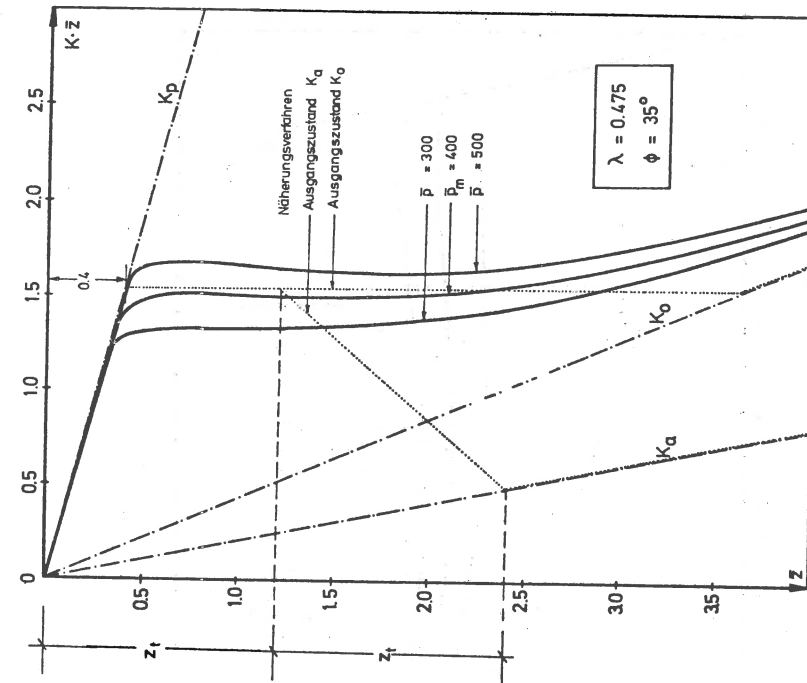


Bild 60: Spannungsverlauf in Abhängigkeit von \bar{p} , mittlere Verdichtung, Näherungsverfahren

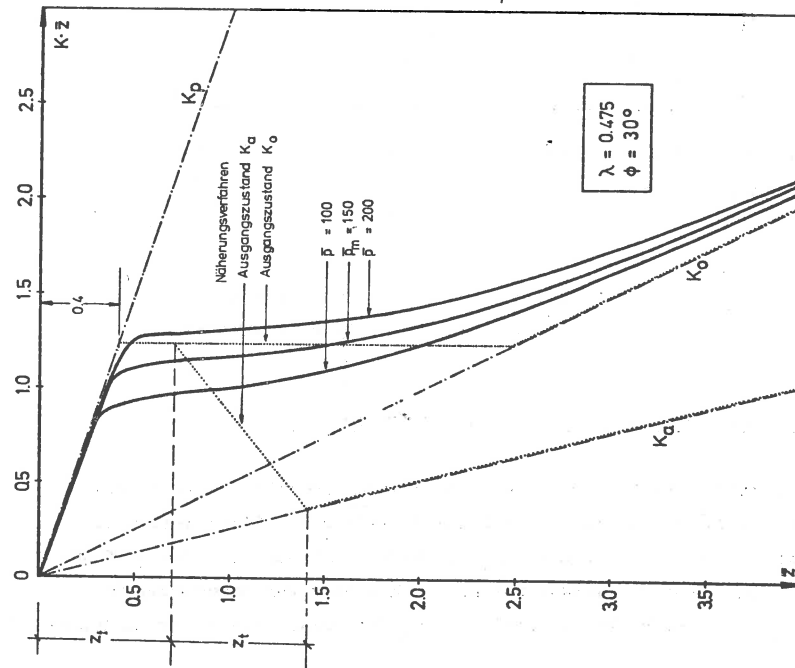


Bild 59: Spannungsverlauf in Abhängigkeit von \bar{p} , leichte Verdichtung, Näherungsverfahren

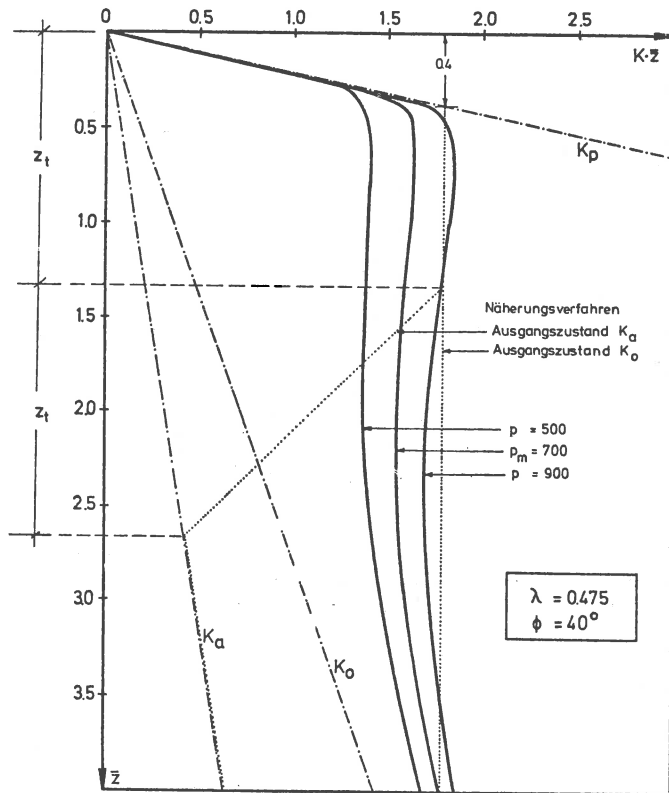


Bild 61: Spannungsverlauf in Abhängigkeit von \bar{p} , starke Verdichtung, Näherungsverfahren

Der Hinterfüllvorgang kann bei diesem Verfahren unberücksichtigt bleiben, denn durch den Einbau einer weiteren Bodenlage erfolgt ein Spannungszuwachs oder ein Konstantbleiben der Spannungen, jedoch keine Spannungsabnahme.

Nachgiebige Wand, Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck

Reicht die Bewegung der Wand beim Verdichten einer Bodenlage aus, um eine Entspannung des Bodens außerhalb des Einflusses des Rüttelgeräts zu bewirken, so braucht der Erddruck infolge Verdichtung nur über den Einflusbereich berücksichtigt zu werden. Der Erddruckbeiwert zur Berechnung der Spannungen ist innerhalb der Tiefenwirkung z_t des Geräts gleich dem Erdruhe-

druckbeiwert K_u , da für diese Bodenlage nach der Verdichtung keine Wandbewegung stattfindet.

Der Erddruck entspricht also innerhalb der Tiefenwirkung z_t des Geräts dem Erddruck auf eine starre Wand. Für eine Tiefe $z > z_t$ kann keine genaue Berechnung des Spannungsverlaufs durchgeführt werden, da die Spannungsermittlung nach Boussinesq (Ermittlung von σ_v) nur für den ungestörten Boden gilt. Es muß eine Annahme getroffen werden, die sich lediglich durch Versuchsergebnisse bestätigen läßt. Es wird angenommen, daß die Verdichtung nach einer Tiefe $z > 2 \cdot z_t$ keinen Einfluß auf den Erddruck mehr ausübt. Daraus ergibt sich der ebenfalls in die Bilder 59 bis 61 eingezeichnete Polygonzug für den aktiven Ausgangszustand.

Zusammenfassung

Es wird auf Grund der theoretischen Überlegungen ein einfaches Verfahren zur Ermittlung des Erddrucks infolge Verdichtung vorgeschlagen (Bild 62).

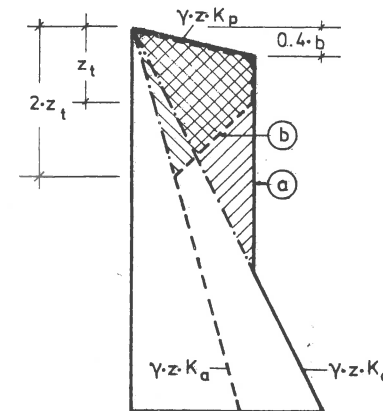


Bild 62: Näherungsverfahren zur Erfassung des Verdichtungserddrucks

- a; Bemessungsgrundlage Erdruhedruck
- b; Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck
- z_t = Einflusstiefe des Rüttlers (s. Anlage A 4/1)

Die Breite der Rüttelplatten beträgt zwischen 45 und 60 cm. Ein Anwachsen des Erddrucks gleich dem Erdwiderstand erfolgt also über eine Tiefe von 20 bis 25 cm.

Beim Ausgangszustand "aktiver Erddruck" wurde vorausgesetzt, daß beim Verdichten einer Bodenlage eine Wandverformung eintritt, die eine Entspannung des Bodens

außerhalb des Einflußbereichs des Verdichtungsgeräts, festgelegt mit $2 \cdot z_t$, zuläßt. Tritt keine Bodenentspannung ein, so erfolgt auch beim Ausgangszustand 'aktiver Erddruck' ein Konstantbleiben der Spannungen, bis sie an Größe vom aktiven Erddruck übertroffen werden. Dieser Lastfall blieb unberücksichtigt, da von vornherein unklar ist, in welcher Größenordnung die Wandverformung auftritt. Bei Verwendung von leichten Rüttlern wird dies hauptsächlich der Fall sein. Hier wird der Erddruck infolge Verdichtung, wie die Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen zeigt, siehe 7.2, nach diesen Verfahren überschätzt, so daß man auf der sicheren Seite liegt und dieser Lastfall nicht getrennt berücksichtigt zu werden braucht.

7. Nachrechnung der Versuchsergebnisse

7.1 Bestimmung des Exponenten λ bei der im Versuch verwendeten Sandart

Beim herkömmlichen K_0 - Versuch im Dreiaxialgerät wird die Bodenprobe einem axialsymmetrischen Spannungszustand unterworfen.

$$\sigma_a = \sigma_1 = \text{größere Hauptspannung ;}$$

$$\sigma_r = \sigma_3 = \sigma_2 = \text{kleinere Hauptspannung ;}$$

wobei die Bedingung einzuhalten ist, daß die seitliche Verformung $\epsilon_r = 0$ bleibt.

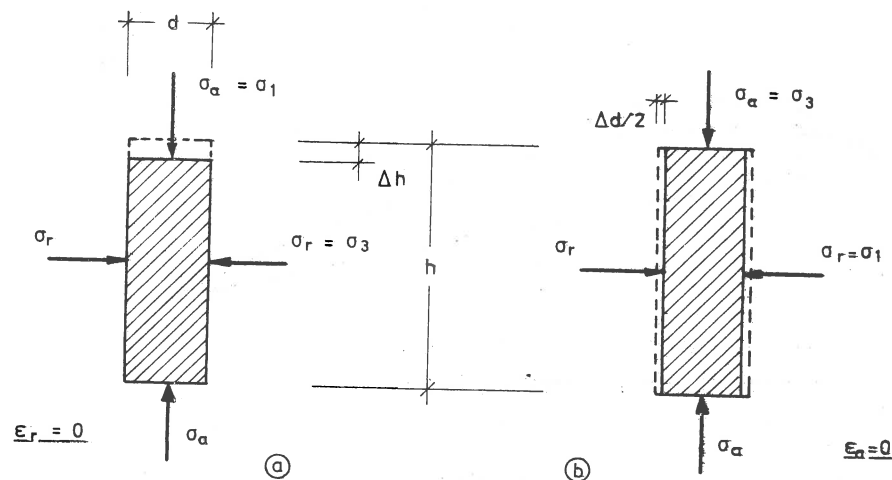


Bild 63: (a) Herkömmliche,
(b) eigene K_0 - Versuche

Dies wird durch ein feinfühliges Meßsystem erreicht. Auftretende seitliche Verformungen werden durch Erhöhung des Seitendrucks rückgängig gemacht. Solche Versuche können bei Standardgeräten wegen des Fehlens einer komplizierten Meßeinrichtung zur Feststellung der auftretenden Seitenverformung nicht durchgeführt werden.

Um trotzdem Aussagen über den Erdruchdruckbeiwert bei Entlastung machen zu kön-

nen, wurden die Proben einem anderen Spannungspfad unterworfen (Bild 63, 64), [45], wobei

$$\sigma_r = \sigma_1 = \sigma_2 \quad \text{die größere Hauptspannung und}$$

$$\sigma_a = \sigma_3 \quad \text{die kleinere Hauptspannung war.}$$

Es wurde die Bedingung eingehalten daß die axiale Verformung $\epsilon_a = 0$ blieb. Diese Versuchsdurchführung war nur möglich, da die Messung von σ_a in der Zelle stattfand.

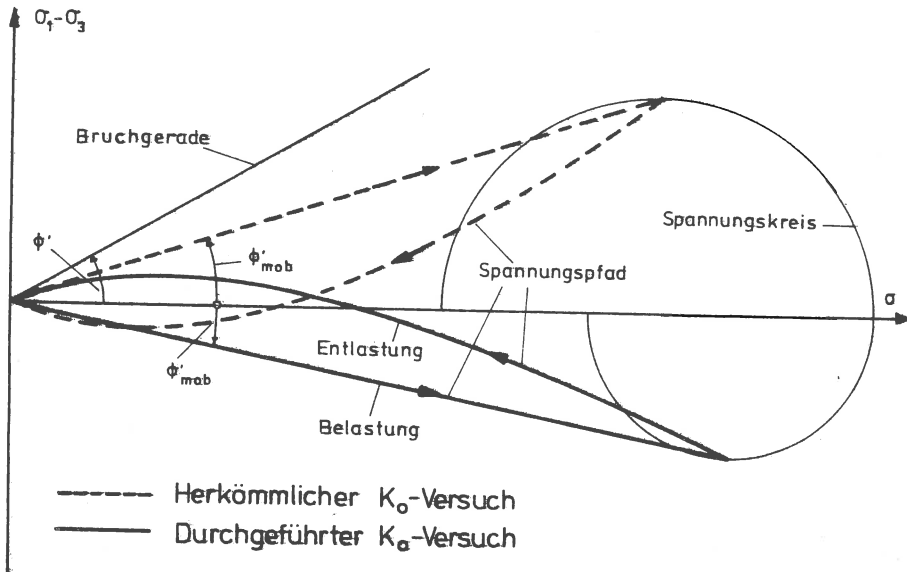


Bild 64: Darstellung des Spannungspfades, herkömmliche - durchgeführte eigene K_0 - Versuche

Betrachtet man die Bodenprobe in beiden Fällen als rein elastischen, isotropen Körper, so ergibt sich:

$$\epsilon_a = \sigma_a/E - 2 \cdot \nu \cdot \sigma_r/E ; \quad (43)$$

$$\epsilon_r = \sigma_r/E - \nu \cdot \sigma_r/E - \nu \cdot \sigma_a/E . \quad (44)$$

Für die herkömmlichen Erdruhedruckversuche gilt: $\epsilon_r = 0$;

$$\sigma_r/\sigma_a = \sigma_3/\sigma_1 = K_0 = \nu/(1 - \nu) . \quad (45)$$

Für die durchgeführten Erdruhedruckversuche: $\epsilon_a = 0$;

$$\sigma_a/\sigma_r = \sigma_3/\sigma_1 = K'_0 = 2 \cdot \nu . \quad (46)$$

Der Beiwert K_0 , ermittelt nach der Elastizitätstheorie, zeigt bei kleinen Verformungen der Probe eine gute Übereinstimmung mit dem Wert K_0 , ermittelt nach Jaky (keine Dichteänderung). Es wird nun die Annahme getroffen, daß das Verhältnis $K/K' = C$ während der Versuchsdurchführung konstant bleibt , d. h.

$$C = K_0/K'_0 = K_u/K'_u . \quad (47)$$

Damit lassen sich auf Grund der durchgeführten Versuche K_0 und K_u bestimmen.

$$K_0 = K'_0/(2 - K'_0) ; \quad K_u = C \cdot K'_u . \quad (48)$$

Obige Voraussetzung bedeutet, daß beim Entlastungsvorgang keine Änderung der Querdehnzahl ν erfolgt. Ferner ist diese Annahme nur gültig bei rein elastischen Verformungen der Probe. Um dies in etwa zu gewährleisten, wurde das Überlastungsverhältnis R begrenzt auf $\max R = 6$ für $\gamma < 16 \text{ kN/m}^3$ und auf 12 für $\gamma > 16 \text{ kN/m}^3$.

Es wurden 16 Versuche durchgeführt. Die Auswertung der Versuche erfolgte mit einem Computerprogramm, die Ergebnisse sind tabellarisch zusammengestellt. Für den Versuch mit der Nummer 2 sind die Meßergebnisse in Bild 66 dargestellt.

Nr.	γ_d kN/m ³	γ kN/m ³	w %	λ	$(\lambda - \bar{\lambda})^2$
-	-	-	-	-	-
1	15.0	15.6	3.9	0.418	0.000676
2	15.2	16.0	5.1	0.446	0.000004
3	15.4	16.0	4.1	0.431	0.000169
4	15.5	16.4	5.8	0.451	0.000049
5	15.5	16.4	5.6	0.479	0.001225
6	15.7	16.7	6.4	0.423	0.000441
7	15.7	16.9	7.9	0.460	0.000256
8	15.8	16.6	5.5	0.462	0.000324
9	15.9	16.7	5.1	0.430	0.000196
10	16.0	16.8	5.0	0.432	0.000144
11	16.2	17.2	6.2	0.445	0.000001
12	16.2	17.1	5.5	0.454	0.000100
13	16.5	17.5	6.1	0.478	0.001156
14	16.5	17.2	4.9	0.417	0.000729
15	16.7	17.7	-	0.466	0.000484
16	16.8	17.6	5.1	0.412	0.001024
			Σ	7.104	0.006978

Arithmetisches Mittel: $\bar{\lambda} = 0.444$; Standardabweichung: $0.022 = 4.95 \%$;

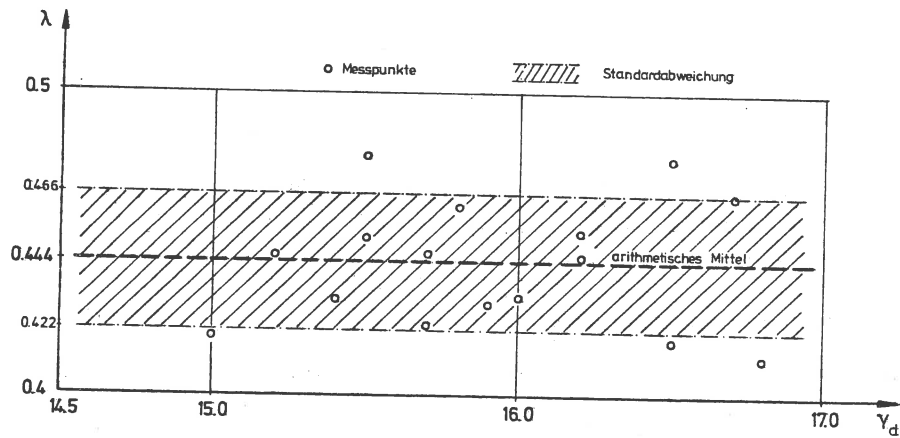


Bild 65: Ergebnisse der Erdruehdruckversuche

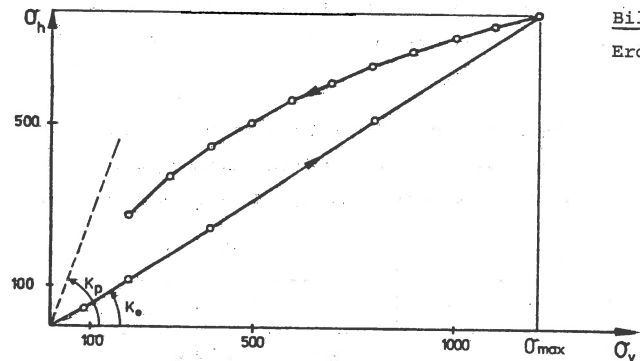
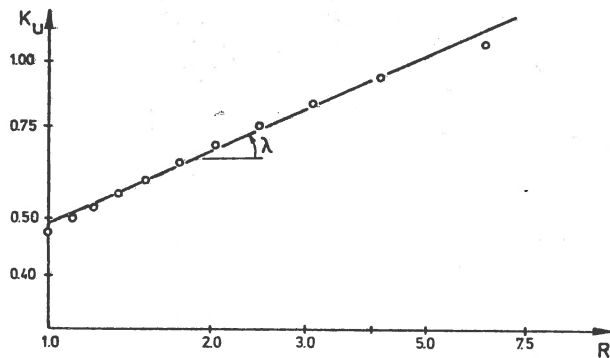


Bild 66: Ermittlung des Erddruckbeiwerts K_u

a; B_e - Entlastung in der Spannungsebene



b; Bestimmung von λ in doppellog. Darstellung

7.2 Nachrechnung der Versuchsergebnisse

Bild 67 bis 72

Mit dem im vorhergehenden Abschnitt ermittelten Exponenten λ zur Bestimmung des Erddruckbeiwerts K_u und der errechneten Auflast \bar{p} für das verwendete Rüttelgerät wurden die Versuchsergebnisse nachgerechnet und die Kurven einander gegenübergestellt. In die Bilder eingetragen ist ferner der Spannungsverlauf nach dem für die Praxis vorgeschlagenen Näherungsverfahren mit $\lambda_m = 0.475$ und \bar{p}_m nach S. 90.

Die Bilder 67 bis 69 zeigen den Vergleich für den Versuch "leicht verdichtet", $\phi = 30^\circ$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$. Der Spannungsverlauf nach der genauen Berechnung als auch nach dem Näherungsverfahren liegt etwas über den Versuchsergebnissen. Die Ursache ist darin zu sehen, daß in der Tiefe bis zu 10 cm der Sand neben und hinter der Rüttelplatte durch die fehlende Auflast von den Schwingungen wieder aufgelockert wird. Deutlich zeigt sich die Abhängigkeit des Erddrucks von der Wandbewegung. Mit zunehmender Wandbewegung erfolgt ein Zurückgehen des Erddrucks vom Ruhedruck auf den aktiven Erddruck, außerhalb des Einflußbereichs des Verdichtungsgeräts.

Die Bilder 70 bis 72 stellen die Ergebnisse für den Versuch "stark verdichtet", $\phi = 34^\circ$, $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$ dar. Hier unterscheidet sich sehr deutlich der Erddruck infolge Verdichtung vom Erddruck infolge Bodeneigengewicht. Der Spannungsverlauf, ermittelt mit den genauen Werten als auch nach dem Näherungsverfahren zeigt eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Obwohl hier die Verdichtung mit einem schweren Gerät erfolgte, wurde nur eine Scherfestigkeit von 34° erreicht. Die Ursache ist darin zu sehen, daß der Einbau nicht beim optimalen Wassergehalt erfolgte, siehe 3.4 γ_d beträgt hier $16,5 \text{ kN/m}^3$, die einfache Proctorwichte $17,0 \text{ kN/m}^3$, was einer Scherfestigkeit von 40° entspricht.

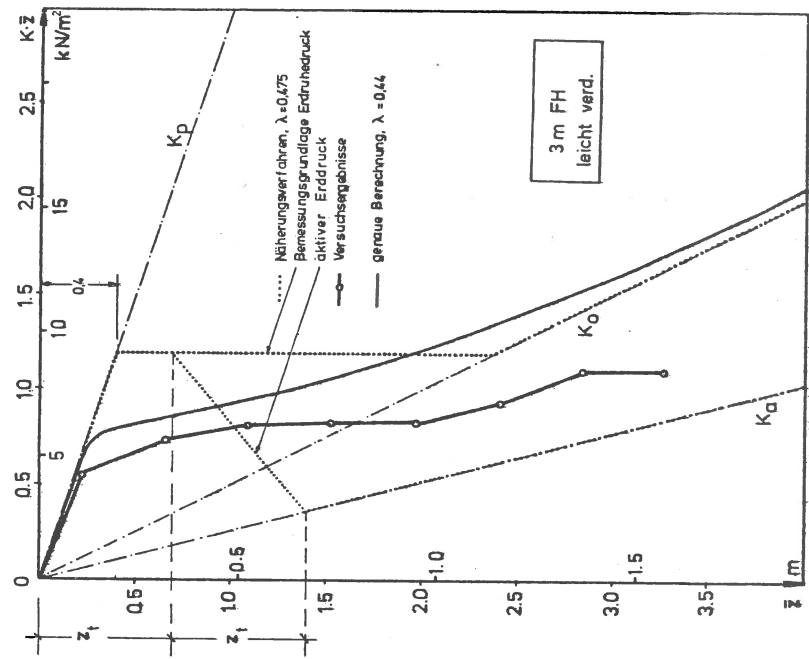


Bild 67: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

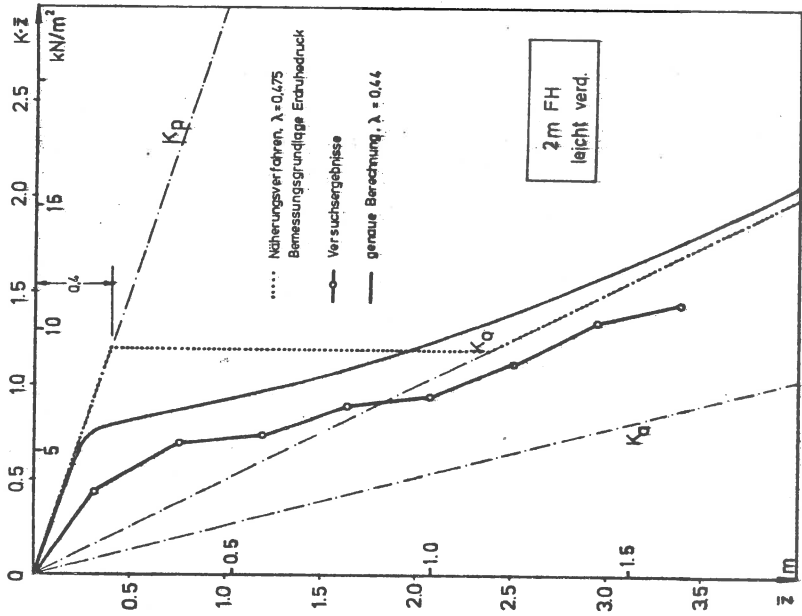


Bild 68: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

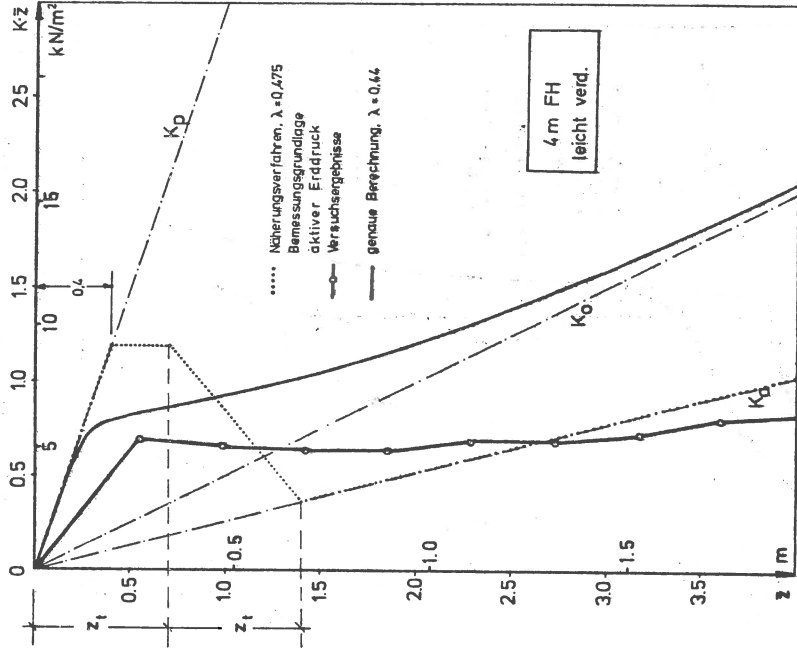


Bild 69: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

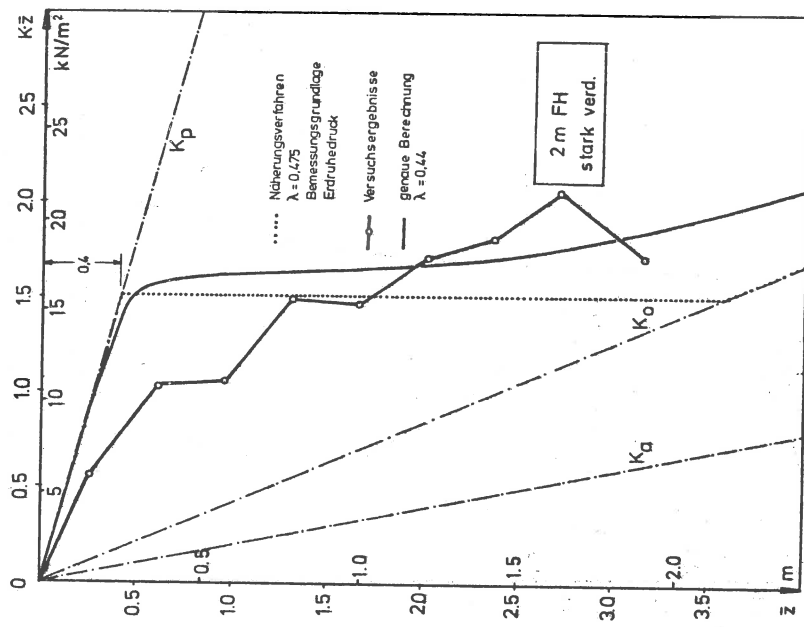


Bild 70: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

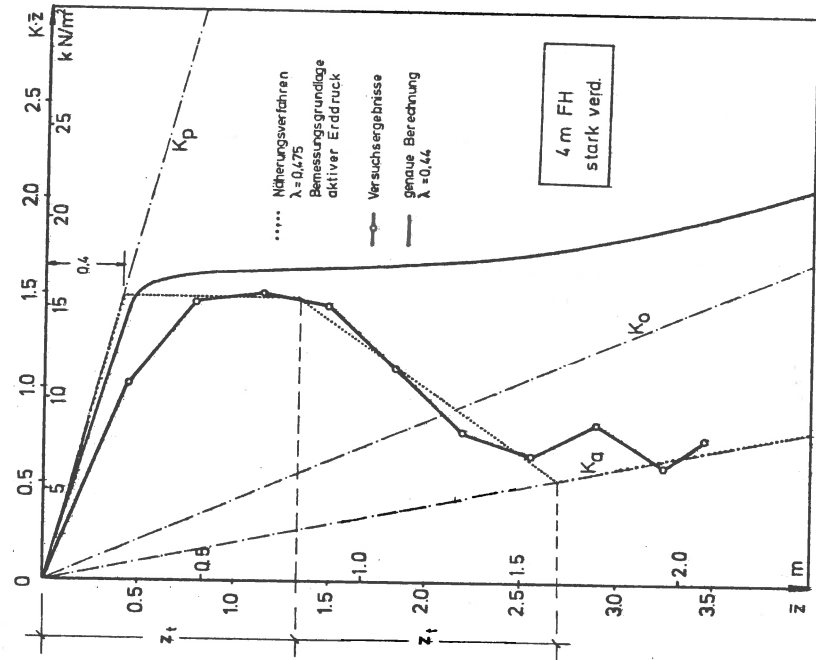


Bild 72: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

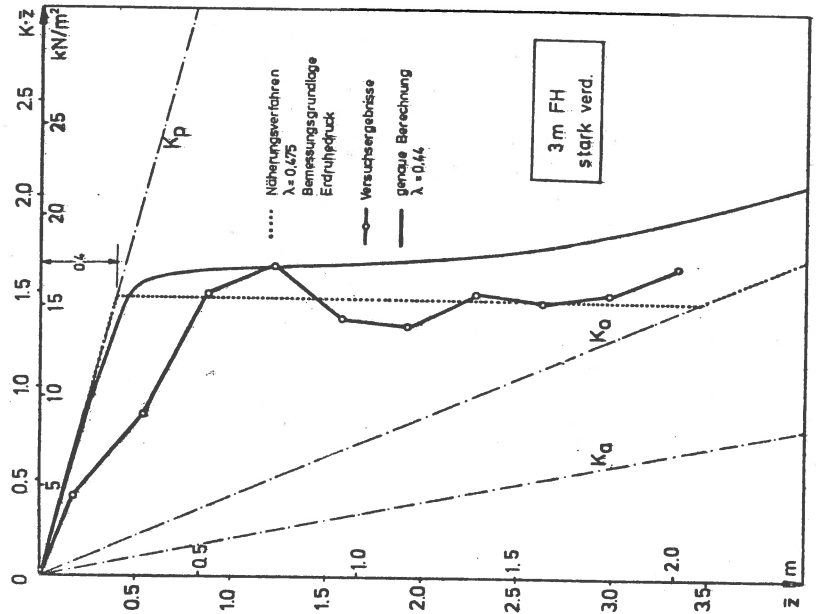


Bild 71: Gegenüberstellung Versuch - Rechnung

8. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit hatte das Ziel, den Erddruck bei Sand infolge Verdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten und lagenweisem Einbau festzustellen. Sowohl bei den durchgeführten großmaßstäblichen Versuchen als auch bei den theoretischen Überlegungen konnte einwandfrei zwischen einem Erddruck infolge Bodeneigengewicht und einem Erddruck infolge Verdichtung unterschieden werden. Entgegen der bisherigen Annahme tritt der Erddruck infolge Verdichtung auch auf, wenn als Ausgangszustand der aktive Erddruck vorhanden ist. Die wichtigsten Versuchsergebnisse zusammengefaßt:

- der Erddruck infolge Verdichtung erreicht innerhalb der Tiefenwirkung des Rüttlers ein Maximum und wächst mit zunehmender Verdichtungsarbeit an;
- der Erddruck infolge Verdichtung verschwindet mit zunehmender Tiefe;
- der Erddruck infolge Verdichtung ist unabhängig von der Arbeitsraumbreite.

Wenn man mittels vereinfachter Annahmen die maximale Kraft berechnet, die während der Verdichtung in den Boden eingeleitet wird, und die vertikale Spannungsverteilung ermittelt, kann über einen Erddruckbeiwert K_u , gleich Erdruhedruckbeiwert bei Entlastung, die verbleibende Horizontalspannung im Boden infolge Verdichtung festgestellt werden. Ausgehend von dieser "genauen Berechnung" wurde ein einfaches Näherungsverfahren zur Erfassung des Verdichtungs-erddrucks entwickelt für die Ausgangszustände Erdruhedruck und aktiver Erddruck. Die Gegenüberstellung mit den Versuchsergebnissen zeigte eine gute Übereinstimmung.

Nun lassen sich diese Ergebnisse nur bedingt verallgemeinern, da die Untersuchungen nur für eine Sandart erfolgten und sich auf eine bestimmte Gruppe von Verdichtungsgeräten beschränkten. Zweifelsohne tritt jedoch ein Erddruck infolge Verdichtung auch bei anderen Bodenarten auf, auch wenn hier andere Verdichtungsgeräte zum Einsatz kommen. Über die Größenordnung kann nichts gesagt werden, denn dazu bedarf es weiterer Untersuchungen. Man muß sich bei der Bemessung von Stützbauwerken bei lagenweiser, verdichteter Hinterfüllung im klaren sein, daß außer der Bemessungsgrundlage aktiver Erddruck oder Erdruhedruck ein Erddruck infolge Verdichtung auftritt, der für die Bemessung der Bauwerksabmessungen eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielt.

Genauigkeit der Meßergebnisse

A 1/1

Ergebnisse der Ventilgeber

Der Nullwert, der in die Stützwand-Fertigteile einbetonierten Geber, schien sich mit der Temperatur zu ändern. Bild 1 zeigt Nullablesungen verschiedener Geber in Abhängigkeit von der Temperatur (Außentemperatur der Luft). Es deutet sich zwar eine Abnahme des Nullwertes mit fallender Temperatur an, doch läßt sich kein klarer Zusammenhang zwischen Nullablesung und Temperatur feststellen. Die größte Differenz verschiedener Nullablesungen desselben Gebers beträgt 6 kN/m^2 . Die meisten Geber weisen jedoch eine größere Stabilität auf, $\pm 2 \text{ kN/m}^2$. In dieser Größe dürfte die Genauigkeit der Ventilgeber liegen, unabhängig vom Ablesewert.

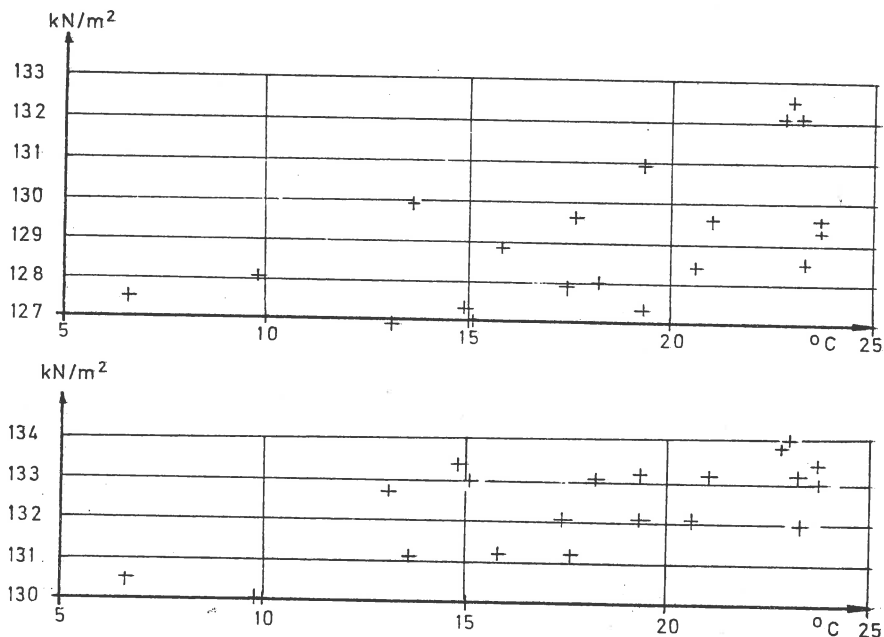


Bild 1:
 Verschiedene "Nullablesungen" zweier Ventilgeber in Abhängigkeit von der Außentemperatur

Ergebnisse der Schubmeßdosen

A 1/2

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, stimmen die Werte der Ventilgeber mit den Werten der Schubmeßdosen für unverdichtete und leicht verdichtete Lagerung gut überein, siehe 4.3.3. Starke Abweichungen zeigen die Normalspannungen der Schubmeßdosen gegenüber den Spannungen der Erddruckgeber bei den Versuchen mit stark verdichteter Lagerung. Dabei wurde während der Versuchsdurchführung folgende Beobachtung gemacht: Wenn beim Verdichten der Rüttler unmittelbar über der Dose steht, zeigt die Messung der Normalspannung größere Werte an als nach Abschluß der Verdichtung. Es findet mit zunehmender Entfernung des Geräts eine Entlastung statt.

Bei allen auf Dehnungsmeßstreifenbasis aufgebauten Meßgebern wird die durch die Spannung verursachte Formänderung gemessen. Eine Formänderung des Bodens vor der Meßdose soll gerade durch das Messen des Drucks nicht auftreten. Die Brauchbarkeit von Gebern ist um so besser, je geringer die Formänderung ist. Umgekehrt erlaubt eine größere Formänderung der Dose ein besseres Auflösungsvermögen der Anzeige und eine größere Meßgenauigkeit. Es gilt hier einen Ausgleich zu finden zwischen Meßgenauigkeit und Meßfehler, der durch die unterschiedliche Verformung des Gebers gegenüber dem ihm umgebenden Medium erfolgt.

Bei einer max. Belastung der Dose von 30 kN/m^2 Normalspannung tritt eine Verschiebung der Frontplatte von $0,2 \text{ mm}$ ein, siehe Bild 11 Seite 24. Wenn die Dose denselben E-Modul wie das Medium hat, in das sie eingebettet ist, zeigt sie die wahren Spannungen an. Wenn sie weicher ist, kann sich der Boden über der Dose entspannen, wobei die Umgebung Zusatzspannungen aufnehmen muß. Die Dose zeigt also zu geringe Werte an. Eine Lösung dieses Problems ist in [18] angegeben. Dieser Fehler wirkt sich bei den Versuchsergebnissen geringfügig aus, da außer dem Verhältnis der E-Moduli auch die Abmessungen der Dose in das Problem eingehen, die hier günstig gewählt sind.

Umgekehrt verhält es sich bei einer Entlastung der Dose, das heißt zurückgehender Wandverformung. Außer der vorhandenen Wandverschiebung muß eine Formänderung der Dose gegen das Erdreich erfolgen, die der Entlastung entspricht. Die der Entlastung entsprechende Verformung ist jedoch durch die Wandbewegung bereits vorweggenommen. Die Verschiebung der Dose erfolgt gegen den anstehenden Boden, sie ruft einen Erdwiderstand hervor. Bei locker gelagerten Sanden ist dies ohne Bedeutung, da die Verschiebung

A 1/3

zur Weckung des Erdwiderstands weitaus größer ist als die Formänderung der Dose. Anders bei dicht gelagerten Sanden oder bei einer vorhandenen horizontalen Verspannung des Bodens, bei der der Erddruckbeiwert schon von vornherein eine Größe hat, die einen teilweise geweckten Erdwiderstand entspricht. Eine Dose, die im Versuch bei zunehmender Belastung zu kleine Werte liefert, zeigt bei Entlastung zu große Werte an.

Die Geber wurden vor Versuchsbeginn, nach Beendigung der Versuchsreihe A, sowie nach Beendigung der Versuchsreihe B geeicht. Die Abweichung der Eichkonstanten ist vernachlässigbar klein.

A 1/4

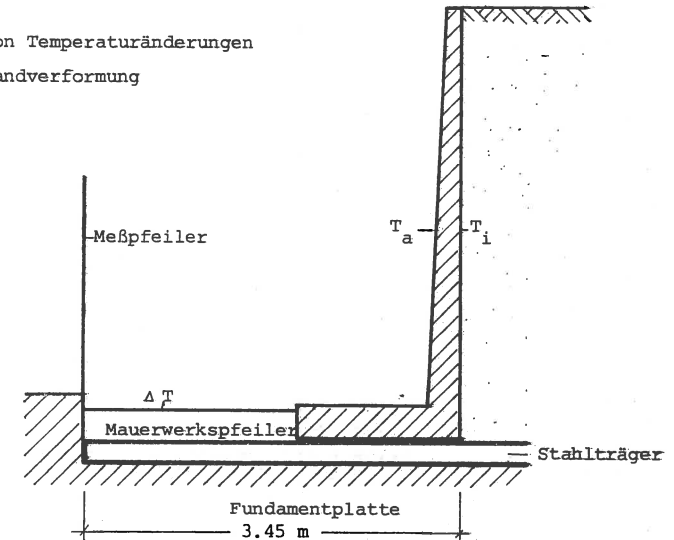
Ergebnisse der Messungen der Wandverformung

Die Messung der Wandverformung erfolgte mit Potentiometern und horizontal gespannten Invardrähten. Das Auflösungsvermögen der Potentiometer beträgt $3/100$ mm. Die größte Länge der Invardrähte betrug 3.30 m bei einer Arbeitsraumbreite von 1.00m. Der Wärmeausdehnungskoeffizient des Invardrahtes ist $0.1 \cdot 10^{-5}$ /Grad Celsius. Ergibt bei einer Temperaturänderung von 10° C 0.033 mm.

Üben die beiden oben genannten Ursachen einen geringen Einfluß auf die Meßgenauigkeit aus, so wird die Wandverformung durch Temperaturänderungen innerhalb des Tragsystems stärker beeinflusst, siehe Bild 2.

Bild 2:

Einfluß von Temperaturänderungen auf die Wandverformung



Auswirkung auf die Wandverformung hat:

a; eine gleichmäßige Temperaturänderung der horizontal angeordneten Stützen

b; eine ungleichmäßige Temperaturänderung des Kragarmes der Stützwand.

Die Innentemperatur bleibt wegen der Sandhinterfüllung nahezu konstant.

Die Außentemperatur paßt sich der Lufttemperatur an.

Untersucht wird eine Temperaturänderung von 10° Celsius, $\alpha_{t, \text{Beton}} = 10^{-5} / ^{\circ}$ C.

Infolge der Längenänderung des horizontalen Lagers ergibt sich eine Wandverschiebung von 0.35 mm, infolge der Krümmung des Kragarmes eine Kopfpunktverschiebung der Stützwand von 3.04 mm.

Übersicht über die Ergebnisse der einzelnen Versuche
(Erddruckgeber, Element 4b/I und 4b/II)

A 2/1

A	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	2m Füllhöhe 4b/I 4b/II		3m Füllhöhe 4b/I 4b/II		4m Füllhöhe 4b/I 4b/II		Auflast		n. Wegnahme 4b/I 4b/II		Wichte kN/m ³	Wassergeh. %
			14.34 15.05 0.837 0.863 0.56 14.70/0.815	29.01 28.84 1.261 1.224 2.09 28.93/1.242	35.69 38.18 1.581 1.508 5.55 36.93/1.544	39.55 39.83 1.766 1.669 7.20 39.69/1.717	37.59 38.45 1.684 1.630 7.65 38.02/1.657	14.7 14.0	5.09					
1.00/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	9.32 14.27 1.021 0.862 0.54 11.79/0.925	14.87 22.28 1.628 1.318 1.61 18.58/1.442	17.59 28.97 1.964 1.653 3.51 23.28/1.771	18.52 30.86 2.040 1.741 3.95 24.69/1.853	23.22 32.33 1.739 1.593 4.22 27.77/1.654	16.4 15.6	5.28					
1.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	11.33 13.24 0.776 0.690 0.00 12.29/0.730	23.28 28.83 1.135 1.042 0.70 26.05/1.084	36.52 43.86 1.418 1.314 4.56 40.19/1.376	40.17 47.17 1.587 1.450 5.92 43.67/1.513	46.60 47.95 1.622 1.536 6.08 44.28/1.576	16.0 15.2	4.71					
1.70/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	13.52 14.78 0.852 0.806 0.12 14.15/0.828	24.00 26.26 1.244 1.180 0.84 25.13/1.211	33.31 37.38 1.499 1.444 2.42 35.35/1.470	35.40 40.44 1.551 1.479 3.01 37.92/1.513	36.19 39.64 1.510 1.447 3.95 37.91/1.477	16.0 15.2	4.71					
2.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	14.12 13.43 0.733 0.751 0.22 13.77/0.742	28.10 27.91 1.003 1.037 0.75 28.01/1.020	50.64 46.36 1.415 1.467 2.86 48.50/1.440	57.54 51.87 1.540 1.542 4.14 54.71/1.541	52.89 49.28 1.463 1.513 4.11 51.09/1.487	14.6 14.0	4.86					
2.70 leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	14.18 14.81 0.830 0.817 0.00 14.49/0.823	26.70 28.23 1.199 1.145 0.49 27.46/1.171	38.36 35.62 1.315 1.401 1.97 36.99/1.356	43.52 47.80 1.518 1.539 1.97 45.66/1.529	34.28 34.98 1.327 1.388 2.27 34.63/1.358	4.03						
1.00/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	12.88 12.27 0.768 0.794 0.32 12.57/0.781	25.23 23.78 1.083 1.179 1.21 24.51/1.129	39.54 37.10 1.563 1.549 4.24 38.32/1.544	32.52 34.27 1.467 1.573 8.08 33.39/1.611	32.19 30.62 1.314 1.589 8.06 31.40/1.448	14.8 14.2	4.63					
1.00/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	10.12 13.01 0.935 0.818 0.00 11.57/0.869	18.57 25.62 1.448 1.238 0.74 22.09/1.326	30.22 38.01 1.706 1.599 2.26 34.12/1.647	25.13 33.76 1.722 1.595 3.45 29.45/1.649	22.20 28.37 1.556 1.394 4.02 25.29/1.465	15.8 15.0	5.12					
1.00/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	22.50 23.58 0.897 0.880 0.90 23.04/0.888	29.70 33.66 1.644 1.428 3.03 31.68/1.529	30.20 34.06 2.175 2.037 7.92 32.13/2.102	29.29 31.44 2.166 2.068 8.02 30.36/2.115	29.99 30.26 1.944 2.014 7.95 30.12/1.979	17.3 16.5	5.05					
1.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	12.85 12.92 0.743 0.669 0.13 12.88/0.706	27.59 26.53 1.139 1.045 0.51 27.06/1.093	44.15 43.09 1.409 1.362 3.03 43.62/1.386	49.05 48.07 1.575 1.528 4.89 48.56/1.552	45.59 43.99 1.454 1.419 5.33 44.79/1.374	14.7 13.9	5.96					
1.70/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	15.73 15.35 0.730 0.715 0.00 15.54/0.723	27.10 31.39 1.169 1.110 0.00 29.24/1.137	32.91 39.01 1.358 1.235 1.98 35.96/1.291	33.27 40.27 1.469 1.348 2.18 36.77/1.310	35.22 41.94 1.374 1.309 2.31 38.58/1.339	16.1 15.2	6.03					
1.70/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	30.16 26.14 0.867 0.737 1.82 28.15/0.807	53.30 53.30 1.237 1.190 1.82 53.30/1.214	64.77 71.06 1.435 1.458 5.99 67.91/1.447	58.73 64.10 1.475 1.457 6.25 61.41/1.466	48.88 54.82 1.432 1.391 6.41 51.85/1.410	17.6 16.7	5.18					
2.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	10.64 10.26 0.761 0.761 0.05 10.45/0.761	27.19 24.34 1.179 1.144 0.48 25.76/1.162	48.71 44.09 1.551 1.552 2.86 46.40/1.551	52.92 50.10 1.663 1.690 4.80 51.51/1.676	51.20 47.40 1.570 1.606 4.80 49.30/1.587	15.5 14.7	5.74					
2.70/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	14.67 17.16 0.801 0.762 0.00 15.92/0.780	30.07 33.99 1.183 1.118 0.30 32.01/1.149	42.96 47.38 1.396 1.321 1.94 45.17/1.356	43.94 48.02 1.427 1.303 2.55 45.98/1.397	40.00 44.11 1.365 1.312 2.62 42.06/1.338	16.3 15.5	5.32					
2.70/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Mittelwert	kN m mm kN m	30.04 32.03 0.834 0.809 0.15 31.04/0.821	54.44 54.97 1.195 1.146 1.71 54.71/1.170	68.65 76.29 1.315 1.384 5.85 72.47/1.351	72.28 80.30 1.349 1.397 5.92 76.29/1.374	71.81 79.71 1.332 1.367 5.81 75.76/1.351	17.7 16.7	5.88					

Übersicht über die Ergebnisse der einzelnen Versuche
(Mittelbildung der Erddruckgeber und Ergebnisse der Schubmeßdosen)

A 2/2

	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	2m Fh.	3m Fh.	4m Fh.	Auflast	n. Wegn.
			13.63 0.820 0.44 32.75 11.17	26.74 1.191 1.65 31.99 31.86	37.65 1.550 4.90 35.24 58.37	36.54 1.669 7.64 34.67 60.98	34.72 1.564 7.85 30.46 54.27
1.00/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	11.69 0.897 0.27 22.18 10.49	20.30 1.380 1.18 33.24 28.02	28.68 1.696 2.88 34.46 48.65	27.06 1.742 3.70 38.29 47.14	26.54 1.563 4.12 32.00 41.08
1.00/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	23.04 0.888 0.90 16.22 20.47	31.68 1.529 3.03 27.57 48.44	32.13 2.102 7.92 22.24 67.54	30.36 2.115 8.02 23.93 64.22	30.12 1.979 7.95 23.62 59.61
1.00/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	12.61 0.718 0.06 20.15 9.06	26.56 1.088 0.61 22.19 28.91	41.93 1.382 3.80 37.95 57.94	46.11 1.532 5.40 29.90 70.67	44.54 1.505 5.71 24.15 67.05
1.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	14.86 0.774 0.06 24.37 11.51	27.18 1.172 0.42 26.51 31.85	35.66 1.380 2.20 27.48 49.21	37.35 1.459 2.59 32.46 54.51	38.24 1.408 3.13 28.37 53.83
1.70/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	28.15 0.807 0.16 19.08 22.71	53.30 1.214 1.82 27.21 64.69	67.91 1.447 5.99 20.17 98.29	61.41 1.466 6.25 21.98 90.02	51.85 1.410 6.41 22.12 73.11
1.70/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	12.14 0.751 0.14 32.49 9.12	26.88 1.087 0.61 31.86 29.23	47.42 1.495 2.86 34.63 70.88	53.10 1.606 4.30 34.28 85.25	50.21 1.537 4.46 31.10 77.16
2.70/unverdichtet	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	15.22 0.801 0.00 21.57 12.19	29.75 1.159 0.40 32.49 34.48	41.10 1.357 1.95 36.04 55.78	45.82 1.463 2.26 31.86 67.05	38.36 1.348 2.44 35.94 51.70
2.70/leicht verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm	31.04 0.821 0.15 11.34 25.48	54.71 1.170 1.71 22.59 64.02	72.47 1.351 5.85 20.16 97.93	76.29 1.374 5.92 23.75 104.85	75.76 1.351 5.81 22.60 102.32
2.70/stark verd.	Erddruck Angriffspkt. mittl. Wandv. Wandreibungs Kragmoment	kN m mm o kNm					

Arbeitsverhalten des Rüttelverdichters

A 3/1

1. Bestimmung des Schwerpunkts, Aufstellen der Differentialgleichung

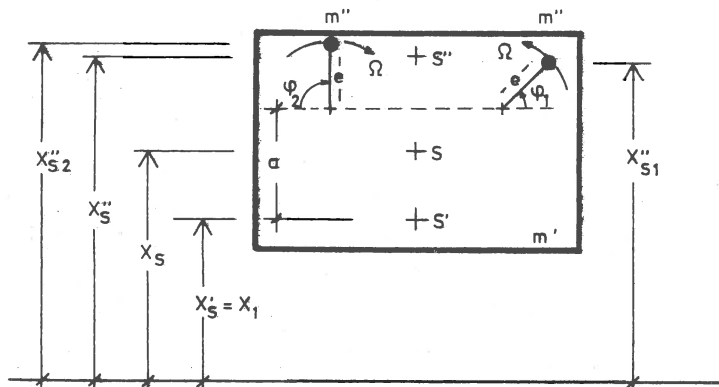


Bild 1: Darstellung des Rüttelteils

Mit den Bezeichnungen in Bild 1:

- \$m'\$ = Masse des Rüttelteils ohne Betrachtung der Unwuchtmassen
- \$x_s\$ = Gesamtschwerpunkt
- \$x_s1\$ = Schwerpunkt des Rüttelteils ohne Betrachtung der Unwuchtmassen
- \$m''\$ = Unwuchtmassen
- \$e\$ = Hebelarm der Unwuchtmassen
- \$x_s'\$ = Schwerpunkt der Unwuchtmassen
- \$\varphi\$ = Phasenwinkel, \$\varphi = \Omega t\$

ergibt sich:

$$m'' \cdot x_{s1}'' + m'' \cdot x_{s2}'' + m' \cdot x_s' = (2m'' + m') \cdot x_s \quad (1)$$

$$2m'' + m' = m \quad (2)$$

$$x_{s1}'' = x_s' + a + e \cdot \sin(\varphi_1) \quad (3)$$

$$x_{s2}'' = x_s' + a + e \cdot \sin(\varphi_2) \quad (4)$$

$$2m'' \cdot x_s'' = m'' \cdot x_{s1}'' + m'' \cdot x_{s2}'' \quad (5)$$

$$x_s'' = 2x_s' + 2a + e \cdot (\sin(\varphi_1) + \sin(\varphi_2)) \quad (6)$$

$$\sin(\varphi_1) + \sin(\varphi_2) = 2 \cdot \sin\left(\frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}\right) \cdot \cos\left(\frac{\varphi_1 - \varphi_2}{2}\right) \quad (7)$$

$\underbrace{\quad}_{\Omega \cdot t} \quad \underbrace{\quad}_{\chi = \text{const.}}$

damit ergibt sich:

$$x_s'' = x_s' + a + e \cdot \sin(\Omega t) \cdot \cos(\chi) \quad (8)$$

eingesetzt in die Ausgangsgleichung (1):

$$m \cdot x_s = m \cdot x_s' + 2m'' \cdot (a + e \cdot \sin(\Omega t) \cdot \cos(\chi)) \quad (9)$$

Nach 2-maliger Ableitung ergibt sich die Differentialgleichung:

$$m \cdot \ddot{x}_s = m \cdot \dot{x}_s' - \underbrace{2m'' \cdot e \cdot \Omega^2}_{P_0} \cdot \sin(\Omega t) \cdot \cos(\chi) \quad (10)$$

Entwickelt man \$\cos(\chi)\$ in eine Potenzreihe:

$$\cos(\chi) = 1 - \frac{\chi^2}{2!} + \frac{\chi^4}{4!} - \dots \quad (11)$$

so können für kleine Werte von \$\chi\$ die Glieder höherer Ordnung vernachlässigt werden.

2. Herleitung der Differentialgleichungssysteme für den 2-Massenschwinger

2.1 Rüttler vom Boden nicht abgehoben

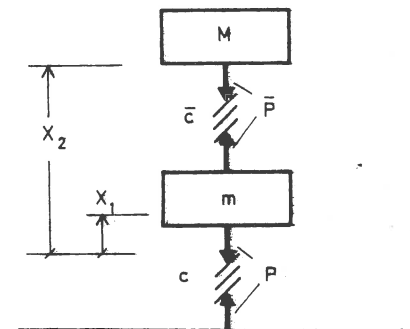


Bild 2: Schematisierung des Systems, angreifende Kräfte

Durch Aufstellen der Gleichgewichtsbedingungen folgen die Gleichungen:

$$m \cdot \ddot{x}_s = -m \cdot g + \bar{P} - P \quad (12)$$

$$M \cdot \ddot{x}_2 = -M \cdot g - \bar{P} \quad (13)$$

$$\bar{P} = c \cdot (x_2 - x_1 - \bar{l}) \quad (14)$$

$$P = c \cdot (x_1 - l) \quad (15)$$

$\bar{l}, l = \text{Länge bei entspannter Feder.}$

Für den Ruhezustand gilt:

$$\ddot{x}_s = \ddot{x}_2 = 0 ;$$

$$x_1 = x_{10} = 0 ; \quad x_2 = x_{20} ;$$

$$\bar{P} = -M \cdot g = \bar{c} \cdot (x_{20} - \bar{l}) ;$$

$$P = - (m + M) \cdot g = -c \cdot l .$$

Für den Bewegungszustand gilt:

$$x_1 = x_{10} + x_1 ; \quad x_2 = x_{20} + x_2 ;$$

daraus folgt:

$$\bar{P} = \bar{c} \cdot (x_{20} + x_2 - x_1 - \bar{l}) = \bar{c} \cdot (x_2 - x_1) - M \cdot g ;$$

$$P = c \cdot (x_1 - l) = c \cdot x_1 - (m + M) \cdot g .$$

Setzt man Gleichung (21) und (22) in (12) und (13) ein und eliminiert x_s , so ergibt sich das Differentialgleichungssystem für den Fall, Rüttler nicht vom Boden abgehoben.

$$m \cdot \ddot{x}_1 = \bar{c} \cdot (x_2 - x_1) - c \cdot x_1 + P_0 \cdot \sin(\Omega t) ;$$

$$M \cdot \ddot{x}_2 = -\bar{c} \cdot (x_2 - x_1) .$$

2.2 Rüttler vom Boden abgehoben

Die Abhebebedingung für den Rüttler lautet:

$$P = 0 = c \cdot x_1 - (m + M) \cdot g .$$

D. h. für Werte von:

$$x_1 > (m + M) \cdot g / c ,$$

hat der Rüttler vom Boden abgehoben. Es ergibt sich somit das Differentialgleichungssystem:

$$m \cdot \ddot{x}_1 = \bar{c} \cdot (x_2 - x_1) - (m + M) \cdot g + P_0 \cdot \sin(\Omega t) ;$$

$$M \cdot \ddot{x}_2 = -\bar{c} \cdot (x_2 - x_1) .$$

A 3/3

$$(16)$$

$$(17)$$

$$(18)$$

$$(19)$$

$$(20)$$

$$(21)$$

$$(22)$$

$$(23)$$

$$(24)$$

$$(25)$$

$$(26)$$

$$(27)$$

$$(28)$$

3. Lösung der Differentialgleichungssysteme

A 3/4

Es werden die Abkürzungen eingeführt:

$$\omega_1^2 = \frac{\bar{c}}{m} ; \quad \omega_2^2 = \frac{\bar{c}}{M} ; \quad \omega_3^2 = \frac{c}{m} ; \quad P = \frac{P_0}{m} ; \quad \mu = \frac{M}{m} .$$

$$(29)$$

3.1 Rüttler nicht vom Boden abgehoben

Lösung des homogenen Systems:

Hier kann auf eine Lösung in [27] zurückgegriffen werden.

$$x_1 = A_1 \cdot \sin(\bar{\omega}_1 t) - A_2 \cdot \cos(\bar{\omega}_1 t) + A_3 \cdot \sin(\bar{\omega}_2 t) - A_4 \cdot \cos(\bar{\omega}_2 t) ;$$

$$(30)$$

$$x_2 = V_1 \cdot A_1 \cdot \sin(\bar{\omega}_1 t) - V_1 \cdot A_2 \cdot \cos(\bar{\omega}_1 t) + V_2 \cdot A_3 \cdot \sin(\bar{\omega}_2 t) - V_2 \cdot A_4 \cdot \cos(\bar{\omega}_2 t) ;$$

$$\text{mit} \quad (31)$$

$$\bar{\omega}_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{c + \bar{c}}{m} + \frac{\bar{c}}{M} \pm \sqrt{\left(\frac{c + \bar{c}}{m} + \frac{\bar{c}}{M} \right)^2 - 4 \cdot \frac{c \cdot \bar{c}}{m \cdot M}} \right) ;$$

$$(32)$$

$$V_{1,2} = \frac{m}{2 \cdot c} \cdot \left(\frac{c + \bar{c}}{m} - \frac{\bar{c}}{M} \pm \sqrt{\left(\frac{c + \bar{c}}{m} - \frac{\bar{c}}{M} \right)^2 + 4 \cdot \frac{c^2}{m \cdot M}} \right) .$$

$$(33)$$

Lösung des inhomogenen Systems:

Der Ansatz:

$$x_1 = C_1 \cdot \sin(\Omega t) ;$$

$$(34)$$

$$x_2 = C_2 \cdot \sin(\Omega t) ;$$

$$(35)$$

führt zu der Lösung:

$$x_1 = \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2 - \omega_3^2) + \omega_2^2 \omega_3^2} \cdot P \cdot \sin(\Omega t) ;$$

$$(36)$$

$$x_2 = \frac{\omega_2^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2 - \omega_3^2) + \omega_2^2 \omega_3^2} \cdot P \cdot \sin(\Omega t) .$$

$$(37)$$

3.2 Rüttler vom Boden abgehoben

A 3/5

Lösung des homogenen Systems:

Ansatz:

$$x_1 = \bar{B}_1 \cdot e^{i \cdot \bar{\omega} \cdot t} ; \quad (38)$$

$$x_2 = \bar{B}_2 \cdot e^{i \cdot \bar{\omega} \cdot t} . \quad (39)$$

Dies führt zu der Lösung:

$$x_1 = B_1 \cdot \cos(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + B_2 \cdot \sin(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) \quad (40)$$

$$x_2 = B_3 \cdot \cos(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) + B_4 \cdot \sin(\sqrt{\omega_1^2 + \omega_2^2} \cdot t) \quad (41)$$

Lösung des inhomogenen Systems:

Störglied: $p \cdot \sin(\Omega t) ; \quad (42)$

Ansatz: $x_1 = C_1 \cdot \sin(\Omega t) ; \quad (43)$

$$x_2 = C_2 \cdot \sin(\Omega t) . \quad (44)$$

Lösung: $x_1 = \frac{\omega_2^2 - \Omega^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2)} \cdot p \cdot \sin(\Omega t) ; \quad (45)$

$$x_2 = \frac{\omega_1^2}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - \omega_1^2 - \omega_2^2)} \cdot p \cdot \sin(\Omega t) . \quad (46)$$

Störglied: $-(1 - \mu) \cdot g ; \quad (47)$

Ansatz: $x_1 = C_1 + D_1 \cdot t^2 ; \quad (48)$

$$x_2 = C_2 + D_2 \cdot t^2 . \quad (49)$$

Es ergibt sich: $D_1 = D_2 = D ; C_1 = 0 .$

Lösung: $x_1 = -\frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 ; \quad (50)$

$$x_2 = \frac{g}{\omega_1^2} - \frac{1}{2} \cdot g \cdot t^2 . \quad (51)$$

Ermittlung der Kraft \bar{p}

Folgende Tabelle zeigt die Ermittlung der Kraft \bar{p} für verschiedene Verdichtungsgeräte. Die Unterteilung in leichte - mittelschwere - schwere Verdichtungsgeräte entspricht den Angaben der Hersteller, wobei als Kriterium die maximale Tiefenwirkung z_t dient. Bei einzelnen Geräten konnten die notwendigen Daten nicht erhalten werden, hier wurden in Anlehnung an bekannte Daten Annahmen getroffen. Die Berechnung der Auftreffgeschwindigkeit nach Abschnitt 5.2, erfolgte mit einem Computerprogramm.

Gerät	Herst.	$\dagger G'$	m · g	Ω	P_0	l · b	v	x	c	\bar{p}
		kN	kN	1/s	kN	cm · cm	m/s	mm	MN/m	kN/m ³
Leichte Verd.										
	BVPN 50	Wacker	0.61	565	10	60 48	0.941	1.20	22	115
$z_t < 35$ cm	SV 1201	Delmag	0.71	528	12	60 40	1.097	1.48	22	203
$E = 100$ MN/m ²	SV 1500	Delmag	1.20	528	15	60 48	0.782	1.29	22	123
mittl. Verd.										
	DVU 1500	Wacker	3.00	170	17	90 44	1.451	2.68	50	535
$z_t < 60$ cm	SV 3511	Delmag	3.65	276	35	90 45	1.149	2.12	50	423
$E = 200$ MN/m ²	ATN 1000	Losenh.	3.00	176	13	89 44	1.080	1.99	50	398
starke Verd.										
	DVU 3001	Wacker	5.20	195	35	101 60	1.483	2.61	100	724
$z_t < 60$ cm	SV 5000	Delmag	5.65	270	50	96 54	1.142	1.96	100	677
$E = 350$ MN/m ²	SV 7000	Delmag	7.30	283	70	101 57	1.193	2.38	100	740
	ATN 2000	Losenh.	7.60	151	35	108 68	1.553	3.10	100	665

[†] siehe Legende A 4/2

A 4/1

Legende:

A 4/2

$$G' = (m + M) \cdot g$$

Ω = max. Arbeitsfrequenz

P_o = max. Zentrifugalkraft

l = Länge der Rüttelplatte

b = Breite der Rüttelplatte

v = Auftreffgeschwindigkeit

x = max. Zusammendrückung der den Boden darstellenden Feder

c = Federsteifigkeit

$$\bar{p} = p/b^2$$

Die angegebene Tabelle soll nichts über die Leistungsfähigkeit der einzelnen Geräte aussagen, noch einen Bewertungsmaßstab darstellen, sondern dient lediglich der groben Ermittlung der Kraft \bar{p} , die während der Verdichtung in den Boden eingeleitet wird.

L E B E N S L A U F

Name, Vorname: Spotka, Hans

geboren: 9. 12. 1943 in Tachau/CSSR

verheiratet: seit 20. 2. 1970 mit S., Eleonore, geb. Meier ;
einen Sohn Uli und eine Tochter Birgit

Eltern: Spotka Christof, Oberlehrer i. R.
Spotka Adelinde, geb. Muhr

Schulen: 1949-1955 Volksschule Pfaffenhofen b. Amberg
1955-1961 Oberrealschule Amberg
Abschluß: mittlere Reife
1961-1963 Maurerlehre in Neumarkt/Opf.
1963-1966 Ingenieurschule Nürnberg

Studium: 1967-1972 Universität Stuttgart, Bauingenieur-
wesen; Abschluß: Diplom, Februar 1972

Berufliche Tätigkeit: 1.9.66-31.8.67 Ingenieur beim Statikbüro Rieger-
Rothgang in Nürnberg

1.2.72-30.6.73 wiss. Mitarbeiter am Lehrstuhl für
Grundbau und Bodenmechanik der Univ. Stuttgart,
bei Prof. Dr.-Ing. Smoltczyk

Seit 1.7.73 wiss. Assistent am Lehrstuhl für
Grundbau und Bodenmechanik der Univ. Stuttgart,
bei Prof. Dr.-Ing. Smoltczyk.

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner
Mitarbeiter

- [1] Smoltczyk, U. (1974) *Studienunterlagen*
330 Seiten, broschiert DM 25,-
- [2] Gußmann, P. (1973) *Ausgleichsvorgänge eindimensionaler
Strömungen bei beliebiger Anfangsbe-
dingung unter besonderer Berücksichti-
gung der Konsolidation einseitig drä-
nierter Tonschichten*
Die Bautechnik 50, 20-25 Sonderdruck
- [3] Thamm, B.R. (1973) *Die "Cam-Clay"-Theorie und das
"Critical-State"-Konzept*
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 Sonderdruck
- [4] Gußmann, P./ (1973) *Eindimensionale Konsolidation mehr-
Spotka, H. schichtiger Tonböden*
Die Bautechnik 50, 265 - 272 Sonderdruck
- [5] Thamm, B.R. (1973) *Anwendung der Finite-Element-Methode
zur Berechnung von Spannungen in
wassergesättigten Böden*
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 Sonderdruck
- [6] Gußmann, P. (1974) *Different methods of evaluating the
influence of seepage forces on slope
stability*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 61-73
- [7] Gußmann, P./ (1974) *Practical considerations in the applicat-
Schad, H. ion of finite element techniques to
soil problems*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 74-90
- [8] Gußmann, P./ (1974) *One-dimensional consolidation of
Spotka, H. multi-layered clays*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 91-102
- [9] Gußmann, P./Thamm, B. (1974) *Two-dimensional consolidation of triaxial
(1974) test specimen*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 103-117
- [10] Schad, H. et al. (1974) *Stresses in concrete caisson bells*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 118-121
- [11] Smoltczyk, U. (1974) *Improved technique for foundations on slopes*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 122-129
- [12] Smoltczyk, U./ (1974) *Pressure cell for the measurement of
Diem, P./Spotka, H. normal and shear stress*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 130-136
- [13] Smoltczyk, U./ (1974) *Stabilizing sand grains by overhead water
Ljöterud, L. pressure in bell bottoms of caisson piles*
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr.2, 137-141

Die Nrn.6 - 13 enthält das o.g. Heft 2, das von der Deutschen
Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V., Essen, zum Preise von
DM 20,- verkauft wird

- [14] Smoltczyk,U.et al. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- [15] Gußmann,P./Thamm,B.R.(1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben,*
Der Bauingenieur 49,293-298 (Sonderdruck)
- [16] Gußmann,P. (1974), *Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruckansätze auf die Standsicherheit von durchströmten Böschungen,*
Der Bauingenieur 49, 298-301 (Sonderdruck)
- [17] Smoltczyk,U./Gußmann,P./Schulz,H. (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele,*
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln DM 18,-
- [18] Laumans,Q.(1975), *Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf Flächen Gründungen*
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14
- [19] Smoltczyk,U. (1975), *Graving Dock Foundation on Deep Fill,*
Proc.1.Baltic Conf.Soil Mech.Found.Engng.III,213-222
- [20] Smoltczyk,U./Du Thinh (1975), *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden,*
Fortschritt-Berichte VDI-Z. Reihe 4,Nr.25, 70 S.
- [21] Smoltczyk,U. (1975), *Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren,*
in: Festschrift Lorenz, Techn.Univ.Berlin,203-218
- [22] Smoltczyk,U. (1975), *Wie kann man Baugruben verbilligen?*
Der Architekt 2, 94-103
- [23] Smoltczyk,U. (1975), *Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Tonstein*
Veröff.Inst.Felsmech.Bodenmech.Univ.Karlsruhe 63,21-50
- [24] Smoltczyk,U. (1976), *Pfahlgründung eines Eisenbahndammes,*
Proc.6.Europ.Conf.SMFE,1.2, 561-566

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

Herausgegeben von Prof.Dr.-Ing.U.Smoltczyk

- Nr. 1 Thamm,B., *Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones*
(1974) Preis: DM 10,-
- Nr. 2 Gußmann,P., *Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch*
(1975) Preis: DM 5,-
- Nr. 3 Feeser,V., *Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löss*
(1975) Preis: DM 10,-
- Nr. 4 Du Thinh,K., *Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation*
(1976) Preis einschließlich Quellenprogramm
DM 200,-
- Nr. 5 Smoltczyk,U./Pertschi,O./Hilmer,K., *Messungen an Schleusen in der UdSSR. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)*
(1976) Preis: DM 18,-
- Nr. 6 Hilmer,K., *Erddruck auf Schleusenammerwände*
(1976) Preis: DM 18,-
- Nr. 7 Laumans,Q., *Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens*
(1977) Preis: DM 18,-
- Nr. 8 Lächler,W., *Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse*
(1977) Preis: DM 15,-
- Nr. 9 Spotka,H., *Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand*
(1977) Preis: DM 15,-