



**BAUGRUNDINSTITUT
STUTT GART**

1980

MITTEILUNG 12

DIETER SALDEN

**DER EINFLUSS
DER SOHLENFORM
AUF DIE TRAGLAST
VON FUNDAMENTEN**



**BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART**

1980

MITTEILUNG 12

DIETER SALDEN

**DER EINFLUSS
DER SOHLENFORM
AUF DIE TRAGLAST
VON FUNDAMENTEN**

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

ISBN 3-921837-12-1

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine
Einwände, es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.
Herausgegeben 1979 im Eigenverlag des Baugrundinstituts
Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

VORWORT DES HERAUSGEBERS

Das Versagen von Flachfundamenten, deren Sohle nicht waagerecht und eben, sondern z.B. keilförmig ist, wurde bisher nur von Meyerhof in Kanada und Mintskovski in der UdSSR untersucht. Der Autor hat dieses Thema aufgegriffen und seit 1970 durch ein umfangreiches Modellversuchs-Programm und Berechnungen nach dem Charakteristikenverfahren von Sokolovski die Grundlagen für den praktischen Standsicherheitsnachweis solcher Fundamente zusammengestellt. Da der Sonderfall der ebenen Sohlfläche einbezogen wurde, ergab sich erneut auch die Möglichkeit, die Tragfähigkeitsbeiwerte der klassischen Grundbruchgleichung für 3 verschiedene rollige Bodenarten zu prüfen, wobei sich für jeden untersuchten Boden eine andere Abhängigkeit ergab. Dies erklärt vermutlich die Streubreite bisher veröffentlichter Werte. Salden konnte auch erstmals die Abhängigkeit der rechnerischen Ergebnisse von der Verteilung der Sohlreibungswerte über die Sohle bzw. die Flanken des Sohlkeils zeigen, für die eine physikalisch vernünftige Annahme getroffen werden muß. Die Nachrechnung der Versuchsergebnisse sowohl mit dem Verfahren nach Meyerhof als auch mit dem Verfahren von Sokolovski ergibt eine verbesserte Deutung durch das letztere. Nach diesen Untersuchungen dürfte nunmehr einer Aufnahme des Falles in den Katalog bauaufsichtlich nachweisfähiger Fälle nichts mehr im Wege stehen.

Smoltczyk

SUMMARY OF EDITOR

Failures of flat foundations the bottom of which is not plane but wedge-shaped have been investigated by Meyerhof, Canada, and Mintskovski (UdSSR). The Author's paper summarizes both results of a wide-spread model test program and analytical findings based on the method of Sokolovski in order to clarify the proceeding for practical applications. Since the plane bottom case was included, this gave a new chance to compare bearing capacity factors with published data. For three different types of sand and gravelly sand varying types of dependancy of ϕ were measured. This may partially explain the variance of published functions for bearing capacity factors. In his theoretical work, Salden found a strong dependancy of his results in terms of distribution and degree of mobilized friction at the bottom or wedge surface. For this, a reasonable assumption based on test results has to be introduced if a statically determinate type of analysis is used. Recalculating test results with both Meyerhof's and Sokolovski's procedure yielded an improved agreement by use of the latter.

Smoltczyk

VORBEMERKUNG DES AUTORS

Der Versuchsteil der vorliegenden Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Otto-Graf-Institut. Die Auswertung der Versuche und die Abfassung des theoretischen Teils unternahm ich während meiner anschließenden Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Herrn Professor Dr.-Ing.U.Smoltczyk danke ich für die wohlwollende Förderung der Arbeit und die Übernahme des Hauptberichts.

Mein Dank gilt in gleicher Weise Herrn Professor Dr.-Ing.G. Brinkmann für die Übernahme des Mitberichts.

Für die Anregung zu der Arbeit und für die tatkräftige Unterstützung während der Versuchsphase gilt mein besonderer Dank Herrn Professor Dr.-Ing.K.F.Henke und den Mitarbeitern der Abteilung Erd- und Grundbau des Otto-Graf-Instituts.

Inhalt	Seite
SCHRIFTTUM	7
BEZEICHNUNGEN	13
1. EINLEITUNG	15
2. STAND DER TECHNIK	19
2.1 ALLGEMEINES	19
2.2 GRUNDBRUCHVERSUCHE	19
2.3 STETIGE EINDRINGUNG	27
2.4 ZUSAMMENFASSUNG	30
3. MODELLVERSUCHE	32
3.1 VERSUCHSANLAGE ZUR DURCHFÜHRUNG DER LASTSETZUNGS- VERSUCHE	32
3.1.1 Allgemeines	32
3.1.2 Versuchskasten	32
3.1.3 Belastungsvorrichtung	34
3.1.4 Modellfundamente	34
3.2 VERSUCHSABLAUF UND MESSGRÖSSEN	39
3.3 VERSUCHSBÖDEN	42
3.3.1 Beschreibung	42
3.3.2 Dreiaxialversuche	44
3.3.3 Verwendung der Scherparameter bei der Aus- wertung der Modellversuche	54
3.4 UNTERSUCHUNGSPROGRAMM	57
3.5 VERSUCHSAUSWERTUNG	57
3.6 ERGEBNISSE DER LASTSETZUNGS-VERSUCHE	66
3.6.1 Allgemeines	66
3.6.2 Versuche mit ebener Sohle	67
3.6.3 Versuche mit keilförmiger Sohle	75
3.6.4 Gleitschollen	81
3.7 OBERFLÄCHENRAUHGKEIT UND SOHLREIBUNG	84
4. BERECHNUNGSVERFAHREN	87
4.1 ÜBERSICHT	87
4.2 KEILTRAGFÄHIGKEITEN NACH EINEM ANSATZ VON MEYERHOF	93
4.3 TRAGLASTVERFAHREN (CHARAKTERISTIKEN-VERFAHREN)	95
4.3.1 Beschreibung des Rechenverfahrens	95
4.3.2 Anwendungsbeispiele	106
4.3.3 Anwendung des Prinzips der mechanischen Ähnlichkeit	112

	Seite
4.3.4 Anwendung auf das Fundament mit keilförmiger Sohle	122
5. NACHRECHNUNG DER MODELLVERSUCHE	126
5.1 ALLGEMEINES	126
5.2 VERGLEICH DER TRAGLASTEN NACH DEN UNTERSCHIEDLICHEN BERECHNUNGSANSÄTZEN UND DEN VERSUCHSERGEBNISSEN	127
6. VORSCHLAG FÜR DIE BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEITEN VON FLACHFUNDAMENTEN MIT KEILFÖRMIGER SOHLENFORM	132
7. ZUSAMMENFASSUNG	136
ANHANG	139

Schrifttum

- Baligh, M.M./Scott, R.F. (1975): Quasi-static deep penetration in clays.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 101, 1119 - 1133
- Biarez, M./Burel, M./Wack, B. (1961): Contribution à l'étude de la force portante des fondations.
Proc.5.ICSMFE Paris, 1, 603 - 609
- Brinch Hansen, J. (1963): Discussion on hyperbolic stress - strain response: cohesive soils.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 89, 242
- Butterfield, R./Andrawes, K.Z. (1972): On the angles of friction between sand and plane surfaces.
J.Terramech. 8, 4, 15 - 23
- Butterfield, R./Andrawes, K.Z. (1972): An investigation of a plane strain continuous penetration problem.
Géotechnique 22, 597 - 617
- Caquot, A./Kérisel, J. (1967): Grundlagen der Bodenmechanik.
Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York
- Chen, W.F. (1975): Limit analysis and soil plasticity.
Elsevier Sci.Publ.Co., Amsterdam/Oxford/New York
- Davis, E.H. (1968): Soil mechanics.
Butterworth Sci.Publ., London
- Davis, E.H./Booker, J.R. (1971): The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory.
Proc.1.Austr.-N.Z.Conf.Geomech. Melbourne, 1, 276 - 282
- De Beer, E.E. (1965): The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils.
Proc.6.ICSMFE Montreal, 3, 13 - 17
- De Beer, E.E. (1970): Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand.
Géotechnique 20, 387 - 411
- De Beer, E.E./Vésic, A.B. (1958): Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface.
Extr. Ann. Trav. Publ. Belgique 59, 3, 5 - 58
- De Boer, R./Mentlein, H. (1977): Grenzzustände in der Bodenmechanik.
Bautechnik 7, 236 - 242 und
Bautechnik 9, 312 - 316
- De Josselin de Jong, G. (1979): Diskontinuitäten in Grenzspannungsfeldern.
Geotechnik 2, S.125 - 129
- Dranisnikov, P.I./Mints-kovski, M.S. (1956): Belastungsversuche an keilförmigen und ebenen Fundamenten (Original russisch).
Novoye v Stroitelnoy Tekhnike, 101 - 144
- Drucker, D.C./Greenberg, H.J./Prager, W. (1952): Extended limit design theorems for continuous media.
Q.J.Appl.Math. 9, 381 - 389
- Drucker, D.C./Prager, W. (1952): Soil mechanics and plastic analysis for limit design.
Q.J.Appl.Math. 10, 157 - 226

- Eastwood, W. (1955): The bearing capacity of eccentric loaded foundations on sandy soils. Struct. Eng., XXXIII, 181
- Eastwood, W./Anagnostou, V. (1962): The effect of base shape on the end bearing capacity of piles in granular soils. Civ. Eng. Publ. Works Review, 1543 - 1544
- Elmiger, R./Muhs, H. (1969): Sohlspannung und Sohlreibung in Sand unter flachgegründeten Einzelfundamenten. Berichte aus der Bauforschung, Berlin, H. 62
- Feda, J. (1961): Research on the bearing capacity of loose soil. Proc. 5. ICSMFE Paris, 1, 635 - 642
- Geiringer, H. (1951): On the plane problem of a perfect plastic body. Q. J. Appl. Math. 9, 295 - 308
- Graham, J. (1968): Plane plastic failure in cohesionless soils. Géotechnique 18, 301 - 316
- Graham, J./Stuart, J. G. (1971): Scale and boundary effects in foundation analysis. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 97, 1523-1548
- Green, G. E. (1971): Small scale laboratory measurement of stress - strain parameters. Proc. Roscoe Memorial Symp. Cambridge, 285-313
- Green, G. E./Reades, D. W. (1975): Boundary conditions, anisotropy and sample shape effects on the stress - strain behaviour of sand in triaxial compression and plane strain. Géotechnique 25, 333 - 356
- Gudehus, G. (1972): Lower and upper bounds for stability of earth - retaining structures. Proc. 5. Europ. CSMFE Madrid, 1, 21 - 28
- Gudehus, G. (1973): Ebene und achsensymmetrische Formänderungen in Sand: Grundgleichungen. Bautechnik 4, 129 - 134
- Hill, R. (1949): The plastic yielding of notched bars under tension. Q. J. Mech. Appl. Math. 2, 40
- Hill, R./Lee, E. H./Tupper, (1947): The theory of wedge indentation of ductile materials. Proc. Roy. Soc. A. 188, 273 - 290
- Horn, A. (1963): Die Tragfähigkeit kleiner Fundamente unter statischer und dynamischer Belastung. Bauingenieur 38, 404 - 405
- Ichihara, M./Matsuzawa, H. (1973): Application of plane strain test to earth pressure. Proc. 8. ICSMFE Moskau, 1.1, 185 - 190
- Karman, T. v. (1926): Über elastische Grenzzustände. Proc. Intern. Congr. Appl. Mech. Zürich, 23
- Karafiath, L. L. (1972): On the effect of base friction on bearing capacity. J. Terramech. 9, 1, 9 - 17

- Ko, H.J./Davidson, L.W. (1973): Bearing capacity of footings in plane strain.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 99, 1 - 23
- Kögler, F./Scheidig, A. (1948): Baugrund und Bauwerk.
Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Lade, P.V./Duncan, J.M. (1973): Cubical triaxial tests on cohesionless soil.
J.Soil Mech. Found.Div. ASCE 99, 793 -812
- Larkin, A.M. (1968): Theoretical bearing capacity of very shallow footings.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 94, 1347 - 1357
- Lee, K.L. (1970): Comparison of plane strain and triaxial tests on sand.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 96, 901 - 923
- Lee, I.K./Herington, J.R. (1972): A theoretical study of the pressures acting on a rigid wall by a sloping earth or rock fill.
Géotechnique 22, 1 - 26
- Leussink, H./Wittke, W./Weseloh, K. (1966): Unterschiede im Scherverhalten rolliger Erdstoffe und Kugelschüttungen im Dreiaxial- und Biaxialversuch.
Veröffent.Inst.Boden.Felsmech. TH Karlsruhe, Heft 21
- Lysmer, J. (1970): Limit analysis of plane problems in soil mechanics.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 96, 1311 - 1355
- Mansur, A./Kaufmann, R. (1956): Pile tests, low sill structure, Old River, La.
J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 82, paper 1079
- Meyerhof, G.G. (1951): The ultimate bearing capacity of foundations.
Géotechnique 2, 301 - 332
- Meyerhof, G.G. (1953): Bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads.
Proc.3.ICSMFE Zürich, 1, 440 - 445
- Meyerhof, G.G. (1955): Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations.
Géotechnique 5, 227 - 242
- Meyerhof, G.G. (1961): The ultimate bearing capacity of wedge - shaped foundations.
Proc.5.ICSMFE Paris, 2, 105 - 109
- Mintskovski, M.S. (1962): Verschiedene Fundamenttypen für Gebäude in Bergsenkungsgebieten (Original russisch).
Sachtnoe Sroitel'stvo, Moskau, 4, 10 - 12
- Mintskovski, M.S. (1965): On the stability of strip foundation footings.
Proc.6.ICSMFE Montreal, 2, 145 - 148
- Muhs, H. (1961): Ergebnisse von Probelastungen auf großen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast in Sand.
Berichte aus der Bauforschung, Heft 18

- Muhs, H./Weiss, K. (1975): Die Grenztragfähigkeit von flach gegründeten Streifenfundamenten unter geneigter Belastung nach Theorie und Praxis. Berichte aus der Bauforschung, Heft 101
- Nainan, P.V./Jeyachandran, S.R. (1972): Model studies on the behaviour of sand under two and three-dimensional shell foundations. Ind.Geotechn. 1, 71 - 90
- Naujoks, L. (1963): Über die Tragfähigkeit von mittig, vertikal belasteten Flachgründungen im Sand. Mitt.DEGEBO, Heft 16
- Neufer, F.W./Leibnitz, A. Enders, R. (1964): Über den Gleitwiderstand zwischen Erdstoffen und Bauwerksflächen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 37
- Nowatzki, E.A./Karafiath, L.L. (1972): Effect of cone angle on penetration resistance. Highw.Res.Rec. 405, 51 - 59
- Pariseau, W.G./Fairhurst, C. (1966): The force - penetration characteristic for wedge penetration into rock. Int.J. Rock Mech.Min.Sci., 4, 165 - 180
- Pope, R.G. (1975): Non - dimensional chart for the ultimate bearing capacity of surface and shallow foundations. Géotechnique 25, 593 - 597
- Potyondy, J.G. (1961): Skin friction between various soils and construction materials. Géotechnique 11, 339 - 353
- Prager, W./Hodge Jr., P.G. (1951): Theorie of perfectly plastic solids. New York, 172
- Prandtl, L. (1920): Über die Härte plastischer Körper. Nachr.Ges.Wiss. Göttingen, 74 - 85
- Press, H. (1932): Baugrundprobelastungen, ihre Auswertung und die an den Bauwerken gemessenen Setzungen. Bautechnik und Stahlbau 30, 391 - 395
- Ramamurthy, T./Rawat, P.C. (1973): Shear strength of sand under general stress system. Proc.8.ICSMFE Moskau, 1.2, 339 - 342
- Rankine, W.J.M. (1857): On the stability of loose earth. Trans.Royal Soc. London, 147
- Roscoe, K.H. (1970): The influence of strains in soil mechanics. Géotechnique 20, 129 - 170
- Sayir, M./Ziegler, H. (1968): Zum Prandtl'schen Stempelproblem. Ing.Archiv 36, 294 - 302
- Siemonsen, F. (1942): Die Lastaufnahmekräfte im Baugrund und die dadurch hervorgerufenen Spannungen in einem Grundkörper. Bautechnik 36/37, 319 - 324
- Schleicher, F. (1955): Taschenbuch für Bauingenieure, 2.Band. Springer Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg

- Schmitt, G.P. (1974): Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände. Mitt.Versuchsanst.Bodenmech.Grundbau, TH Darmstadt, Heft 14
- Schultze, E. (1968): Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden. Bauingenieur 9, 313
- Schwarz, H. (1969): Die Grenztragfähigkeit des Baugrunds bei Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als zweidimensionales Bruchproblem. Mitt.Inst.Wasserw.Grundb.Wasserbau, Uni. Stuttgart, Heft 11
- Smoltczyk, H.U. (1960): Ermittlung eingeschränkt plastischer Verformungen im Sand unter Flachfundamenten. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Smoltczyk, H.U. (1976): Sonderfragen beim Standsicherheitsnachweis von Flachfundamenten. Mitt.DEGEBO, Heft 32, 111 - 117
- Sokolovski, V.V. (1960): Statics of soil media. Butterworths Sci.Publ. London
- Sutherland, H.B./Mesdary, M.S. (1969): The influence of the intermediate principal stress on the strength of sand. Proc.7.ICSMFE Mexico City, 1, 391 - 399
- Széchy, K. (1965): Der Grundbau, 2.Band/2.Teil: Gründungsarten. Springer-Verlag Wien/New York
- Széchy, K. (1967): Der Einfluß der Sohlflächenform von Streifenfundamenten auf die Tragfähigkeit und Spannungsausbreitung. VDI - Zeitschrift 109, 339 - 344
- Tcheng, Y./Jseux, J. (1966): Nouvelles recherches sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents. Ann. L'inst.Techn.Bat.Trav.Publ.227, 1267-1281
- Teferra, A. (1975): Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden. Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau, Heft 1, TH Aachen
- Terzaghi, K./Jelinek, R. (1954): Theoretische Bodenmechanik. Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg
- Vásic, A.J. (1973): Analysis of ultimate loads of shallow foundations. J.Soil Mech.Found.Div. ASCE 99, 45 - 74
- Vollenweider, U.G. (1970): Beitrag zur Behandlung bodenmechanischer Grenzwertprobleme nach der Plastizitätstheorie. Diss. 4333, ETH Zürich
- Weiss, K. (1970): Der Einfluß der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. Mitt.DEGEBO, Heft 25

- Weiss, K. (1974): Der Formbeiwert in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden.
Mitt.Inst.Verkehrsw.Grundb.Bodenmech. TH Aachen, Heft 60
- Wilson, J./Franklin, R.N. (1971): Further measurements of drag on bodies moving through sand.
J.Terramech. 8, 2, 39 - 48
- Wittke, W. (1962): Über die Scherfestigkeit rolliger Erdstoffe.
Veröff.Inst.Bodenmech.Grundbau TH Karlsruhe, Heft 11

Bezeichnungen

a	m	Reichweite der Gleitscholle
b	m	Breite des Fundaments
$\bar{B}$	1	normierte Fundamentbreite
c	kN/m^2	Kohäsion
d_{85}	mm	85 Gewichts-Prozent des Korngemischs haben ein $d \leq d_{85}$
F	m^2	Grundfläche des Fundaments
K	1	bezogener Tragfähigkeitsbeiwert
k_{ph}	1	horizontaler Erdwiderstandsbeiwert
l	m	Länge des Fundaments
m	1	Mobilisierungsfaktor
P	kN	äußere Last
p	kN/m^2	seitliche Auflast
p_o	kN/m^2	Normalspannung auf der "äquivalenten freien Oberfläche"
q_r	kN/m^2	Spitzenwiderstand
s	cm	Setzung
t	m	Einbindetiefe des Fundaments
U	1	Ungleichförmigkeitszahl
β	1	Spitzenwinkel
γ	kN/m^3	Trockenwichte
γ_s	kN/m^3	Kornwichte
δ	1	Sohlstreiwungswinkel
ϵ	1	Dehnungsinkrement
$\lambda_b, \lambda_t, \lambda_c$	1	Tragfähigkeitsbeiwerte für den Einfluß der Fundamentbreite, der seitlichen Auflast γ_t , der Kohäsion
v	1	Dilatanzwinkel
v_b, v_t, v_c	1	Formbeiwert
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	kN/m^2	Hauptspannung (Druck positiv)
$\sigma_{(1)}$	kN/m^2	Spannungsvariable im Punkt (1)

σ_{of}	kN/m^2	mittlere Grundbruchspannung
$\bar{\sigma}_{of}$	1	normierte Sohlnormalspannung
τ_o	kN/m^2	Schubspannung auf der "äquivalenten freien Oberfläche"
ϕ	1	Scherwinkel
ψ	1	Richtungswinkel der größten Hauptspannung zur z-Achse

Zeiger

β	Wert bezieht sich auf keilförmigen Querschnitt
a	aktiv
p	passiv

1. Einleitung

In der Baupraxis treten Fundamentquerschnitte auf, bei denen die Kontaktflächen zwischen Fundament und Baugrund geneigt (Brunnenschneiden, Faultürme, usw., siehe Bild 1.2) oder auch abgetreppelt sein können.

Die herkömmlichen Grundbruch-Berechnungsverfahren gelten für ebene und rotationssymmetrische Probleme. Ausführliche Zusammenstellungen hierzu sind z.B. bei NAUJOKS (1963) oder VESIC (1973) zu finden. Die Berücksichtigung von räumlichen Bruchzuständen erfolgt durch Formbeiwerte (siehe auch WEISS (1974)). Unregelmäßige Grundrißformen können nach den Empfehlungen von SMOLTCZYK (1976) berechnet werden.

Bei Fundamenten mit sogenannten Verspringungen unterhalb der Sohle (siehe Bild 1.1) wird nach DIN 1054 (Beiblatt) und nach VESIC (1973) kein Einfluß auf die Tragfähigkeit erwartet, solange die Versprin-

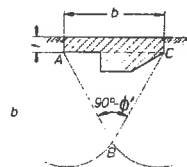
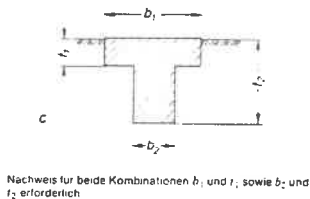


Bild 1.1: Empfehlungen der DIN 1054 bei besonderen Fundament-Querschnittsformen

gungen innerhalb eines unter dem Fundament angenommenen Keiles mit dem Spitzenwinkel $(\frac{\pi}{2} - \phi')$ liegen. Im Falle von abgetreppelten Querschnitten muß der ungünstigste Rechteck-Ersatzquerschnitt gefunden werden.

Bild 1.3 zeigt die Ausbildung des mit dem Fundament in den Baugrund eindringenden Bodenbereichs für verschiedene Fundamentquerschnitte.

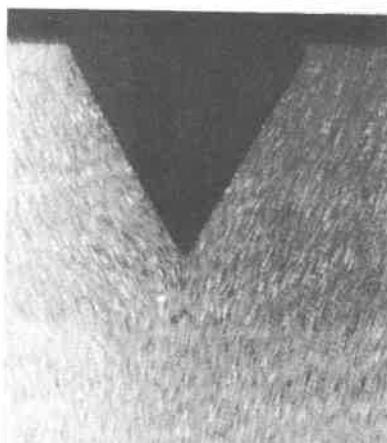
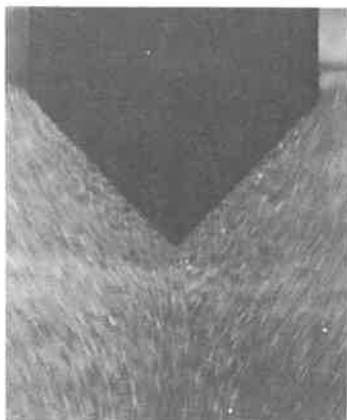
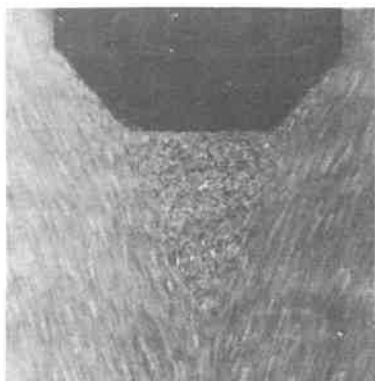
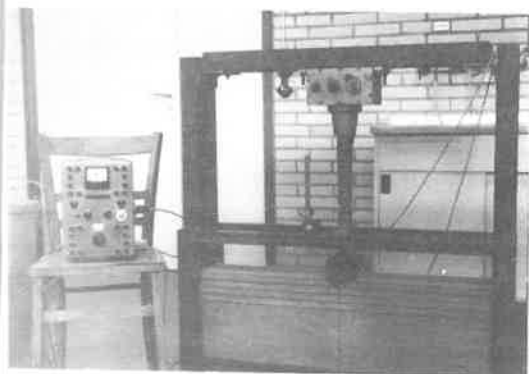


Bild 1.3: Aufnahmen mit einer Kamera, die sich synchron zum Modellfundament bewegt

Wie zu sehen ist, beeinflußt die Querschnittsgestalt die Form und Ausdehnung des Bodenkeils.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Frage, welchen Einfluß die Querschnittsgestaltung auf die Tragfähigkeit und das Lastsetzungsverhalten eines Fundamentes hat. Das Hauptgewicht lag dabei auf der Untersuchung des Einflusses des Fundamentquerschnitts auf die Traglast.

Dazu wurde aus der Vielzahl der möglichen Fundamentquerschnitte die Keilform als einfache und geometrisch eindeutige Form ausgewählt. Sie hat den Vorteil, daß auch das Fundament mit ebener Sohle als "Keil" mit einem Spitzenwinkel $\beta = 180^\circ$ als Grenzfall in den Untersuchungen enthalten ist.

Die Versuche wurden in trockenem, kohäsionslosem Boden durchgeführt, da sich hiermit im Rahmen der Versuchsstreuungen immer wieder vergleichbare Untergrundverhältnisse simulieren ließen und sich, gegenüber einem bindigen Boden, die die Bodeneigenschaften beeinflussenden Parameter versuchstechnisch besser handhaben lassen.

Die Untersuchungen befassen sich mit dem bodenmechanischen Aspekt des Problems (Traglast, Setzungen) und nicht mit der Ermittlung der für die Fundamentbemessung maßgebenden Sohlspannungsverteilung. Es ergibt sich zwar eine für den Zeitpunkt des Grundbruchs geltende Normal- und Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge, doch ist diese anders verteilt als die für die Bemessung maßgebende Spannungsverteilung bei einer um die Sicherheit abgeminderten mittleren Sohlspannung.

2. Stand der Technik

2.1 ALLGEMEINES

Die Veröffentlichungen zum Problem des Einflusses des Querschnitts von in den Boden eindringenden Grundkörpern auf den Eindringungswiderstand und die Eindringung selbst lassen sich in zwei Gruppen unterteilen. Einmal sind es Arbeiten, die sich mit Last-Setzungsversuchen zur Ermittlung der Traglast von eingegrabenen Fundamentkörpern befassen, zum anderen sind es Beiträge, die sich mit dem Problem der stetigen Eindringung eines Keils oder Kegels in den Untergrund beschäftigen (z.B. Sonden).

2.2 GRUNDBRUCHVERSUCHE

Von PRESS (1932) wurden 1932 Baugrundprobelastungen mit Fundamenten durchgeführt, bei denen neben dem Einfluß der Geometrie und der Bodenart auch der Einfluß der Sohlenform auf das Last-Setzungsverhalten untersucht wurde. Der Einfluß der von PRESS gewählten Pyramidenform auf Bruchlast und Setzungen ist in Bild 2.1 dargestellt. Die Kennzeichnung der Bodenart erfolgte durch die Kornverteilung und Wichte, Scherwinkel wurden nicht gemessen.

SIEMONSEN (1942) untersuchte den Einfluß von Abschrägungen der Sohlfläche auf die Sohlspannungsverteilung. Bei den in der Praxis vorkommenden Fundamentlasten ergab sich bei ebener Sohle eine hohlparabolische Sohlspannungsverteilung mit den Spannungsmaxima unter den Fundamentaußenseiten. Durch Abschrägen der Sohlfläche wird nach den in Bild 2.2 dargestellten Untersuchungen von SIEMONSEN eine gleichmäßige Spannungsverteilung erreicht.

Nach SZECHY (1967) steht außer Zweifel, daß eine Abkantung der Fundamentsohlfläche hinsichtlich der Grundbruchsicherheit nicht günstig ist, jedoch sollen dadurch die im Grundkörper auftretenden Spannungen und Kraftwirkungen günstig beeinflusst werden. SZECHY belegt dies durch die oben beschriebenen Versuche von SIEMONSEN und durch eigene fotoelastische Versuche.

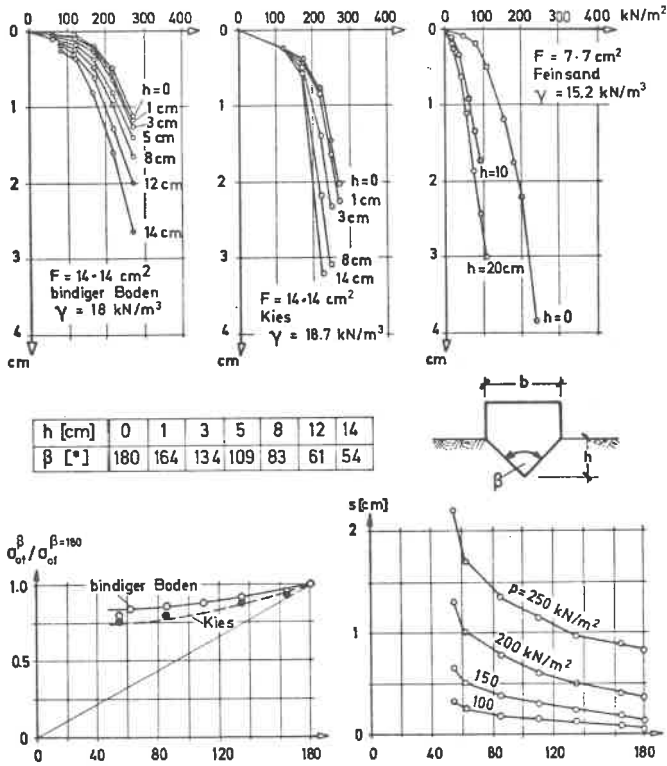


Bild 2.1: Baugrundprobelbelastungen mit pyramidenförmigen Fundamenten nach PRESS (1932)

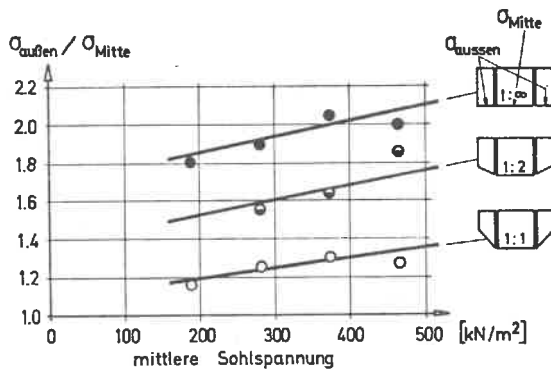


Bild 2.2: Belastungsversuche von SIEMONSEN (1942)

Vom gleichen Verfasser wurden weiter Belastungsversuche mit Betonprobekörpern mit unterschiedlich ausgebildeten Sohlflächen (eben; konkav gekrümmt; konvex gekrümmt) ausgeführt, die zeigten, daß die Form der Sohlfläche einen nicht unerheblichen Einfluß auf die Tragfähigkeit eines Fundaments hat.

Einige Versuchsergebnisse sind in Bild 2.3 dargestellt.

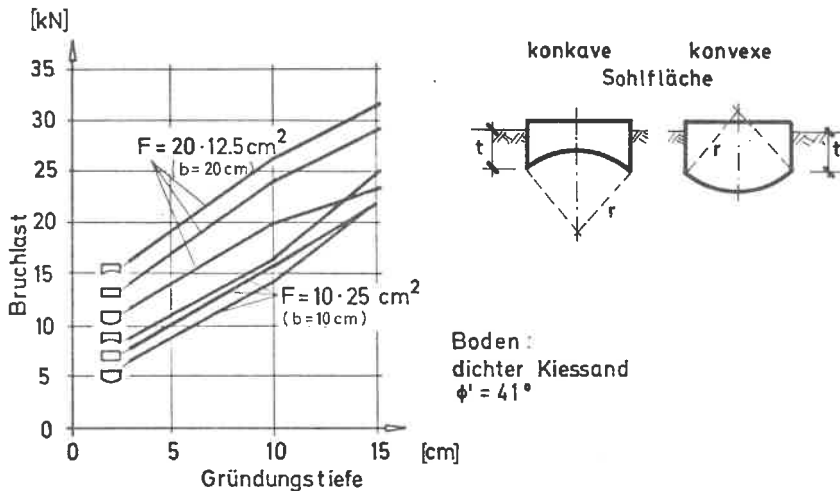


Bild 2.3: Der Einfluß der Sohlflächenform von Streifenfundamenten auf die Tragfähigkeit nach SZÉCHY (1967)

Wie Bild 2.3 zeigt, ergeben die konvexen Sohlflächen die kleinsten Bruchlasten.

MEYERHOF (1961) erweitert die von ihm früher entwickelte Grundbruchtheorie zur Anwendung auf Fundamente mit keil- und kegelförmiger Sohlfläche. Auf die theoretischen Ableitungen wird im Abschnitt 4.2 noch näher eingegangen. Auf Pfähle angewandt, ergab sich hiernach, daß der Spitzenwiderstand von glatten Kegeln mit spitzer werdendem Kegel abnahm, bei rauen Spitzen dagegen

zunahm. Dies Verhalten wurde durch Grundbruchversuche mit kleinen Pfahlmodellen bestätigt, s. Bild 2.4.

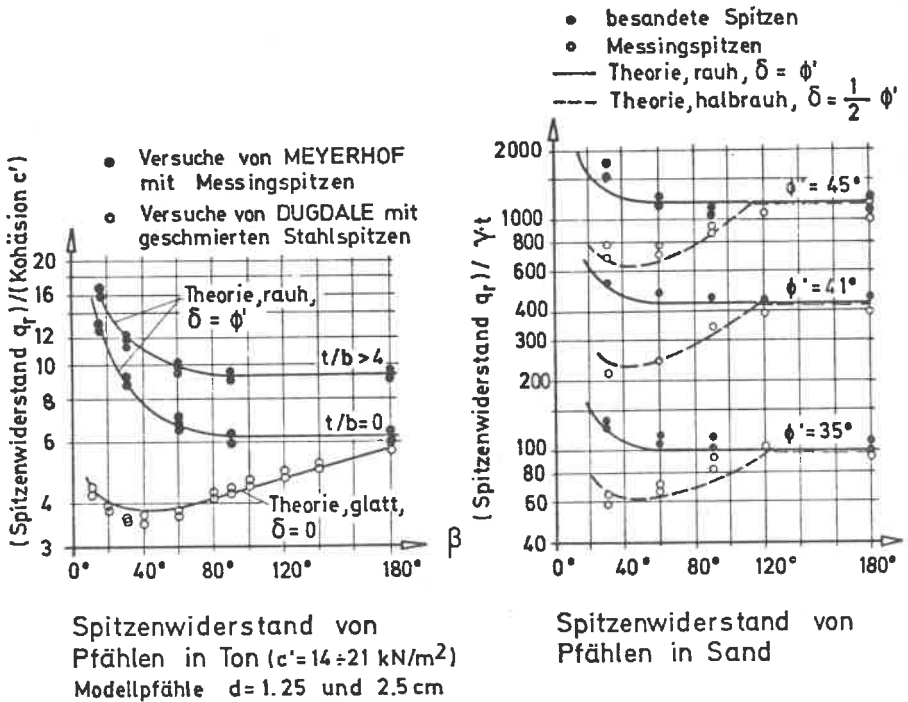


Bild 2.4: Vergleich des gemessenen und berechneten Spitztenwiderstands von Pfählen in Sand und Ton nach MEYERHOF (1961)

EASTWOOD / ANAGNOSTOU (1962) berichteten ebenfalls über Modellversuche mit Pfählen in Sand. Dabei wurden als Pfahlspitzen Halbkugelformen, Kegel mit 45° und 90° Spitzenwinkel und kreiszylindrische Platten verwendet. Von jeder Form standen Modelle mit jeweils 10,16 cm, 15,24 cm und 20,32 cm Durchmesser zur Verfügung. Die Belastungseinrichtung war so konstruiert, daß der Spitztenwiderstand getrennt gemessen werden konnte. Die im Versuch beobachteten Pfahlsetzungen in Abhängigkeit von Belastung und Sohlenform sind für ein typisches Beispiel in Bild 2.5 dargestellt.

Versuche in Sand,
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 53.5^\circ$
 Fundamentdurchmesser
 $d = 20.32 \text{ cm}$

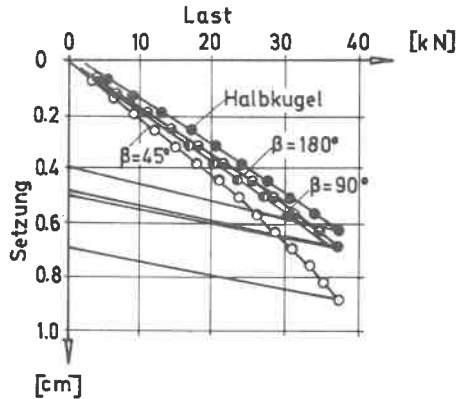
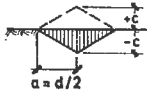


Bild 2.5: Last-Setzungsversuche mit Modellpfählen
 nach EASTWOOD/ANAGNOSTOU (1962)

NAINAN / JEYACHANDRAN (1972) führten Modellversuche mit Fundamenten unterschiedlicher Sohlenform durch. Die im Versuch variierten Parameter sind in Bild 2.6 dargestellt.

Modellfundamente:

starr, glatt ($\delta = 0$)
 quadratischer bzw. runder Grundriss
 Querschnittsform:
 $c/a = 0; \pm 1/2; \pm 1$
 $d = 36 \text{ cm}$



Boden:

Sand
 $U = 1.53$
 $\gamma = 16.9 \text{ kN/m}^3$

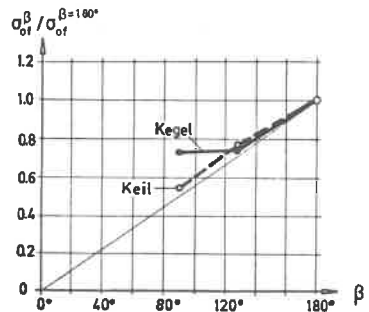


Bild 2.6: Die von NAINAN/JEYACHANDRAN (1962) untersuchten
 Fundamentformen und typische Versuchsergebnisse

Im Versuch gemessen wurden die Last-Setzungslinien bis zum Bruch und die zugehörigen Sohlspannungen. Die Ergebnisse zeigen, daß die Tragfähigkeit mit kleiner werdendem Verhältnis c/a abnimmt. Bei der gleichen mittleren Sohlpressung sind die Setzungen des spitzeren Fundaments größer.

Von MINTSKOVSKI wurden in mehreren Veröffentlichungen (1962) und (1965) von einer russischen Gründungsmethode für Bauten im Bergsenkungsgebiet berichtet. Ausgehend von der Tatsache, daß Bauwerksschäden selten durch eine gleichmäßige lotrechte Setzung, sondern durch unterschiedliche Bewegungen des Baugrunds verursacht werden, wurde gefolgert, daß eine schnell zur Ruhe kommende gleichmäßige Setzung anzustreben sei.

Durch das Auffahren von unterirdischen Hohlräumen (z.B. beim Kohlebergbau) entstehen im Untergrund Formänderungen, die sich bis an die Geländeoberfläche fortpflanzen und durch unterschiedliche Setzungen Bauwerksschäden herbeiführen. Wenn es gelingt, durch Wahl eines geeigneten Querschnitts die Setzungswilligkeit des Fundaments zu erhöhen, um dadurch gleichmäßige Setzungen zu erzwingen, müßten sich damit auch Schäden vermeiden lassen.

Als geeignete Fundamentquerschnitte werden neben den üblichen rechteckigen auch keilförmige, T-förmige und trapezförmige Formen empfohlen.

Besonders betont wurde die Eignung des keilförmigen (oder kegelförmigen) Querschnitts, da sich hier entsprechend den 3 Kanten in der Fundamentsohle bei einer Belastung 3 plastische Zonen ausbilden werden, wobei eine dieser Zonen auf der Symmetrieachse des Fundaments liegt. Infolge des Vorhandenseins dieser Zone setzt sich das Fundament hauptsächlich in lotrechter Richtung.

Zur Kontrolle dieser Überlegungen wurden von DRANISNIKOV / MINTSKOVSKI (1956) Belastungsversuche mit keilförmigen und ebenen Fundamenten durchgeführt. Geometrie und Ergebnisse dieser Untersu-

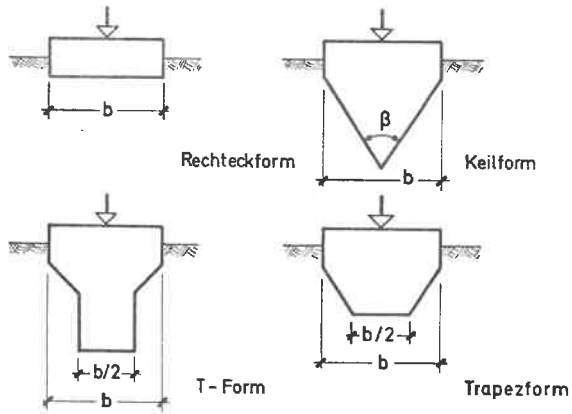


Bild 2.7: Von MINTSKOVSKI (1962) betrachtete Fundamentquerschnitte

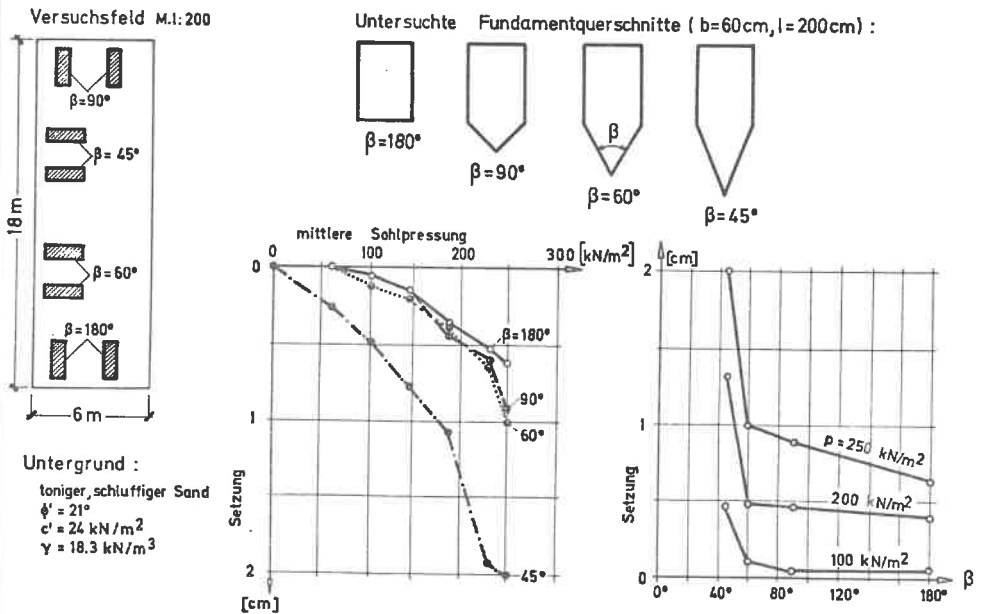


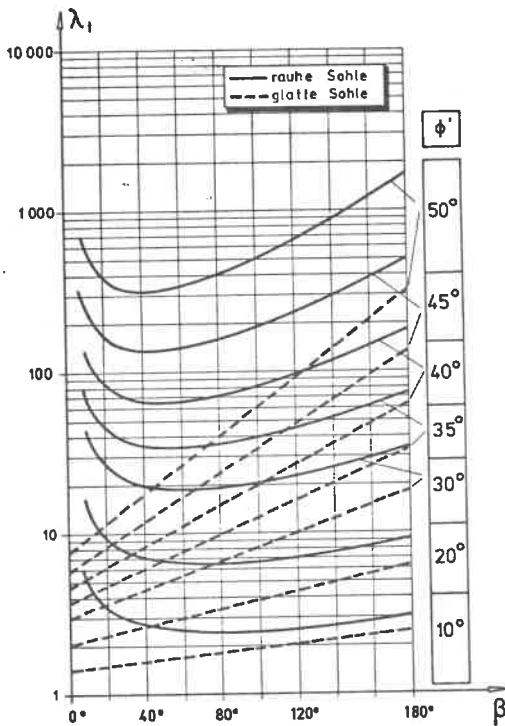
Bild 2.8: Geometrie und Ergebnisse der von DRANISNIKOV/ MINTSKOVSKI (1956) durchgeführten Versuche

chungen sind in Bild 2.8 dargestellt.

Es zeigt sich, daß die Setzungen des Fundamentes mit einem Keilwinkel von 45° am größten sind. Natürlich äußert sich die Keilform nicht nur in einer Setzungsvergrößerung, sondern auch in einer Verminderung der Tragfähigkeit.

Zur Abschätzung der Tragfähigkeit von keilförmigen Fundamenten wird von MINTSKOVSKI (1965) unter Zugrundelegung eines gewichtslosen Halbraums ($\gamma = 0$) mit Hilfe des Ansatzes von SOKOLOVSKI (1960) eine Nachrechnung durchgeführt.

Die Ergebnisse lassen sich entsprechend der in DIN 4017, Bl. 1, gewählten Form der Grundbruchgleichung darstellen:



$$\sigma_{of} = p \cdot \lambda_t + c \cdot \lambda_c$$

mit

$$\lambda_c = (\lambda_t - \tan \delta \cdot \cot \frac{\beta}{2}) \cot \phi'$$

$$0 \leq \delta \leq \phi' \quad \text{konstanter}$$

Sohltreibungswinkel

$$\beta \quad \dots \quad \text{Keilwinkel}$$

$$p = \gamma \cdot t$$

Bild 2.9: Tragfähigkeitsbeiwert λ_t nach MINTSKOVSKI (1965)

Als Beweis für die Richtigkeit der Überlegungen wird von einem im Bergsenkungsgebiet gegründeten Schornstein berichtet, der auf einer der üblichen Gründungsplatten stand und zweimal infolge unterschiedlicher Setzungen umfiel. Nachdem der Schornstein auf einem kegelförmigen Fundament wiederaufgebaut war, blieb er stabil und im Lot, setzte sich aber um das enorme Maß von 5,2 m.

2.3 STETIGE EINDRINGUNG

Im Gegensatz zu den Grundbruchversuchen wird bei der stetigen Eindringung davon ausgegangen, daß Keile oder Kegel mit konstanter Geschwindigkeit von der Oberfläche aus in das Bodenmassiv eingetrieben werden, wobei sich um den eindringenden Körper herum plastifizierte Bereiche ausbilden. Im folgenden sind nun solche Arbeiten zusammengetragen, die speziell den Einfluß des Spitzenwinkels auf den Eindringungswiderstand in Abhängigkeit von den Bodeneigenschaften (γ, ϕ, c) und der Oberflächenrauheit des Keils oder Kegels untersuchen.

Das ebene Problem des kontinuierlich eindringenden glatten Keils wurde in statischer und kinematischer Hinsicht von HILL / LEE / TUPPER (1947) für das klassische starr-plastische, gewichtslose und rein kohäsive Material untersucht. Neben der theoretischen Lösung für die Bestimmung der Verformungen, die mit Versuchsergebnissen verglichen wurden, konnten Aussagen über die zur Eindringung erforderlichen Kräfte gemacht werden.

In Bild 2.10 ist die auf die Keilflanke wirkende Normalspannung σ_0 , normiert mit der Bruchspannung $2k$ aus einem Zugversuch, in Abhängigkeit vom Keilwinkel β dargestellt.

Mit einem statischen Ansatz für das ebene Problem des stetig eindringenden Keils in ein gewichtsloses Material mit Reibung und Kohäsion wurde von PARISEAU / FAIRHURST (1966) ein Zusammenhang zwischen der für das Eindringen erforderlichen Kraft, der Oberflächenrauheit und dem Keilwinkel β aufgestellt und die

theoretischen Ergebnisse mit Experimenten verglichen (s. Bild 2.11). Wie zu sehen ist, wird bei dieser Untersuchung die Aufwölbung des verdrängten Bodenvolumens neben dem Keil vernachlässigt.

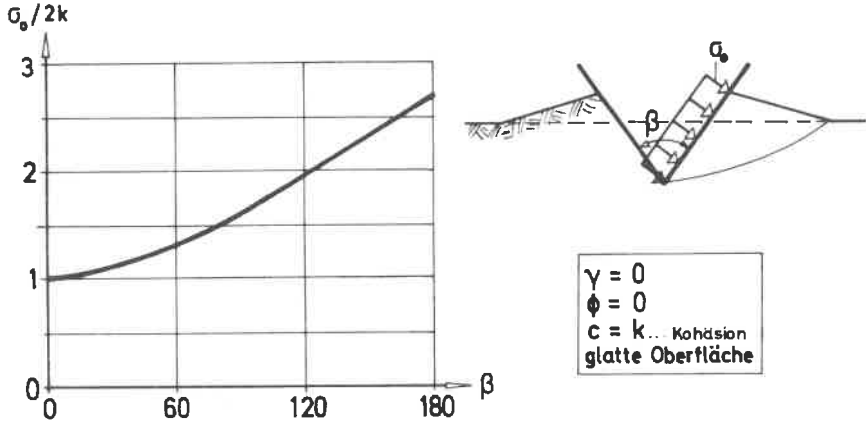


Bild 2.10: Abhängigkeit der normierten Normalspannung auf der glatten Keilflanke vom Keilwinkel β nach HILL/LEE/TUPPER (1947)

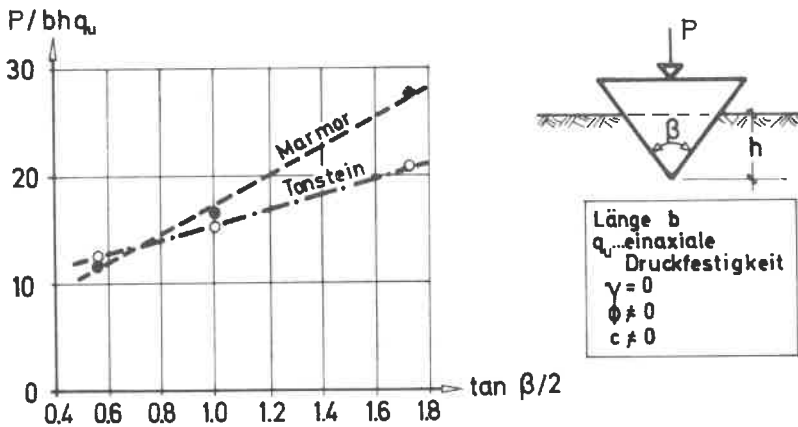


Bild 2.11: Untersuchungen von PARISEAU/FAIRHURST (1966)

BUTTERFIELD / ANDRAWES (1972) führten Eindringungsversuche mit einem 60° - Keil durch. Der von ihnen gemessene Eindringungs-
widerstand (s. Bild 2.12) wächst im lockeren Sand parabolisch
mit der Eindringung. Bei dichtem Sand oszilliert die Kurve -
als eine Folge von Grundbrüchen - um eine ähnliche Parabel.

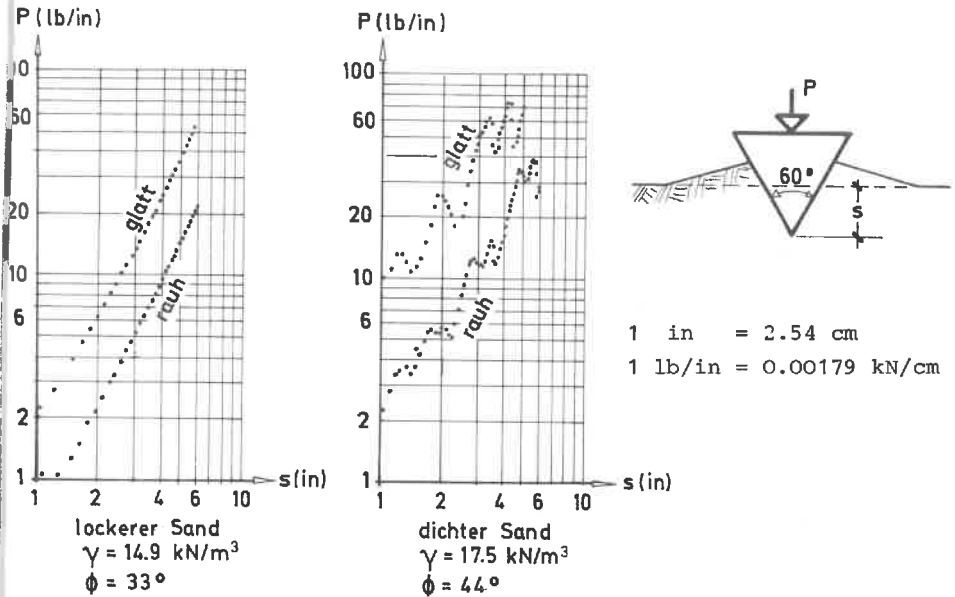


Bild 2.12: Eindringungskurven von Keilen nach BUTTERFIELD/
ANDRAWES (1972)

Die maximalen Sohlspannungen traten bei dichtem Sand in der Nähe
der Spitze, bei lockerem Sand jedoch merklich höher in der Keil-
flanke auf.

Im lockeren Sand entstanden gleichmäßig ausgedehnte Dehnungs-
felder, während sich im dichten Sand große Inhomogenitäten ent-
wickelten. Der während des Eindringversuchs gemessene gemittelte
Sohlschleibungswinkel entsprach den in Vorversuchen im direkten
Scherggerät gemessenen Reibungsbeiwerten zwischen Keiloberfläche
und Sand.

Eindringversuche mit Kegeln in Sand wurden weiter von NOWATZKI / KARAFIATH (1972) (s. Bild 2.13) und WILSON / FRANKLIN (1971) durch-

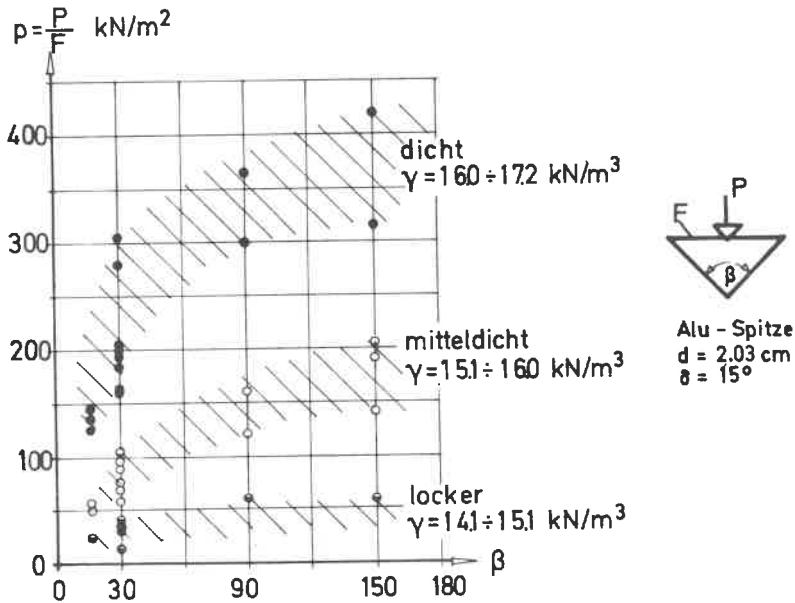


Bild 2.13: Eindringungsversuche mit Kegeln unterschiedlicher Öffnungswinkel β nach NOWATZKI/KARAFIATH (1972)

geführt.

Ähnliche Untersuchungen in bindigen Böden (Öl - Ton - Gemische) führten BALIGH / SCOTT (1975) durch.

2.4 ZUSAMMENFASSUNG

Bei den bisher durchgeführten Untersuchungen wurden relativ kleine Versuchskörper verwendet, wobei die am häufigsten verwendeten Querschnittsformen Keile und Kegel waren. Dabei zeigten die Ergebnisse der Grundbruchversuche von PRESS (1932), MEYERHOF (1961),

EASTWOOD / ANAGNOSTOU (1962) und NAINAN / YECHANDRAN (1972) ebenso wie die Versuche von DRANISNIKOV / MINTSKOVSKI (1956) mit größeren Fundamentabmessungen einheitlich, daß die Eindringungswiderstände, ausgehend von dem Körper mit ebener Sohle ($\beta = 180^\circ$), mit spitzer werdendem Querschnitt zunächst abnehmen, um für ganz spitze Keile oder Kegel wieder anzuwachsen. Diese Abhängigkeit ist umso ausgeprägter, je glatter die Oberfläche des Eindringkörpers ist.

Eine konvex gekrümmte Sohlfläche hat nach den Untersuchungen von SZECHY (1967) und NAINAN / YECHANDRAN (1972), gegenüber der ebenen Sohle größere Setzungen und kleinere Traglasten zur Folge. Eine konkav gekrümmte Sohlfläche bewirkt das Gegenteil.

Ebenso zeigten die von HILL / LEE / TUPPER (1947), PARISEAU / FAIRHURST (1966) und NOWATZKI / KARAFIATH (1972) durchgeführten Untersuchungen an von der Oberfläche aus eingetriebenen Keilen und Kegeln eine Abnahme des Eindringwiderstandes mit abnehmendem Keilwinkel.

Diese Ergebnisse stehen im Widerspruch zu den Aussagen von VESIC (1973) und auch der DIN 1054, wonach keine Beeinflussung der Tragfähigkeit erwartet wird, solange der Keil- oder Kegelquerschnitt innerhalb des Bodenkeils liegt, der sich bei einem Fundament mit ebener Sohle bei einer Belastung ausbildet.

Zur Klärung der Frage, in welchem Umfang die Fundamenttragfähigkeit von der Querschnittsform beeinflusst wird, wurden die im folgenden dargestellten Untersuchungen durchgeführt.

3. Modellversuche

3.1 VERSUCHSANLAGE ZUR DURCHFÜHRUNG DER LASTSETZUNGSVERSUCHE

3.1.1 Allgemeines

Um den Einfluß der Form der Fundamentgrundfläche auf das Lastsetzungsverhalten auszuschalten, sollte theoretisch mit unendlich langen Fundamenten gearbeitet werden. Bei biegesteifen unendlich langen Fundamenten müßten in jeder lotrechten Schnittebene quer zur Fundamentlängsachse gleiche Spannungs- und Formänderungsverhältnisse herrschen. Zwischen den einzelnen Schnitten dürfen keine Verschiebungen auftreten, wohl aber Normalspannungen.

Da es unmöglich ist, Versuche mit unendlich langen Fundamenten durchzuführen, wird mit endlichen Fundamenten gearbeitet und der Einfluß der Grundrißform bezüglich der Bruchlast durch Einführung von Formfaktoren berücksichtigt. Hierzu werden im Versuch Rechteckfundamente verwendet, die gleich breit, aber unterschiedlich lang sind. Wenn man die im Versuch ermittelten Bruchlasten in Abhängigkeit vom Längen/Breiten-Verhältnis l/b aufträgt, zeigt sich, daß die Zunahme der Bruchlasten bei wachsendem Verhältnis l/b immer geringer wird, d.h. die Kurve nähert sich asymptotisch einem Grenzwert.

Die dem Grenzwert zugeordnete Bruchlast entspricht der des unendlich langen Streifenfundaments.

Wie Bild 3.1 zu entnehmen ist, reicht ein Längen/Breiten-Verhältnis von 5 bis 7 aus, um auch die Bruchlast eines längeren Fundaments zu erhalten. Die an den Fundamentenden vorhandenen Störzonen beeinflussen hier die Ergebnisse nur noch unwesentlich.

Eine weitere Möglichkeit zur Nachahmung des ebenen Formänderungszustands wird bei Versuchen angewendet, bei denen das Verformungsverhalten des Bodens unter Fundamenten beobachtet werden soll.

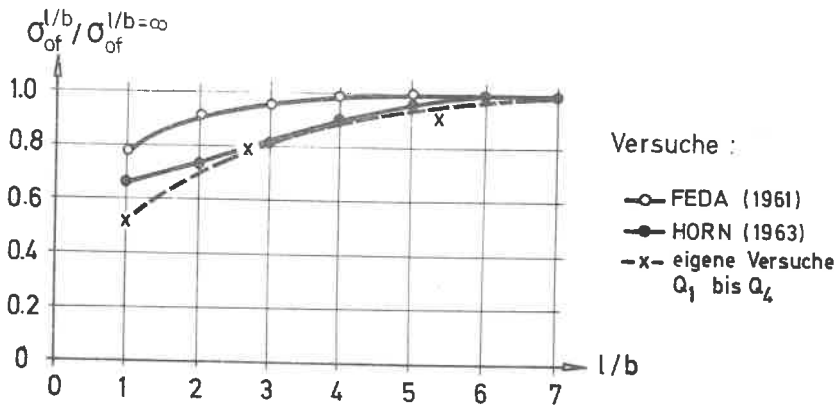


Bild 3.1: Versuchsergebnisse

Hierbei wird aus dem unendlich langen Fundamentstreifen durch zwei lotrechte Schnitte ein Ausschnitt begrenzter Länge herausgelöst. Die herausgelöste Bodenscheibe wird in beiden Schnitten durch lotrechte Begrenzungsflächen (Stahl oder Glas) gestützt. Die Begrenzungsflächen ersetzen im Versuch den beidseitig anschließenden Boden, der zufolge der Fundamentbelastung die gleichen Verschiebungen ausführen würde wie die herausgelöste Bodenscheibe.

Die bei dieser Art der Versuchsdurchführung erhaltenen Ergebnisse hängen stark von der Sorgfalt ab, mit der die zwischen der feststehenden Begrenzungsfläche und den sich bewegenden Bodenteilchen auftretenden Reibungskräfte ausgeschaltet werden.

Ein anderer Weg zur Ausschaltung des Einflusses des Längen/Breiten-Verhältnisses wurde z.B. von TCHENG / ISEUX (1966) und WEISS (1970) beschritten. Ein Fundamentkörper bestimmter Breite und endlicher Länge wurde in Längsrichtung in drei Teile zerschnitten. Über die drei Teilstücke wurde von TCHENG / ISEUX eine starre Brücke angeordnet, die bei Belastung eine gleichmäßige Eindringung des gesamten Fundaments in den Untergrund erzwingt.

Bei WEISS wurden die drei Fundamentteile durch getrennte Pressen belastet, wobei die Pressenkräfte in Abhängigkeit von der Fundamentverschiebung gesteuert wurden.

Wie Bild 3.3 zeigt, wurde bei den hier durchgeführten Versuchen eine Kombination der oben beschriebenen Verfahren angewendet. Einmal wird eine aus dem unendlich langen Fundamentstreifen herausgelöste Bodenscheibe betrachtet, die durch lotrechte Begrenzungsflächen gestützt wird. Zum anderen werden das diese Bodenscheibe belastende Fundament in Längsrichtung in drei Teile zerschnitten und die auf das Mittelstück wirkenden Kräfte gesondert gemessen.

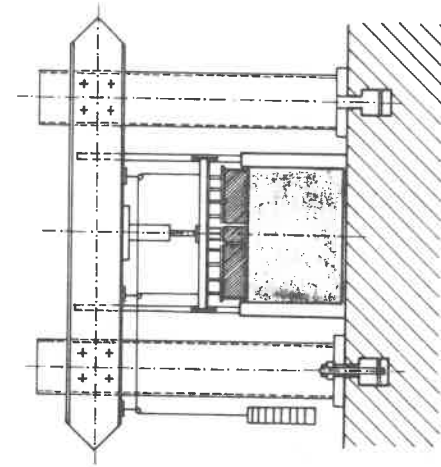
3.1.2 Versuchskasten

Für die Durchführung der Versuche stand ein Kasten mit den Lichtraummaßen 100 x 100 x 200 cm zur Verfügung (Bild 3.2 und 3.3). Der Kasten wurde aus horizontalen Stahlprofilrahmen zusammengesetzt. Er war genügend steif, um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch Verformungen der Kastenwände zu verhindern.

3.1.3 Belastungsvorrichtung

Der Sandkasten stand in einer Versuchshalle des Otto-Graf-Instituts der Universität Stuttgart, die mit einem Spannboden ausgerüstet war. Von diesem Spannboden können an bestimmten Rasterpunkten Zugkräfte bei maximal 0,5 MN abgenommen werden. Über zwei von diesen Rasterpunkten wurde ein Rahmen aus dem Stahlprofil U 400 so angeordnet, daß für die Belastungsversuche ein Widerlager zur Verfügung stand, an das Druckkräfte bis zu 1 MN abgegeben werden konnten.

Zur Lasterzeugung standen hydraulische Pressen mit unterschiedlichen zulässigen Maximallasten zur Verfügung. Bei jedem Versuch wurde die Maximallast der Presse der im jeweiligen Versuch zu erwartenden Grundbruchlast angepaßt. Der Steuerstand, über den die Pressendrucke erzeugt wurden, verfügte über eine Lastkonstanthalteeinrichtung, die es erlaubt, einen bestimmten Öldruck, der in

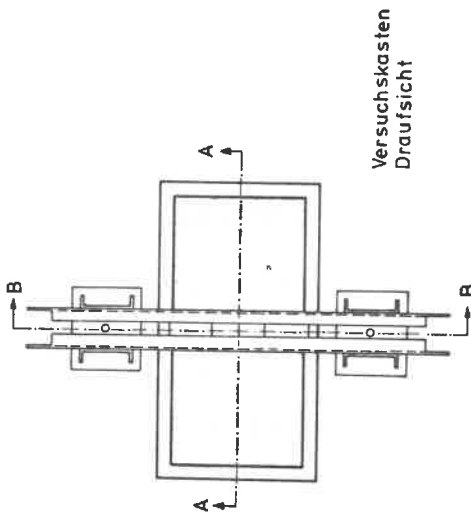


Schnitt B-B

M. 1:40

Länge 2.00 m
Breite 1.00 m
Höhe 1.00 m

Bild 3.2: Versuchskasten



Schnitt A-A

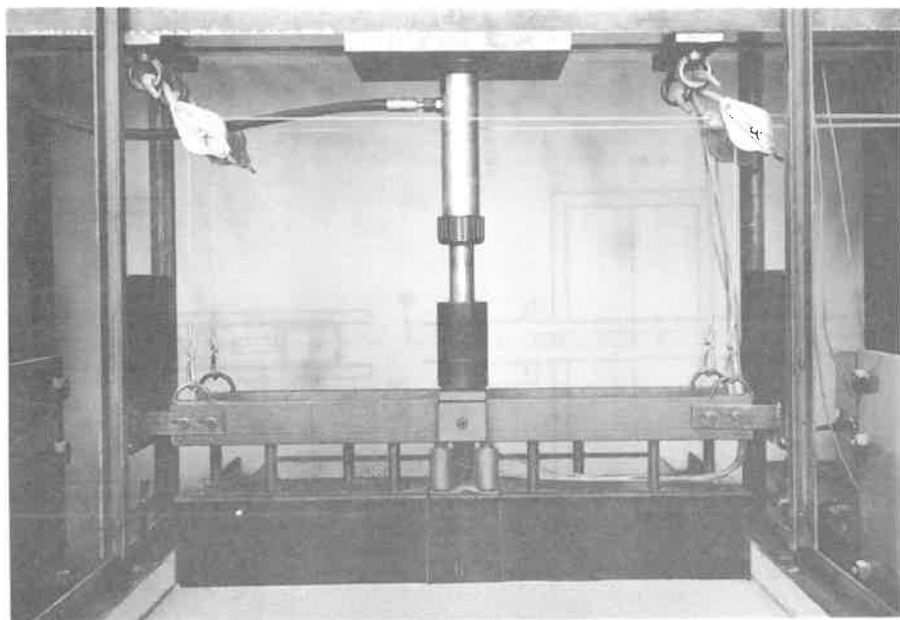
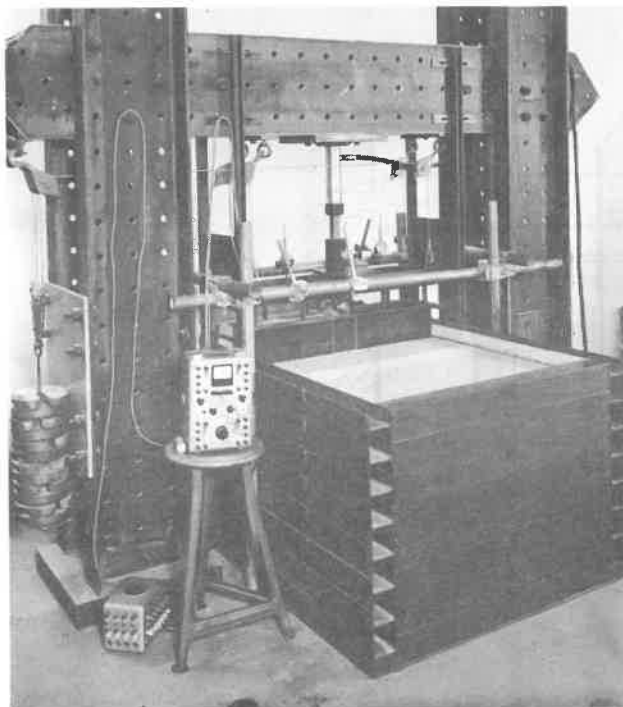


Bild 3.3: Versuchsanlage

der Presse einer bestimmten Kraft entspricht, einzustellen und auch zu halten, indem die Setzungen des Fundaments und die elastischen Verformungen des Stempels und des Widerlagers sofort durch Nachfördern von Öl in die Presse automatisch kompensiert werden.

3.1.4 Modellfundamente

Die drei Fundamentteile sind an der Oberfläche mit Stahlplatten verschraubt, die in Längsrichtung die gleichen Abmessungen wie die Fundamentteile haben. Die Stahlplatten und damit das Fundament sind über massive Stahlbolzen mit einer starren Brücke (U-Profil) verbunden, wobei im Mittelteil anstelle der Stahlbolzen 3 Kraftmeßdosen angeordnet sind. Der gesamte Belastungskörper, der sich aus der starren Brücke, den Stahlbolzen bzw. den Kraftmeßdosen, den Stahlplatten und dem eigentlichen Fundamentkörper zusammensetzt, stellt nun ein starres System dar, das sich bei der Belastung gleichmäßig in den Untergrund eindrücken wird, wobei die auf das Mittelstück wirkenden Reaktionskräfte des Untergrunds mittels der Kraftmeßdosen registriert werden können.

Das U-Profil, das die starre Verbindung zwischen den 3 Fundamentteilen herstellt, ist an beiden Enden mit Stahlplatten versehen, die auf Kugellagern längs lotrechter Führungsschienen laufen. Die Führungsschienen sind am oberen Ende mit dem Querhaupt der Belastungseinrichtung, am unteren Ende mit dem Versuchskasten verschraubt. Der Belastungskörper läßt sich jetzt nur noch in lotrechter Richtung verschieben, ein Kippen des Fundaments über eine der langen Seiten wird durch die Führung verhindert.

Weiterhin ist der Belastungskörper an Stahlseilen aufgehängt, die über Umlenkrollen so geführt werden, daß der Belastungskörper durch Anbringen von Gegengewichten leicht gegen die zwischen U-Profil und Querhaupt der Belastungseinrichtung angeordnete ölhdraulische Presse gedrückt wird.

Alle Fundamentteile sind mit Gewindebolzen versehen, mit deren

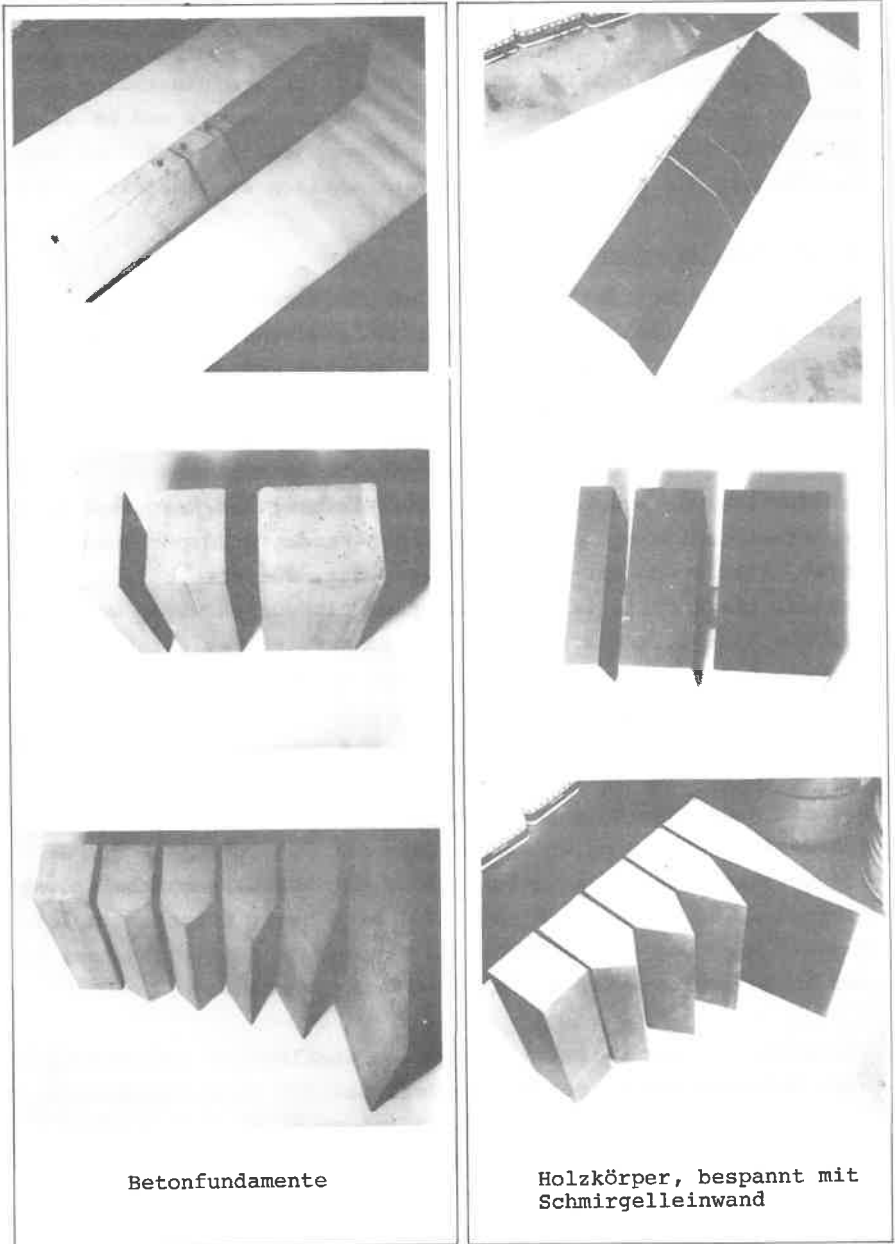


Bild 3.4: Modellfundamente

Hilfe sie leicht und schnell an den Stahlplatten des Belastungskörpers befestigt werden können.

Für die Versuche standen zwei Garnituren von Modellfundamenten zur Verfügung (Bild 3.4). Bei der ersten Garnitur wurden die Fundamentkörper aus schichtweise verleimten Holzblöcken herausgeschnitten und die Oberflächen mit Schmirgelleinwand beklebt. Die zweite Garnitur bestand aus Betonkörpern, die in einer Holzschalung gegossen worden waren. Die Fundamente besaßen eine Breite von 12 cm.

Der bei einem Versuch eingesetzte Satz von Fundamentteilen bestand aus einem 12 cm langen Mittelstück und zwei je 42,5 cm langen Randstücken. Die Fundamentteile wurden so unter die Stahlplatten des Belastungskörpers geschraubt, daß zwischen Mittelteil und Randstück ein ca. 3 mm breiter Spalt, zwischen Randstück und Kastenwand ein ca. 12 mm breiter Spalt offen blieb.

Die Querschnittsformen der Fundamente sind im Bild 3.4 dargestellt. Wie daraus zu entnehmen ist, besaßen die Fundamente bei konstanter Breite keilförmige Sohlflächen. Die Spitzenwinkel der Keile betragen 180° (ebene Sohle), 120° , 90° , 60° , 45° und 20° . Um den Einfluß der Breite auf das Last-Verformungs-Verhalten zu untersuchen, standen noch Fundamente mit den Breiten 6 cm und 18 cm zur Verfügung.

Schließlich wurden noch mit Schmirgelleinwand beklebte Holzfundamente mit den Längen 32,5 cm und 65 cm und einer Breite von 12 cm hergestellt, um den Einfluß des Längen/Breiten-Verhältnisses untersuchen zu können.

3.2 VERSUCHSABLAUF UND MESSGRÖSSEN

Den Versuchen lag ein einheitliches Ablaufschema zugrunde:

- Bodeneinbau mit einer bestimmten Trockenwichte (locker, gestampft, gerüttelt),

- Einbau der Fundamente; Anbringen der Meßhoren für die Verformungskontrolle von Fundament und Sandoberfläche,
- Last-Setzungs-Versuch,
- Ausmessen der Gleitscholle,
- Bestimmung der Trockenwichte,
- Ausbau des Bodens.

Nach der Anlieferung wurden die Böden im Ofen getrocknet und in einem Silo gelagert. Beim Einbau der Böden in den Versuchskasten war der Silo mit einem Kran über den Versuchskasten verfahren. Der Sand konnte durch einen Schlauch in den Kasten rieseln. Für die Versuche, bei denen eine möglichst lockere Lagerung angestrebt wurde, rieselte der Sand ohne freie Fallhöhe aus dem Schlauchende. Zur Erzielung einer dichteren Lagerung wurde der Boden in 20 cm - Schichten eingebracht und durch zweimaliges Überstampfen verdichtet. Die größte Lagerungsdichte wurde dadurch erreicht, daß der Boden zunächst in 20 cm-Schichten eingebracht und anschließend mit einem Oberflächenrüttler verdichtet wurde.

Für die Versuchsreihen mit Fundamenten ohne Einbindetiefe und ebener Sohle wurde der Versuchskasten bis an die Oberkante gefüllt, die obersten 4 cm wieder abgeschöpft und die Oberfläche mit einem Lineal abgezogen.

Anschließend wurden die drei zu einem Satz gehörenden Fundamente unter den Belastungskörper geschraubt, der über der Sandoberfläche hängt und durch die Gegengewichte leicht gegen die Presse gedrückt wird. Durch Ausfahren des Pressenkolbens wird der ganze Belastungskörper längs lotrechten Führungsschienen so weit abgelassen, bis das Fundament auf der Sandoberfläche aufsitzt. Der Pressenvorschub wird sofort gestoppt, wenn die Kraftmeßdosen im Fundament-Mittelteil die Berührung mit der Sandoberfläche anzeigen.

Bei den Versuchsreihen mit Fundamenten mit Einbindetiefe und bei allen Fundamenten mit keilförmiger Sohlfläche wurde die Schüttung zunächst nur bis in Höhe der Gründungstiefe bzw. der Fundament-

spitzen hergestellt. Dann wird der Belastungskörper mit den Fundamentteilen in der oben beschriebenen Weise bis auf die Sandoberfläche verfahren und festgesetzt. Im Anschluß daran erfolgt der Einbau des Versuchsbodens um das Fundament bis zur Oberkante des Kastens und das Abziehen der Oberfläche.

Die Versuche wurden lastgesteuert gefahren. Die Belastungen wurden jeweils mit einer hydraulischen Presse aufgebracht, deren Druck über eine Lastkonstanthalteeinrichtung gesteuert werden kann. Die Setzungen des Fundaments wurden mit Hilfe von 3 über den Belastungskörper verteilt angeordnete Meßuhren mit 1/100 mm Teilung zeitabhängig abgelesen. Die Meßuhren waren an einem von der Belastungsvorrichtung und dem Versuchskasten unabhängig angeordneten Stativ befestigt. Die Belastung wurde in etwa 20 Laststufen aufgebracht.

Als Endwert der Setzungen unter einer bestimmten Belastung wurden die Ablesungen festgelegt, bei denen die Verformungsgeschwindigkeit den Wert von 0,02 mm/min unterschritt.

Die Belastung wurde bis zum Grundbruch oder bis zum Erreichen sehr großer Verformungen ($s/b > 1$) gesteigert. Für jede Laststufe wurde mit Hilfe der Kraftmeßdosen der über das Fundamentmittelteil abfließende Kraftanteil registriert. Die Kraftmeßdosen waren auf Nennlasten von 5 kN und 20 kN geeicht und hatten ein Auflösungsvermögen von 2,75 N/Skalenteile bzw. 8,33 N/Skt.

Bei den Versuchen mit Moränekiessand wurden die Bewegungen der Geländeoberfläche neben der Lastplatte gemessen. Hierzu wurden dünne Messingplättchen auf der Geländeoberfläche angeordnet, die von Meßuhren abgetastet wurden.

Die bei einigen Versuchen auftretenden Gleitschollen wurden nach Beendigung des Versuchs ausgemessen.

Im Anschluß daran mußte der Kasten wieder vollständig entleert

werden. Zunächst war vorgesehen, den Sand mit Hilfe von Preßluft aus dem Kasten zurück in den Silo zu saugen. Sieblinien, die vor und nach Vorversuchen aufgestellt worden waren, zeigten jedoch, daß schon nach dreimaligem Sandtransport eine starke Kornzertrümmerung eingetreten war. So wurde dazu übergegangen (nachdem das ganze Bodenmaterial ausgetauscht war), den Sand im Handbetrieb in ein Faß zu schöpfen und das Faß in den Silo zu entleeren.

Die Kontrolle des erzielten Verdichtungseffekts der bei einem Versuch verwendeten Schüttung erfolgte durch Wägung des gesamten im Versuchskasten enthaltenen Bodenmaterials. Zusammen mit dem bekannten Kastenvolumen ergab sich hieraus die mittlere Trockengewichte der Schüttung.

Bei der lockeren Lagerung wurden zusätzlich während des Bodeneinbaus in verschiedenen Tiefen Dosen eingesetzt, die im Verlauf des Einfließens des Sandes zugeschüttet wurden. Nach Durchführung des Versuchs wurden diese Dosen wieder ausgegraben und die Lagerungsdichte des in ihnen enthaltenen Bodens bestimmt ($V = 1200 \text{ cm}^3$).

3.3 VERSUCHSBÖDEN

3.3.1 Beschreibung

Für die Versuche standen drei verschiedene Korngemische zur Verfügung, deren Eigenschaften im folgenden beschrieben werden.

Als Sand 1 wird ein Quarzsand bezeichnet, dessen Hauptkomponente kantengerundete und teilweise scharfkantige Quarzkörper sind. In geringem Umfang sind vorwiegend kantige und kantengerundete verwitterte Feldspate enthalten (Flußablagerungen).

Sand 2 ist ein Rheinsand mit den Hauptkomponenten Quarz und Granit. Außerdem sind geringe Anteile aus Kalk, Buntsandstein und Glimmer vorhanden. Die größten Durchmesser besitzen die Körner

aus Granit und Buntsandstein. Der Rundungsgrad ist als scharfkantig und kantengerundet zu bezeichnen, mit Ausnahme der gut gerundeten Sandsteine und einzelner gut gerundeter grober Quarzkörner (Flußablagerung).

Sand 3 ist ein Moränekiessand aus Oberschwaben, dessen Einzelkörner vorwiegend aus Kalk, in geringem Umfang aus Quarz, Sandstein, Gneis und Lydit bestehen. Im Korngemisch waren die Kalke, Gneise und der Lydit kantengerundet bis gut gerundet, die Quarze kantig bis kantengerundet und die Sandsteine gut gerundet.

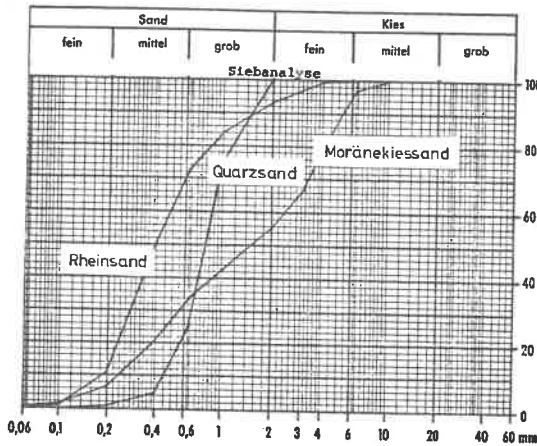


Bild 3.5: Sieblinien der Versuchsböden

Zur deutlichen Kennzeichnung wurden noch folgende Kennwerte bestimmt:

	Quarzsand	Rheinsand	Moränekiessand
max. Korndurchmesser (mm)	2.0	4.0	8.0
$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$	1.9	2.6	10.0
$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}}$	1.11	0.84	0.55
γ_s (kN/m ³)	26.5	26.4	26.9

3.3.2 Dreiaxialversuche

Die Versuche wurden an Proben mit einem Durchmesser von $d = 10$ cm und einer Höhe $h_0 = 20$ cm ausgeführt. Mit der gleichen Trockenwichte γ_d wurden mindestens 3 Versuche mit verschiedenen Seitendrücken σ_3 durchgeführt. Die Seitendrücke betrugen 50, 100, 200 und 400 kN/m².

Der Sand wurde trocken in eine aufklappbare Stützvorrichtung aus Stahl, auf deren Innenseite vorher die Gummimembrane aufgespannt worden war, lagenweise eingebracht und durch Stampfen verdichtet. Die Schichtdicken betrugen jeweils 5 cm. Je nach Anzahl der Schläge wurden verschiedene Trockenwichten erreicht.

Vor Entfernen der Stützvorrichtung wurden die Sandproben durch Evakuieren der Porenluft einem allseitigen Druck ausgesetzt. Anschließend wurde die Dreiaxialzelle geschlossen, ein Seitendruck σ_3 aufgebracht und das Vakuum im Probeninneren entfernt.

Durch eine in achsialer Richtung aufgebrachte Zusatzbeanspruchung ($\sigma_1 - \sigma_3$) wurden die Proben bei offenem System (trockener Sand, D - Versuch) mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit des Druckstempels von $v = 0,5$ mm/min bis zum Bruch belastet. Als Bruchkriterium galt das Erreichen eines Maximalwerts der größten Hauptspannung σ_1 , die sich als Quotient aus der aufgebrachten Zusatzlast und dem zugehörigen korrigierten Probenquerschnitt (Ausbauchung infolge Stauchens) ergibt.

Während des Versuchs wurden die Zusatzbeanspruchung ($\sigma_1 - \sigma_3$), die in Richtung dieser Spannung auftretenden Verformungen Δh und die Volumenänderung ΔV (Messung der Menge der verdrängten Zellflüssigkeit) gemessen.

Um den Einfluß der Probenabmessungen auf die Versuchsergebnisse festzustellen, wurden mit dem Quarzsand neben den oben beschriebenen Versuchen Zusatzversuche mit den Probeabmessungen $d = 3,56$ cm und $h_0 = 9,0$ cm durchgeführt.

Sand- art	Probenab- messungen		Trocken- wichte γ	Anfangs- porenzahl e_0	Seiten- druck σ_3	max.Stirn- druck σ_1	$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$	$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	ϕ'	cot ϕ'
	d_0	h_0								
	cm	cm	kg/cm^3	-	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	Grad	-
Quarzsand			14.75	0.797		194.2	122.1	72.1	32.3	1.5806
			15.25	0.738		232.2	141.1	91.1	36.5	1.3539
			15.95	0.661	50	249.3	149.7	99.7	37.3	1.3108
			16.00	0.656		251.7	150.9	100.9	37.5	1.3042
			16.35	0.621		274.3	162.2	112.2	39.6	1.2075
			14.60	0.815		373.2	236.6	136.6	33.0	1.5381
			15.70	0.688		427.5	263.7	163.7	36.1	1.3739
			15.85	0.672	100	441.4	270.7	170.7	36.8	1.3392
			16.30	0.626		457.2	287.6	187.6	38.3	1.2680
			16.31	0.625		502.5	301.2	201.2	39.6	1.2101
	3.56	9.0	14.80	0.791		710.0	455.0	255.0	33.1	1.5369
			15.50	0.710		819.0	509.5	309.5	36.3	1.3628
			15.75	0.683		839.5	519.7	319.7	36.8	1.3377
			16.00	0.656	200	916.5	558.2	358.2	38.8	1.2460
Quarzsand			16.20	0.636		929.0	564.5	364.5	39.0	1.2345
			16.25	0.631		930.0	565.0	365.0	39.0	1.2340
			16.70	0.587		990.0	595.0	395.0	40.3	1.1783
			14.65	0.809		1058.0	679.0	379.0	33.3	1.5837
			16.05	0.651	300	1252.0	776.0	476.0	37.0	1.3270
			16.15	0.641		1300.2	800.1	500.1	37.8	1.2873
			16.35	0.621		1372.0	836.0	536.0	39.0	1.2331
			14.90	0.779		1383.0	891.5	491.5	32.9	1.5452
			15.15	0.749		168.0	109.0	59.0	32.8	1.5535
			15.25	0.738	50	177.2	113.6	63.6	34.0	1.4798
			16.30	0.626		210.0	130.0	80.0	35.7	1.2813
	10	20	15.25	0.738	100	367.0	233.5	133.5	34.9	1.4351
			15.15	0.749		699.0	449.5	244.5	33.7	1.4983
			15.25	0.738	200	732.0	466.0	366.0	34.8	1.4383
			16.55	0.601		870.0	535.0	335.0	38.8	1.3451
			15.00	0.767		1355.0	877.5	477.5	33.0	1.5410
			15.25	0.738	400	1401.0	900.5	500.0	33.8	1.4955
			16.41	0.685		1760.0	1080.0	680.0	39.0	1.2340

Tabelle 1: Zusammenstellung der Daten der triaxialen Scherversuche mit Quarzsand

Sand- art	Probenab- messungen		Trocken- wichte γ	Anfangs- porenzahl e_0	Seiten- druck σ_3	max. Stirn- druck σ_1	$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	ϕ'	cot ϕ'
	d_0	h_0								
	cm	cm	kg/m^3	-	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2	Grad	-
Rheinsand			15.92	0.660	50	189.0	109.0	69.5	35.6	1.3988
			17.15	0.541		248.6	149.3	99.3	41.7	1.1228
			15.64	0.690		374.0	237.0	137.0	35.3	1.4118
			15.89	0.663		390.0	245.0	145.0	36.3	1.3618
			16.10	0.642		397.0	248.5	148.5	36.7	1.3416
			16.58	0.594	100	430.0	265.0	165.0	38.5	1.2567
			16.64	0.588		433.6	266.8	166.8	38.7	1.2482
	10	20	17.09	0.547		469.0	284.5	184.5	40.4	1.1738
			17.22	0.535		504.0	302.0	202.0	42.0	1.1114
			15.75	0.678	200	777.6	488.8	288.8	36.2	1.3653
Möränekleissand			17.09	0.547		997.0	598.5	398.5	41.8	1.1204
			15.69	0.685	400	1535.4	967.7	567.7	35.9	1.3804
			17.27	0.530		1962.6	1181.3	781.3	41.4	1.1339
			17.92	0.502	50	210.2	130.1	80.1	38.0	1.2800
			19.31	0.394		300.6	175.3	125.3	45.6	0.9786
			18.10	0.487		440.1	270.0	170.0	39.0	1.3336
			18.33	0.468		506.5	303.2	203.2	42.1	1.1071
			18.49	0.435	100	502.1	301.0	201.0	41.9	1.1145
			19.34	0.391		609.3	354.6	254.6	45.9	0.9694
	10	20	18.18	0.480	200	985.6	542.8	342.8	39.2	1.3279
Möränekleissand			19.27	0.397		1160.0	680.0	480.0	44.9	1.0035
			17.90	0.503	400	1779.4	1089.7	689.7	39.3	1.2231
			19.34	0.391		2198.4	1299.2	899.2	43.8	1.0432

Tabelle 1 (Fortsetzung): Zusammenstellung der Daten der triaxialen Scherversuche
mit Rheinsand und Möränekleissand

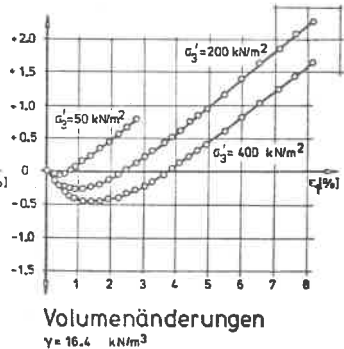
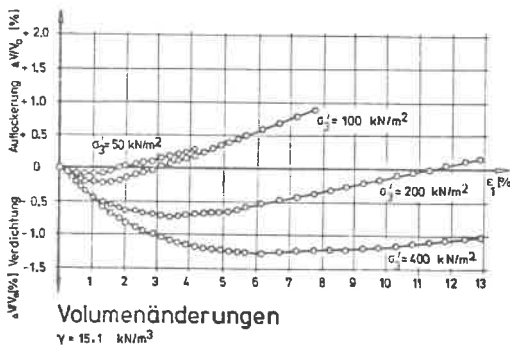
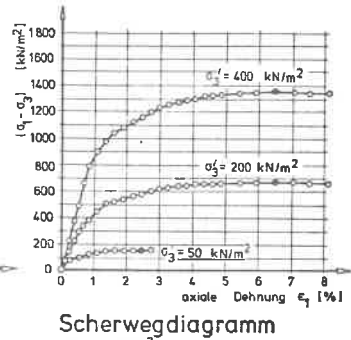
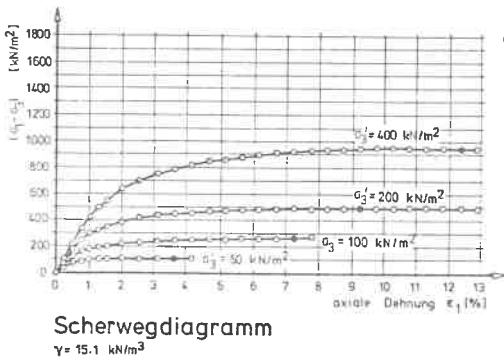
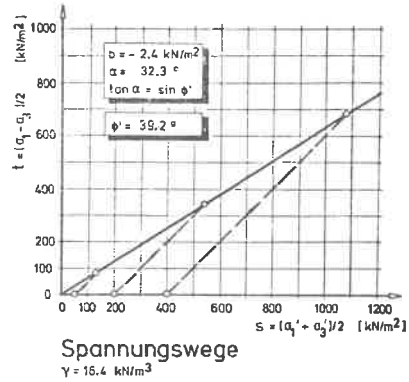
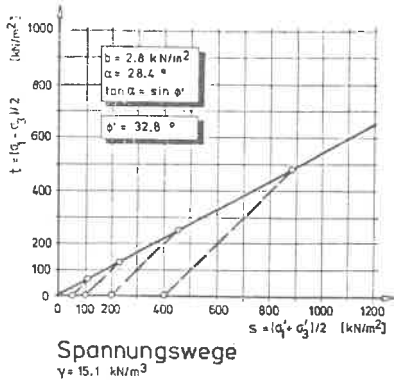


Bild 3.6: Triaxiale Scherversuche mit trockenem Quarzsand
Probenabmessungen: $d_0 = 10 \text{ cm}$, $h_0 = 20 \text{ cm}$

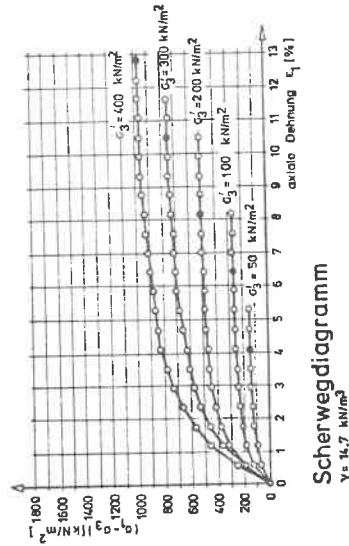
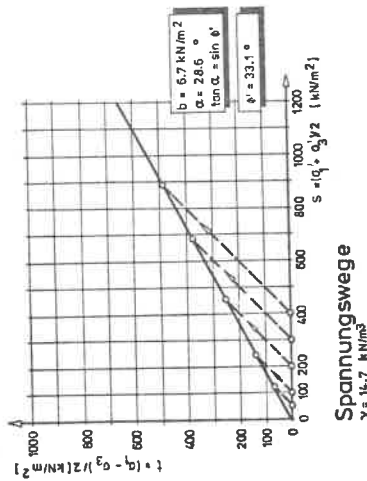
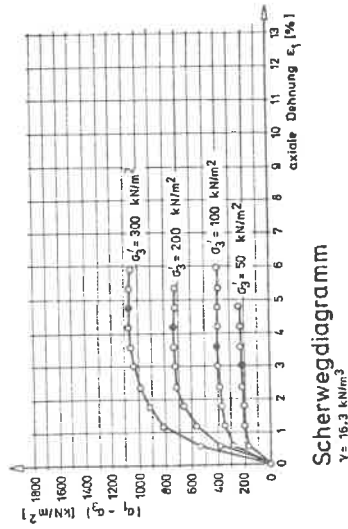
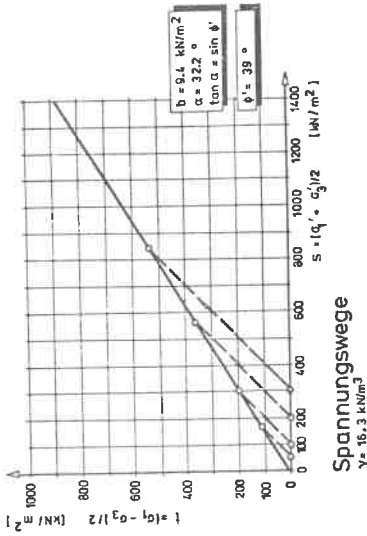


Bild 3.7: Triaxiale Scherversuche mit trockenem Quarzsand
 Probenabmessungen: $d_0 = 3.56 \text{ cm}$, $h_0 = 9 \text{ cm}$

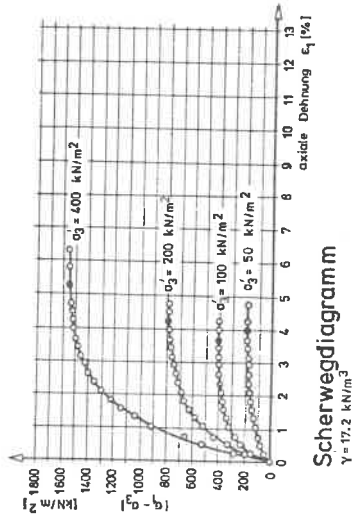
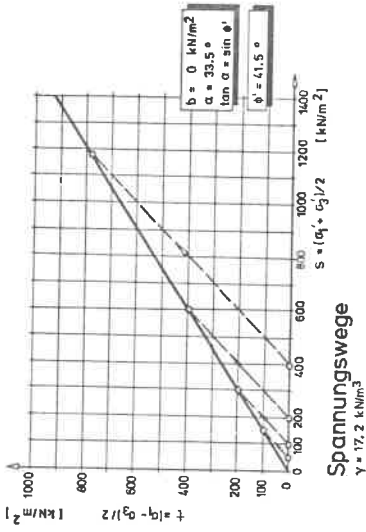
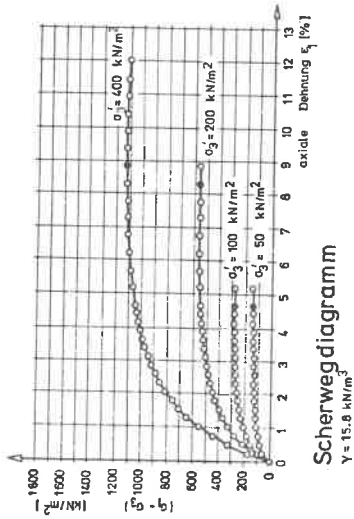
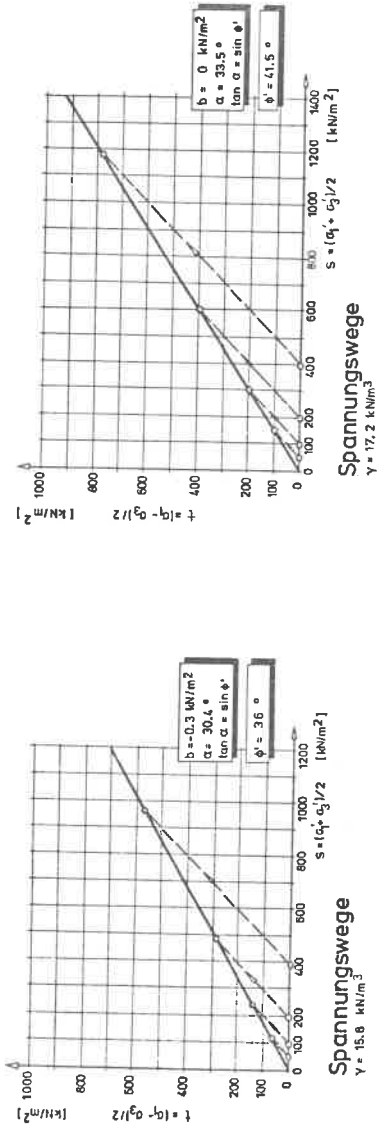


Bild 3.8: Triaxiale Scherversuche mit trockenem Rheinsand
 Probenabmessungen: $d_0 = 10 \text{ cm}$, $h_0 = 20 \text{ cm}$

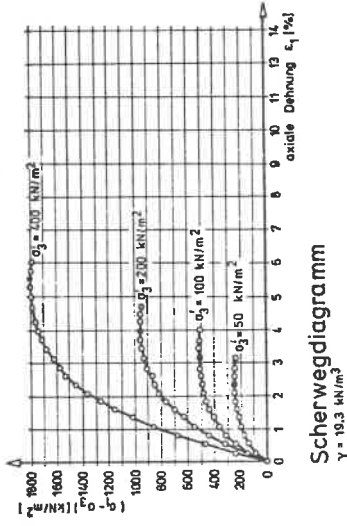
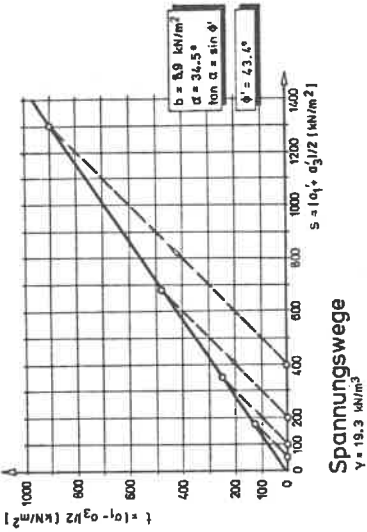
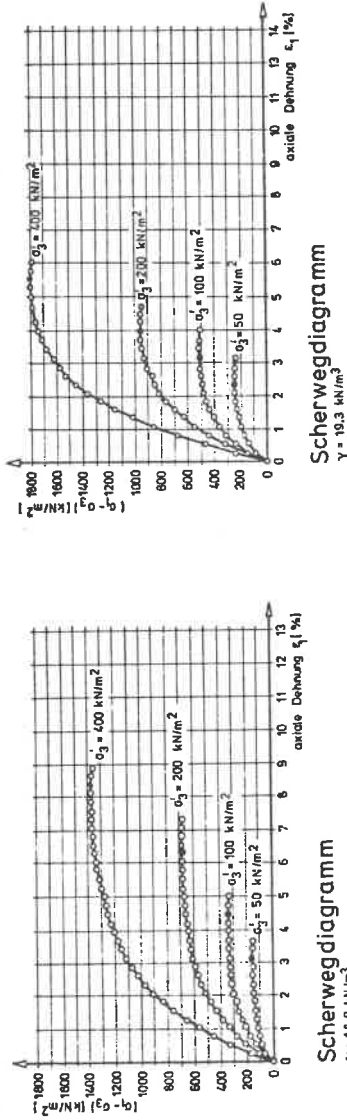
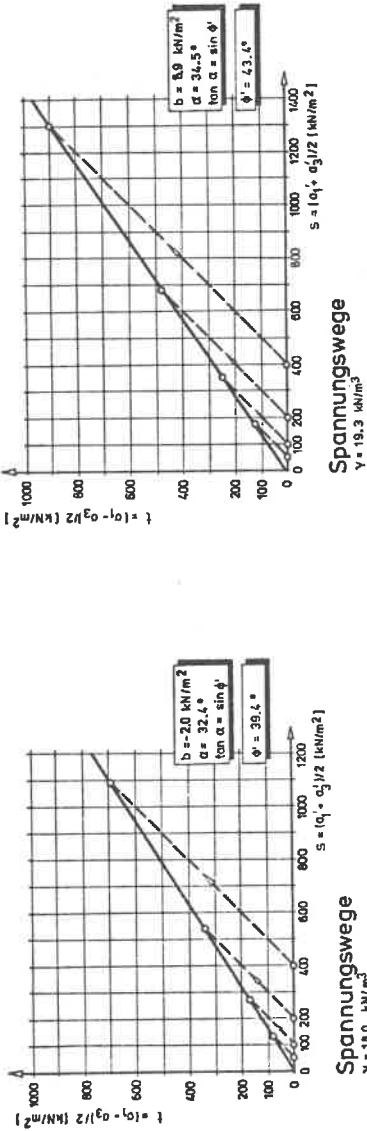


Bild 3.9: Triaxiale Scherversuche mit trockenem Moränekiesand
 Probenabmessungen: $d_0 = 10 \text{ cm}$, $h_0 = 20 \text{ cm}$

In den Bildern 3.6 bis 3.9 sind die Versuchsspuren für die verschiedenen Bodenarten, Anfangsporenzahlen und Seitendrücke als Spannungswege und Scherwegdiagramme dargestellt. Die Daten der Einzelversuche können der Zusammenstellung in Tabelle 1 entnommen werden.

Wenn man die effektiven Spannungswege in einem $s - t$ - Diagramm aufträgt, wobei

$$s = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

$$t = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

ist, erhält man bei einer bestimmten Anfangsporenzahl für verschiedene Seitendrücke parallele, unter 45° gegen die s - Achse geneigte Geraden. Die Verbindung der Endpunkte dieser Spannungswege liefert die Bruchgerade mit einem Neigungswinkel α und einem Achsenabschnitt a auf der t - Achse. Durch Umrechnung erhält man die effektiven Scherparameter ϕ' und c' der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung.

Der Zusammenhang ist in Bild 3.10 dargestellt.

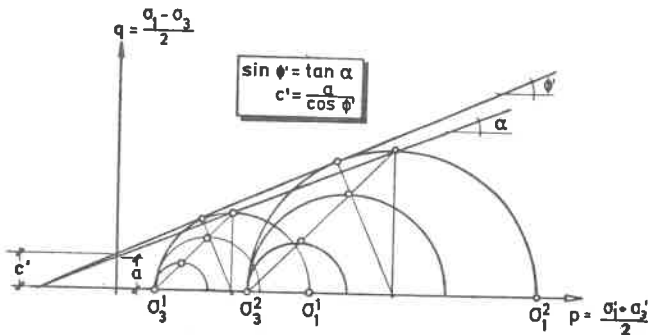


Bild 3.10: Geometrie der Bruchgerade im $s-t$ -Diagramm

Diese Darstellungsart wurde gewählt, weil es einfacher ist, eine ausmittelnde Gerade durch eine Anzahl Punkte zu legen, als eine gemeinsame Tangente für verschiedene Kreise zu suchen. Im $s - t$ - Diagramm wurde durch die Scheitelpunkte der Bruchkreise eine Ausgleichsgerade nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ge-

legt. Die so erhaltenen Ausgleichsgeraden müßten, da trockene, kohäsionslose Sande und Kiessande untersucht wurden, durch den Koordinatenursprung gehen. Bedingt durch die Streuungen in den Anfangsporenzahlen schnitten die Bruchgeraden die t - Achse knapp oberhalb oder unterhalb des Ursprungs.

Die Beziehung zwischen der Anfangsporenzahl e_0 und dem Scherwinkel ϕ' kann in verschiedenen Formen aufgestellt werden. Wenn man die Gleichung von SCHULTZE (1968) wählt, wird der Scherwinkel wie folgt ausgedrückt:

$$\cot\phi' = a \cdot e_0 + b$$

Zur Bestimmung der Konstanten a und b für die verschiedenen Bodenarten wurde aus jedem Versuch der Scherwinkel ϕ' aus dem gemessenen kritischen Spannungszustand errechnet und über der zugehörigen Anfangsporenzahl e_0 in einem $\cot\phi' - e_0$ - Diagramm aufgetragen.

$$\phi' = \arcsin \left(\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)$$

Durch die so erhaltenen Meßpunkte wurden Ausgleichsgeraden nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate gelegt. Die Ergebnisse sind im Bild 3.11 dargestellt.

Für die untersuchten Bodenarten lassen sich die im triaxialen Scherversuch bestimmten Scherwinkel ϕ' in Abhängigkeit von der Anfangsporenzahl e_0 wie folgt darstellen:

Bodenart	Gleichung	Anzahl Versuche
Moränekiessand	$\cot\phi' = 2.311 \cdot e_0 + 0.086$	10
Rheinsand	$\cot\phi' = 1.832 \cdot e_0 + 0.150$	13
Quarzsand, alle Versuche	$\cot\phi' = 1.836 \cdot e_0 + 0.098$	32
Quarzsand, Proben mit $d = 3.56$ cm $h_0 = 9.0$ cm	$\cot\phi' = 1.785 \cdot e_0 + 0.120$	22
Quarzsand, Proben mit $d = 10.0$ cm $h_0 = 20.0$ cm	$\cot\phi' = 1.834 \cdot e_0 + 0.125$	10

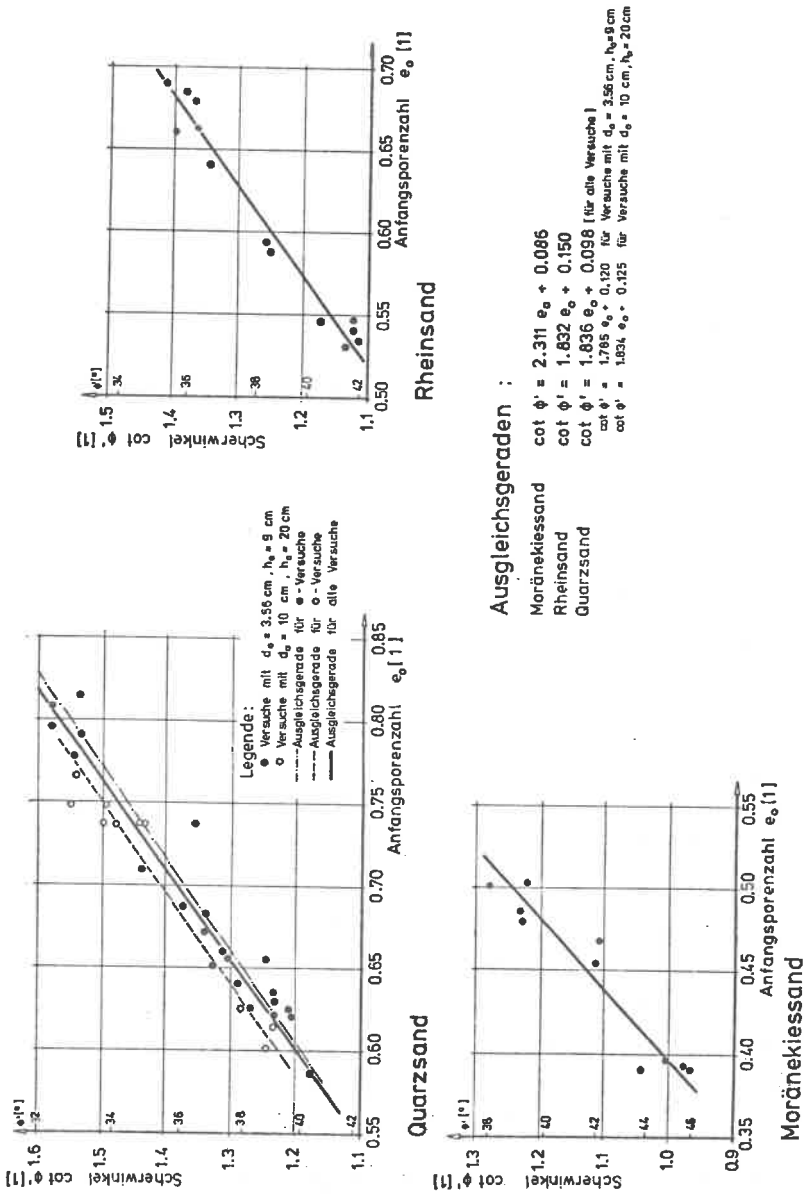


Bild 3.11: Abhängigkeit des Scherwinkels ϕ' von der Anfangsporenzahl e_0

Die erhaltenen Werte können mit den Ergebnissen von TEFERRA (1975) verglichen werden, der eine Vielzahl von entwässerten Dreiaxialversuchen auswertete und folgende Parametergleichung fand:

$$\cot \Phi' = a \cdot e_0 + b \quad \text{mit:} \quad \begin{aligned} a &= 2.105 + 0.097 \frac{d_{85}}{d_{15}} \\ b &= 0.845 - 0.398 \cdot a \end{aligned}$$

Der Scherwinkel wird also hauptsächlich durch die Kornverteilung, dargestellt durch die Verhältnisgröße d_{85}/d_{15} , beeinflusst. Die Beiwerte a und b von Sandarten von gleichen Kornverteilungslinien können trotzdem stark voneinander abweichen, da die Beiwerte auch von der Kornrauigkeit abhängig sind.

Die Anwendung dieser Gleichung auf die hier untersuchten Bodenarten ergibt:

Bodenart	d_{85} (mm)	d_{15} (mm)	d_{85}/d_{15}	a	b
Moränekiessand	4.75	0.3	15.83	3.6405	-0.6039
Rheinsand	1.1	0.21	5.23	2.6133	-0.1951
Quarzsand	1.3	0.5	2.6	2.3572	-0.0932

Mit der Parametergleichung von TEFERRA werden die Scherwinkel für den Quarz- und Rheinsand bis zu 10 % zu klein, für den Moränekiessand bis zu 15 % zu groß berechnet.

3.3.3 Verwendung der Scherparameter bei der Auswertung der Modellversuche

Im vorangegangenen Abschnitt wurde die Scherfestigkeit im triaxialen Scherversuch in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte und der Bodenart untersucht. Neben der Lagerungsdichte hängt die Scherfestigkeit eines nichtbindigen Bodens aber auch von der Größe der mittleren Hauptspannung und von den Formänderungsverhältnissen (z.B. ebener oder räumlicher Fall) ab.

Gerade in den letzten Jahren wurde in der Fachliteratur in verstärktem Umfang von Versuchen berichtet, in denen das Spannungs-Verformungs-Verhalten verschiedener Bodenarten an kubischen Proben

untersucht wurde. Die zugehörige Versuchseinrichtung war dabei im allgemeinsten Fall so konstruiert, daß eine unabhängige Messung und Steuerung von Spannungen und Verschiebungen in allen drei Raumrichtungen möglich ist.

Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der mittleren Hauptspannung ist natürlich nur ein Teilaspekt der dort durchgeführten Untersuchungen. Aber gerade diese Abhängigkeit ist von besonderer Wichtigkeit bei der Deutung von Grundbruchuntersuchungen an Streifenfundamenten, bei denen ein ebener Formänderungszustand vorliegt.

In Bild 3.13 sind die von den verschiedenen Verfassern gemessenen Scherwinkel ϕ'_b in normierter Schreibweise in Abhängigkeit von $b = (\sigma'_2 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ und der Lagerungsdichte dargestellt.

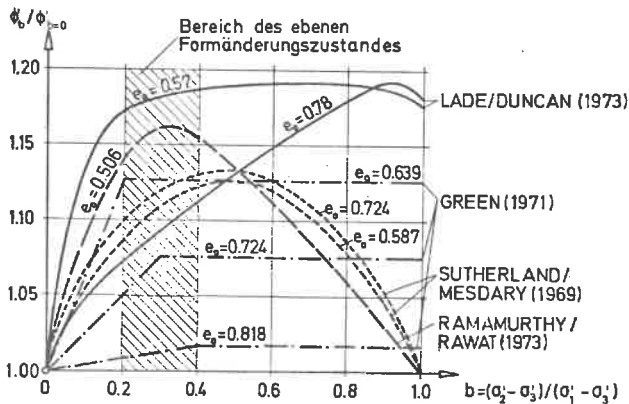


Bild 3.12: Einfluß der mittleren Hauptspannung

Normiert wurde mit dem Scherwinkel für $b = 0$, da hier die mittlere und die kleinere Hauptspannung gleich groß sind und damit die gleichen Verhältnisse gelten wie bei der zylindrischen Probe des triaxialen Scherversuchs. Es kann davon ausgegangen werden, daß für $b = 0$ die Scherwinkel aus der kubischen Bodenprobe mit den Scherwinkeln aus der zylindrischen Probe im Rahmen der Versuchsstreuung übereinstimmen.

Bild 3.12 ist zu entnehmen, daß die in Abhängigkeit von b gemessenen Scherwinkel ϕ'_b immer gleich oder größer sind als $\phi'_{b=0}$. Dieser Unterschied kann bis auf 20 % ansteigen. Am größten sind die Differenzen zwischen den einzelnen Untersuchungen für $b = 1$, also für den Fall, in dem $\sigma'_2 = \sigma'_1$ gilt.

Der Bereich des ebenen Formänderungszustandes liegt nach diesen Untersuchungen in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte zwischen $b \approx 0.2$ und $b \approx 0.4$. Da dieser Bereich für die Auswertung der hier durchgeführten Versuche besonders interessiert, werden die unter ebenen Formänderungsbedingungen durchgeführten Versuche in Bild 3.13 dargestellt.

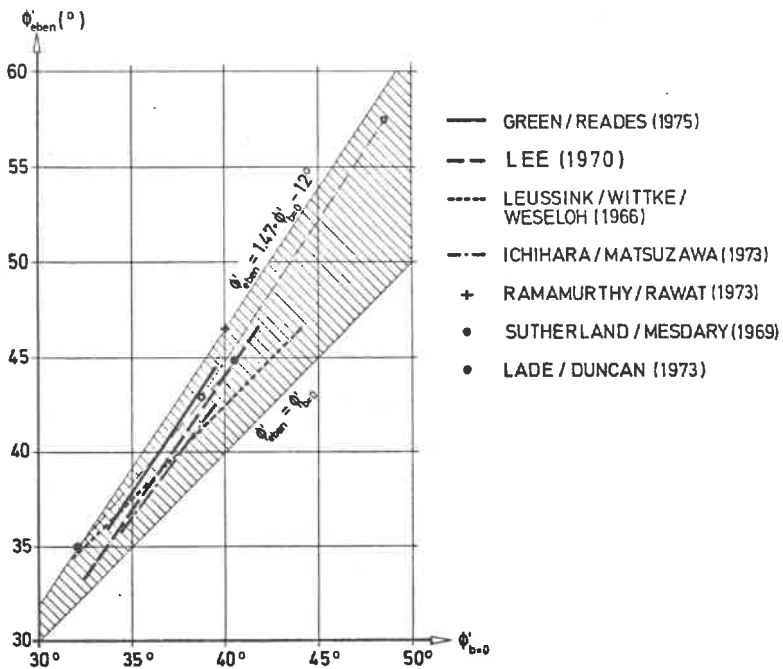


Bild 3.13: Abhängigkeit zwischen ϕ'_{eben} und $\phi'_{b=0}$

Es zeigt sich hier ganz deutlich, daß die kleinsten Scherwinkel im Triax ($b = 0$) gemessen werden und eine Übertragung dieser Werte auf ebene Verhältnisse eine Erhöhung voraussetzt. Dies soll bei der Nachrechnung der Modellversuche in Abschnitt 5 berücksichtigt werden.

3.4 UNTERSUCHUNGSPROGRAMM

Mit der oben beschriebenen Versuchsanlage konnte das Arbeitsverhalten von Flachfundamenten mit keilförmiger Sohlenform untersucht werden. Es war zu erwarten, daß die Ergebnisse hauptsächlich von drei Parameter-Gruppen beeinflusst werden:

- dem Fundamentbaustoff (Holz, mit Schmirgelleinwand bespannt und Beton; Einfluß der Oberflächenrauigkeit)
- dem Versuchsboden (3 verschiedene Versuchsböden, bei jedem Versuchsboden verschiedene Lagerungsdichten)
- der Fundamentgeometrie (Einfluß der Fundamentbreite, der Einbindetiefe und des Spitzenwinkels des Keils).

Aus der Gesamtheit der möglichen Variationen wurden 71 Versuche ausgewählt. Eine Zusammenstellung der Ausgangsdaten der einzelnen Versuche ist in den Tabellen 2, 3 und 4 gegeben.

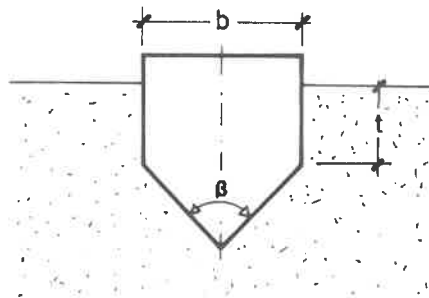


Bild 3.14: Fundamentgeometrie

Die größte Anzahl von Versuchen wurde mit Rheinsand durchgeführt (31 Versuche), da hier am ehesten Vergleichsmöglichkeiten mit den älteren Versuchen zu erwarten waren.

Quarzsand

Versuch Nr.	Fundament			Trocken- wichte γ	Form der IS-Linie α	Bestimmung der Grenz- last nach	Bruch- spannung σ_{br}	Bruchsetzung S_{br}	Scher- winkel ϕ'	Reichweite der gleitscholle		Bemerkungen
	Baustoff	Breite b	Tiefe t	Spitzen- winkel β						a ₁	a ₂	
		[cm]	[cm]	[°]	[kN/m ³]		[kN/m ²]	[cm]	[°]	[cm]	[cm]	
Q 1	Holz, bespannt mit Schmalzgelbleinwand 60	12	0	180	16.55	3	294	0.690	39.8	-	-	Länge L=12.0cm
Q 2		12	0	180	16.55	3	453	0.773	39.8	-	-	Länge L=32.5cm
Q 3		12	0	180	16.55	1	522	0.617	39.8	-	-	Länge L=65.0cm
Q 4		12	0	180	16.55	1	574	0.543	39.8	80	87	
Q 5		6	0	180	16.55	2	204	0.342	39.8	22	18	
Q 6		18	0	180	16.55	2	818	0.854	39.8	77	-	
Q 7		6	0	180	14.75	4	32	2.000	32.7	-	-	
Q 8		12	0	180	14.88	4	43	2.300	33.2	-	-	
Q 9		18	0	180	14.82	4	55	2.820	33.0	-	-	
Q 10		12	6	180	14.79	4	60	2.050	32.8	-	-	
Q 11		18	6	180	14.85	4	60	2.180	33.1	-	-	
Q 12		6	12	180	14.85	4	56	1.660	33.1	-	-	
Q 13		12	12	180	14.83	4	90	2.220	33.0	-	-	
Q 14		18	12	180	14.83	4	93	2.000	33.0	-	-	
Q 15		12	0	90	14.81	4	30	1.400	32.9	-	-	
Q 16		12	0	60	14.88	4	19	0.900	33.2	-	-	
Q 17		12	0	45	14.89	4	19	1.200	33.2	-	-	
Q 18		12	0	180	15.97	2	163	0.790	37.4	32	24	
Q 19		12	0	90	15.97	2	62	0.715	37.4	28	30	
Q 20		12	0	60	15.97	4	52	0.660	37.4	36	36	
Q 21		12	0	45	15.93	4	77	0.570	37.3	91	82	
Q 22		12	0	20	15.89	4	140	0.600	37.1	-	-	
Q 23		12	0	90	16.55	2	379	0.362	39.8	20	71	
Q 24		12	0	60	16.55	2	144	0.272	39.8	65	67	
Q 25		12	0	45	16.55	3	195	0.327	39.8	68	-	
Q 26		12	0	20	16.55	4	437	0.430	39.8	-	-	

* siehe Abschnitt 3.5

Tabelle 2 : Versuche im Quarzsand

Versuch Nr.	Fundament			Trocken- schichte Y	Form der LS-Linie	Bestimmung der Grenz- last nach	Bruch- spannung q ₀	Bruchsetzung S _{Br}	Scher- Reichweite der wahren Gleitfläche		Bemerkungen
	Bauart	Breite b	Tiefe t						q ₀	S _{Br}	
	--	[cm]	[cm]	[kg/m ³]	--	--	[kg/m ²]	[cm]	[°]	[cm]	
R 1		6	0	180	1	-	182	0.307	42.7	23	35
R 2	Beton	12	0	180	1	-	362	0.484	42.4	39	64
R 3		18	0	180	1	-	535	0.956	42.5	83	73
R 4	Holz mit Schwefel-	6	0	180	1	-	224	0.343	42.7	34	36
R 5	gelein-	12	0	180	1	-	204	0.485	42.5	66	64
R 6	wand 60	18	0	180	1	-	553	0.745	42.7	81	82
R 7		12	0	120	2	-	209	0.429	42.4	68	74
R 8		12	0	90	3	-	164	0.378	42.1	64	65
R 9		12	0	60	3	-	117	0.296	42.3	66	72
R 10		12	0	45	3	-	115	0.985	42.0	62	74
R 11		12	0	20	3	-	415	0.721	41.6	-	-
R 12		12	6	180	2	-	489	0.617	43.0	79	83
R 13		12	6	120	2	-	323	0.568	43.0	59	71
R 14		12	6	90	2	-	317	0.518	42.4	76	84
R 15		12	6	60	3	-	201	0.372	42.3	67	71
R 16		12	6	45	3	-	341	0.937	42.8	-	-
R 17		12	6	20	3	-	651	1.026	42.9	-	-
R 18		12	12	180	3	-	783	0.667	42.8	91	64
R 19		12	12	120	2	-	526	0.723	42.7	66	69
R 20		12	12	90	2	-	436	0.487	42.7	63	78
R 21		12	12	60	2	-	403	0.325	42.7	85	74
R 22		12	12	45	3	-	535	∞	42.8	-	-
R 23		12	20	17.53	3	-	860	∞	42.8	-	-
R 24		12	0	180	1	-	125	0.959	40.2	55	70
R 25		12	0	120	3	-	92	1.333	40.2	55	54
R 26		12	0	90	4	-	73	0.750	40.2	49	55
R 27		12	0	60	4	-	42	0.296	40.2	56	51
R 28		12	0	45	4	-	39	0.240	40.1	59	61
R 29		12	0	20	3	-	131	0.594	39.7	-	-
R 30		12	12	180	2	-	753	0.966	42.8	66	50
R 31		18	0	180	2	-	496	0.763	42.9	85	70

* siehe Abschnitt 3.5

Tabelle 3 : Versuche im Rheinsand

Moränekiessand

Versuch Nr.	Fundament			Trocken- wichte γ	Form der IS-Linie *	Bestimmung der Grenz- last nach	Bruch- spannung σ_{of}	Bruchsaum- S_{Br}	Scher- winkel ϕ'	Reichweite der winkl. Gleitscholle		Bemerkungen
	Baustoff	Breite b	Tiefe t	Spitzen- winkel β						a_1	a_2	
-	-	[cm]	[cm]	[°]	-	-	[kN/m ²]	[cm]	[°]	[cm]	[cm]	-
M 1		12	0	180	1	-	880	0.806	46.8	48	76	
M 2		12	0	120	1	-	715	0.918	46.8	48	33	
M 3		12	0	90	1	-	507	0.785	46.5	31	51	
M 4		12	0	60	3	-	201	0.842	46.5	44	55	
M 5		12	0	45	4	d	221	0.700	46.7	76	66	
M 6		12	0	20	4	d	300	0.520	46.5	-	-	
M 7		12	0	180	2	-	294	0.887	44.1	48	48	
M 8		12	0	120	2	-	226	0.835	45.2	37	50	
M 9		12	0	90	2	-	144	0.903	45.2	40	37	
M 10		12	0	60	3	-	113	1.534	43.6	46	48	
M 11		12	0	45	5	a	105	1.380	44.6	-	-	
M 12		12	0	20	5	a	156	0.780	43.9	-	-	
M 13		12	0	180	1	-	725	1.046	46.2	80	-	
M 14		12	0	120	1	-	495	0.944	46.0	33	33	

* siehe Abschnitt 3.5

Tabelle 4 : Versuche im Moränekiessand

3.5. VERSUCHSAUSWERTUNG

Bei jedem Versuch war die auf drei Fundamentteile wirkende Gesamtbelastung aus der am Steuerstand der Belastungsvorrichtung aufgegebenen Last bekannt. Die beiden Außenfundamentteile nehmen die Randstörungen auf, die aus der Reibung zwischen dem Versuchsboden und der starren Kastenwand herrührten. Der Versuchsauswertung wurde die auf das mittlere Fundament wirkende Reaktionskraft zugrundegelegt. Diese Kraft P_M wird mit Hilfe der Kraftmeßdosen gemessen.

Die Ergebnisse wurden in Form von Last-Setzungslinien dargestellt. Dabei ist die mittlere Sohlpressung der Quotient aus der über das Mittelfundament abfließenden Reaktionskraft P_M und der Grundfläche dieses Fundaments.

$$p_M = P_M / F_M$$

mit p_M . . .	mittlere Sohlpressung (kN/m^2)
P_M . . .	Kraft, die auf das Mittelfundament wirkt (kN)
F_M . . .	Grundfläche des Mittelfundaments; bei keilförmiger Sohlfläche gleich der Grundrißprojektion.

Die zugehörige Setzung ergibt sich als arithmetisches Mittel aus den Ablesungen an den 3 Meßuhren, die die Bewegung der über den drei Fundamentteilen angeordneten starren Traverse abtasten.

Ein Fundament erfährt bei einer Belastung Setzungen, die bei einer Steigerung der Belastung in immer stärkerem Maße zunehmen. Trägt man die im Versuch gemessenen Setzungen in Abhängigkeit der aufgebrachten Sohlpressung in einem Diagramm auf, so ergeben sich Last-Setzungslinien der Form 1 bis 5 (siehe Bild 3.15).

Bis zu einer bestimmten Belastung nehmen die Setzungen proportional der Belastung zu, die Last-Setzungslinien sind Geraden. Wenn die Belastung über diesen Betrag hinaus gesteigert wird, nehmen die Setzungen überproportional zu, so daß die Last-Setzungslinie gekrümmt ist. Wenn der Maximalwert der Sohlpressung erreicht ist, "versinkt" das Fundament im Boden, die Setzungen nehmen ohne eine weitere Steigerung der Belastung zu (Form 1).

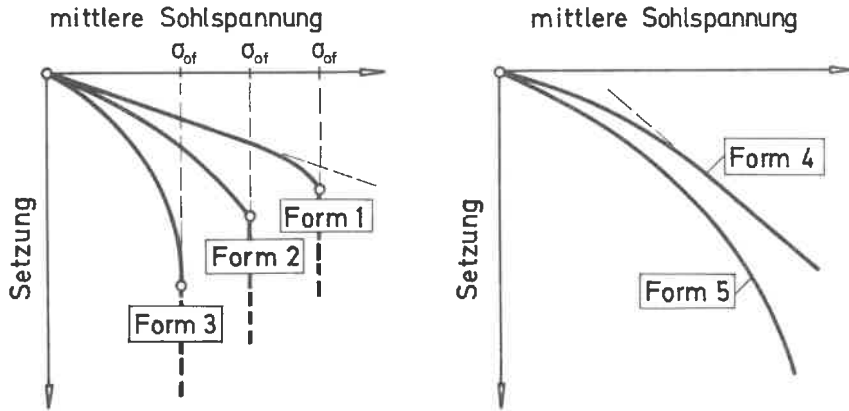


Bild 3.15: Im Versuch gemessene Formen von Last-Setzungslinien

Abweichend von Form 1 ergaben sich auch Last-Setzungslinien, bei denen die Setzungen von Anfang an überproportional zunehmen.

Bei Form 2 zeichnet sich das Erreichen einer maximalen Sohlpressung wie bei Form 1 durch ein plötzliches Versinken des Fundaments im Boden aus, während bei Form 3 die Setzung kontinuierlich zunimmt, bis die Lastsetzungslinie mit einer vertikalen Tangente endet.

Das Erreichen eines Maximalwerts für die Sohlpressung gestattet die eindeutige Angabe einer Grundbruchspannung σ_{of} , der Bruchlast. Häufig aber können die Belastungen bei ständigem Anwachsen der Setzungen uneingeschränkt gesteigert werden, ohne daß eine maximale Sohlpressung erreicht wird. Die Last-Setzungslinien sind hier von Anfang an gekrümmt (Form 5) oder münden nach einer anfänglichen Krümmung in eine Gerade ein (Form 4). In solchen Fällen muß eine Grenzlast σ_{of} durch Übereinkunft festgelegt werden.

Wenn die Bewegungen der Schüttungsoberfläche in Fundamentnähe im Versuch mitgemessen werden, lassen sie sich in Abhängigkeit von Sohlldruck darstellen. Man beobachtet zunächst mit wachsender Last eine Senkung der Geländeoberfläche, die ab einem bestimmten Lastbereich in eine Hebung übergeht. Dieser Wechsel der Bewegungs-

richtung geschieht nicht für alle Punkte gleichzeitig bei einer bestimmten Sohlspannung, sondern allmählich innerhalb eines Lastbereichs. Dieser Lastbereich wird nach MUHS (1961) als "Umkehrlastbereich" definiert. (Erklärung des Umkehrpunkts s.a. Smoltczyk (1960)). Im Last-Bewegungsdiagramm der Geländepunkte lassen sich die Anfangs- und Endäste der erhaltenen Kurven durch Geraden ersetzen. NAUJOKS (1963) führt als Grundbruchspannung (Grenzlast 'a' in Bild 3.16) diejenigen Sohlspannungen ein, die bei den Schnittpunkten dieser Geraden vorhanden sind.

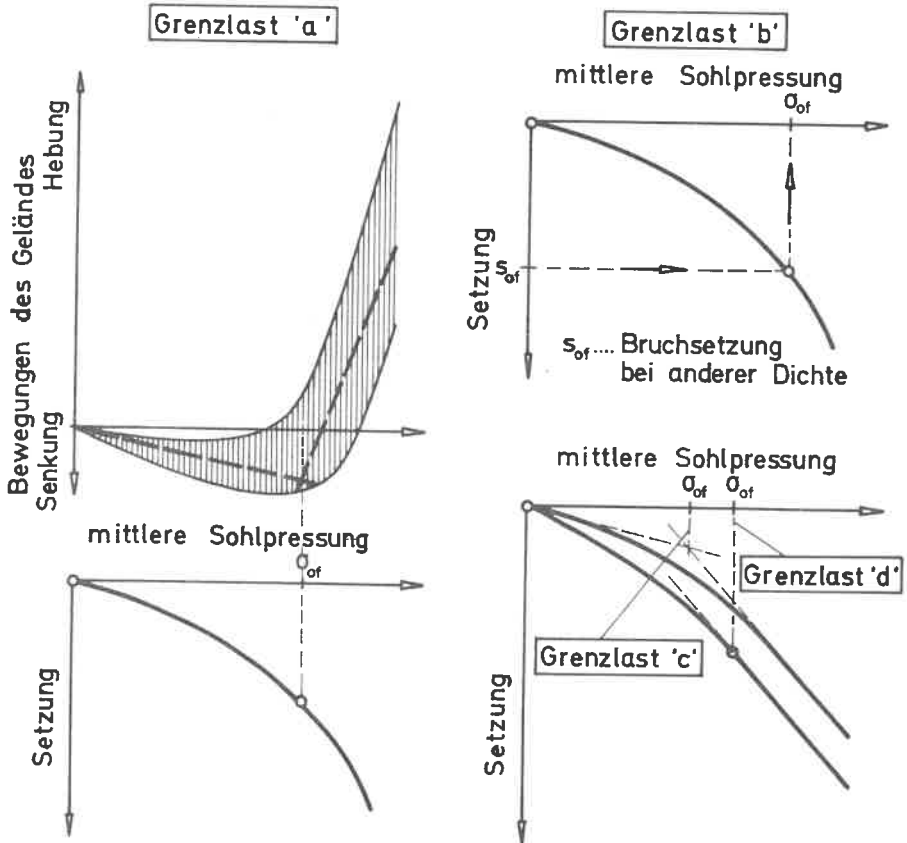


Bild 3.16: Festlegung der Grenzlasten 'a' nach NAUJOKS (1963)
 'b' nach de BEER/VESIC (1958)
 'c' nach MANSUR/KAUFMANN (1956)
 'd' nach TERZAGHI/JELINEK (1954)

Weiter gestatten die Beobachtungen von NAUJOKS (1963) und DE BEER /VESIĆ (1958), wonach die Bruchsetzung für ein bestimmtes Fundament und für ein und dasselbe Bodenmaterial von der Lagerungsdichte unabhängig sein soll, die Festlegung einer Grenzlast in den Fällen, in denen die Last-Setzungslinie wegen einer lockeren Lagerungsdichte keinen Maximalwert für die Sohlpressung ergibt. Der Bruch wird bei derjenigen Setzung angenommen, bei der unter sonst gleichen Bedingungen bei dichter Lagerung ein Bruch klar festzustellen war (Grenzlast "b").

Wenn die Last-Setzungslinie geradlinige Anfangs- und Endäste hat, soll man nach einem Vorschlag von MANSUR / KAUFMANN (1956) als Grenzlast die Sohlpressung verwenden, die dem Schnittpunkt dieser Gerade zugeordnet ist (Grenzlast "c").

Kurven mit geradlinigen Anfangs- und Endästen sind bei den durchgeführten Versuchen selten festgestellt worden, häufig aber solche mit gekrümmtem Anfangs- und geradlinigem Endast (Form 4). Nach TERZAGHI / JELINEK (1954) kann in diesen Fällen die Sohlpressung, die dem Punkt zugeordnet ist, wo der Übergangsbogen der Last-Setzungslinie in die abfallende Gerade übergeht, als Grenzlast verwendet werden (Grenzlast "d").

Der Vollständigkeit halber soll ein weiteres Verfahren zur Festlegung der Grenzlast angeführt werden, das hier jedoch nicht angewendet wurde.

Für stetig gekrümmte Last-Setzungslinien kann nach BRINCH HANSEN (1963) die Bruchspannung dort angesetzt werden, wo die Setzung doppelt so groß ist wie die Setzung bei einer um 10 % kleineren Spannung (Bild 3.17).

Die meisten Theorien zur Ermittlung der Tragfähigkeit von Böden verbinden das Erreichen der Grundbruchlast mit dem Herausdrücken von Gleitschollen entlang den Gleitflächen. Soweit diese Gleitschollen tatsächlich auftreten und auch bis an die Bodenoberfläche reichen, zeichnet sich ihre obere Berandung deutlich durch eine Bodenaufwölbung parallel zu der Fundamentalsängsseite ab.

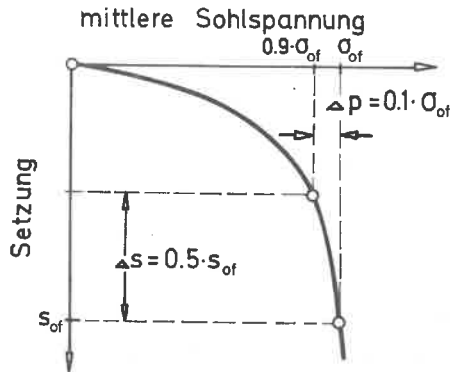


Bild 3.17: Festlegung der Grenzlast nach BRINCH HANSEN (1963)

Wenn man die Umrandung der Gleitscholle im Grundriß betrachtet, zeigt sich der Einfluß des Versuchskastens. Da das Fundament sich über die volle Kastenbreite erstreckt, muß die Gleitscholle beim Grundbruch die volle Reibung zwischen Boden und Kastenwand überwinden. Dies zeigt sich in einer geringeren Reichweite der Gleitscholle in Wandnähe. In einem Abstand von ca. 20 bis 25 % der Kastenbreite von den Wänden verliert sich dieser Einfluß, die Gleitschollenumrandung verläuft parallel zur Fundamentlängsseite.

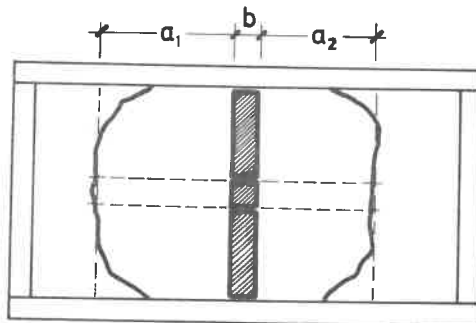


Bild 3.18: Ausbildung der Gleitschollen

Zur Auswertung wurden die Gleitschollenreichweiten a herangezogen, die sich vor dem mittleren Teil des Fundaments ausbildeten, auf dem auch die Kräfte gemessen wurden.

Die Tiefenausdehnung der Gleitschollen konnte nicht festgestellt werden. Es ist aber anzunehmen, daß sich die Wandnähe ebenfalls in einer Abminderung der Ausdehnung bemerkbar machte.

3.6 ERGEBNISSE DER LASTSETZUNGSVERSUCHE

3.6.1 Allgemeines

Die Lastsetzungslinien der 71 Versuche sind im Anhang in den Bildern A 01 bis A 23 dargestellt. Mit Hilfe der in Abschnitt 3.5 beschriebenen Verfahren lassen sich aus den Lastsetzungslinien die jeweils vorhandenen Bruchlasten und die zugehörigen Setzungen ableiten. Sie sind in den Tabellen 2 bis 4 angegeben.

Die Mehrzahl der theoretischen Verfahren zur Berechnung der Grenztragfähigkeit lotrecht mittig belasteter Flachgründungen geht von der Form der Grundbruchgleichung aus, bei der die Anteile aus der Gründungsbreite b , der Gründungstiefe t und der Kohäsion c addiert werden (s.a. DIN 4017).

$$P_b = a \cdot b \cdot \sigma_{of}$$
$$\sigma_{of} = \underbrace{\gamma_2 \cdot b \cdot \lambda_b \cdot v_b}_{\text{Einfluß der Gründungsbreite}} + \underbrace{\gamma_1 \cdot t \cdot \lambda_t \cdot v_t}_{\text{Gründungstiefe}} + \underbrace{c \cdot \lambda_c \cdot v_c}_{\text{Kohäsion}}$$

Die Grundbruchgleichung vereinfacht sich, wenn, wie im vorliegenden Fall, Streifenfundamente untersucht werden, die auf trockenem Sand gegründet sind:

$$\sigma_{of} = \gamma \cdot b \cdot \lambda_b + \gamma \cdot t \cdot \lambda_t$$

Die Tragfähigkeitsbeiwerte für den Einfluß der Breite λ_b und der Tiefe λ_t lassen sich experimentell bestimmen. Der Idealfall für die Auswertung von Versuchen zur Bestimmung der Beiwerte λ_b und λ_t liegt vor, wenn ausschließlich die Breite, bzw. bei konstanter Breite die Tiefe variiert wird und die Eigenschaften der Versuchsschüttung unverändert bleiben.

Die Auswertung der hier durchgeführten Untersuchungen erfolgt in den Abschnitten 3.6.2 und 3.6.3.

Wie Bild 3.3 zu entnehmen ist, wurden die Fundamente im Versuch so geführt, daß eine seitliche Verschiebung verhindert war. Bei Untersuchungen von EASTWOOD (1955) fielen die Grundbruchspannungen bei behinderter seitlicher Verschieblichkeit um etwa 6 % höher aus als bei unbehinderter Verschieblichkeit. Von einer Abminderung der hier festgestellten Grundbruchlasten zur Berücksichtigung der seitlichen Führung wird jedoch abgesehen, da der Einfluß der Behinderung der seitlichen Verschieblichkeit nicht untersucht wurde und in praktischen Fällen die Fundamente im allgemeinen fest mit der aufgehenden Konstruktion verbunden sind, was auch einer Art Führung entspricht.

Im nächsten Abschnitt soll überprüft werden, ob die Versuche mit ebener Fundamentsohle mit den Ergebnissen, die in der Literatur zu finden sind, übereinstimmen.

3.6.2 Versuche mit ebener Fundamentsohle

Wenn zwei Fundamente derselben Form aber verschiedener Breite ($b_2 > b_1$) auf die Oberfläche einer Sandschicht aufgesetzt werden, stellen sich bei zunehmender äußerer Last bestimmte Setzungen ein, die durch die Kurven $0a_1c_1$ und $0a_2c_2$ dargestellt werden können (Bild 3.19).

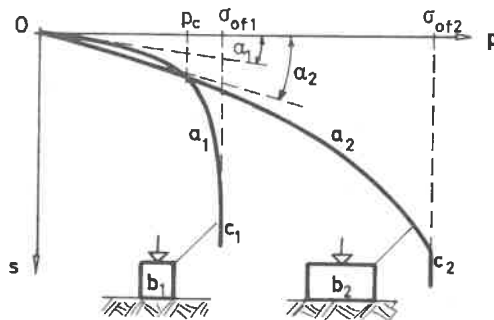


Bild 3.19: Form der Last - Setzungslinie nach DE BEER (1965)

Die Grenztragfähigkeit σ_{of2} muß größer sein als σ_{of1} . Bei sehr kleinen Lasten ergibt sich die Setzung hauptsächlich zufolge der Verdichtung. Wenn man die Setzungen mit Hilfe der Verfahren nach DIN 4019 berechnet, ergibt sich für das schmale Fundament eine kleinere Setzung, der Winkel α_1 der Tangente durch den Ursprung ist kleiner als α_2 . Mit zunehmender Belastung macht sich der Einfluß der plastischen Zonen unter der Fundamentsohle bemerkbar, die sich in Form von verstärkt zunehmenden Setzungen äußert. Unter dem schmaleren Fundament sind die plastischen Zonen bei einer bestimmten Belastung p schon weiter ausgebildet und ihr Einfluß auf die Setzungen entscheidender. Ab der Belastung p_c werden die Setzungen unter dem schmaleren Fundament schließlich größer als unter dem breiteren. Der Wert p_c kann bei Fundamenten mit so kleinen Breiten, wie sie in Modellversuchen verwendet werden, sehr nahe bei Null liegen.

Die auf der Oberfläche des lockeren Quarzsandes durchgeführten Versuche mit Breiten von 6, 12 und 18 cm (Bild A 02) veranschaulichen die oben beschriebenen Vorgänge. Bei einer mittleren Sohldruckung von 10 kN/m^2 sind die Setzungen unter dem schmalsten Fundament mit 6 cm Breite am kleinsten, die für das breiteste Fundament am größten. Mit wachsender Belastung ändert sich allmählich diese Reihenfolge, bis schließlich ab 36 kN/m^2 unter der Breite 6 cm die größten, unter der Breite 18 cm die kleinsten Setzungen auftreten. Der weitere Verlauf der drei Lastsetzungslinien ist annähernd geradlinig.

Ein anderes Last-Setzungsverhalten zeigen die auf der Oberfläche von verdichtetem Sand gegründeten Modellfundamente (Bild A 04, A 10 und A 11). Entweder fallen die Versuchsspuren für die verschiedenen Fundamentarbeiten im Anfangsbereich zusammen, wie für die Versuche mit Rheinsand (Bilder A 10 und A 11), oder die Setzungen für das schmalere Fundament sind vom Versuchsbeginn an größer als für die breiteren Fundamente, wie bei den Versuchen mit Quarzsand (Bild A 04). In jedem Fall wird die Grenzlast durch ein plötzliches Versinken des Fundaments erreicht.

Diese Einsenkung infolge seitlichen Ausweichens des Bodens wird von KÖGLER / SCHEIDIG (1948) als "Pfahlwirkung" bezeichnet. Bei gleichem Sohldruck wird die Einsenkung um so größer, je kleiner die Lastfläche ist.

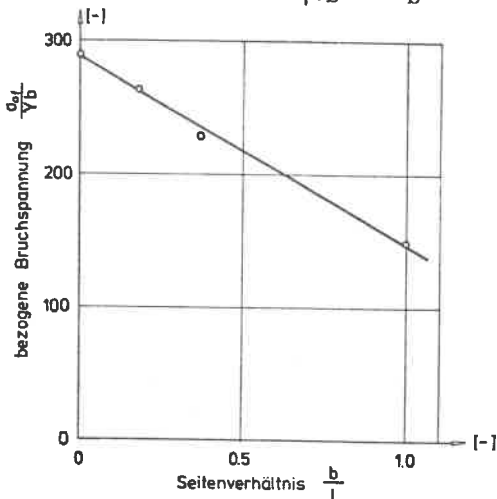
Der Einfluß der Einbindetiefe auf die Last-Setzungslinie wurde im Quarzsand für Streifenfundamente mit Breiten von $b = 6, 12$ und 18 cm und im Rheinsand für die Breite 12 cm untersucht. Die größte Einbindetiefe äußert sich unabhängig von Fundamentbreite und Lagerungsdichte in einer geringeren Setzung (Bilder A 03, A 05, A 06, A 12). Im lockeren Sand enden die Last-Setzungslinien mit schrägen Endtangenten, im dichten Rheinsand tritt der Grundbruch ein.

Zur Berücksichtigung des Einflusses der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit werden üblicherweise Formbeiwerte verwendet, mit deren Bestimmung sich in letzter Zeit WEISS (1974) befaßt hat.

Wie in Abschnitt 3.1 beschrieben, stellt die hier gewählte Versuchsanordnung einen Ausschnitt aus einem unendlich langen Streifenfundament dar. Zur Überprüfung der Arbeitsweise der Versuchsanlage wurde eine Versuchsreihe gefahren, in der, ausgehend von einem quadratischen Fundament mit der Seitenlänge 12 cm, die Länge des Fundaments bei gleichbleibender Breite verändert wurde.

Da die Fundamente auf die Schüttungsoberfläche aufgesetzt werden ($t = 0$), vereinfacht sich die Grundbruchgleichung nach WEISS für die Auswertung zu:

$$\frac{\sigma_{of}}{\gamma \cdot b} = \lambda_b \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{b}{l} \right)$$



Versuch Nr.	b	l	b/l	$\frac{\sigma_{of}}{\gamma \cdot b}$
	m	m	-	-
Q 1	0.12	0.12	1.0	148
Q 2	0.12	0.325	0.37	228
Q 3	0.12	0.65	0.185	263
Q 4	0.12	∞	0.0	289

Bild 3.20: Einfluß der Fundamentform

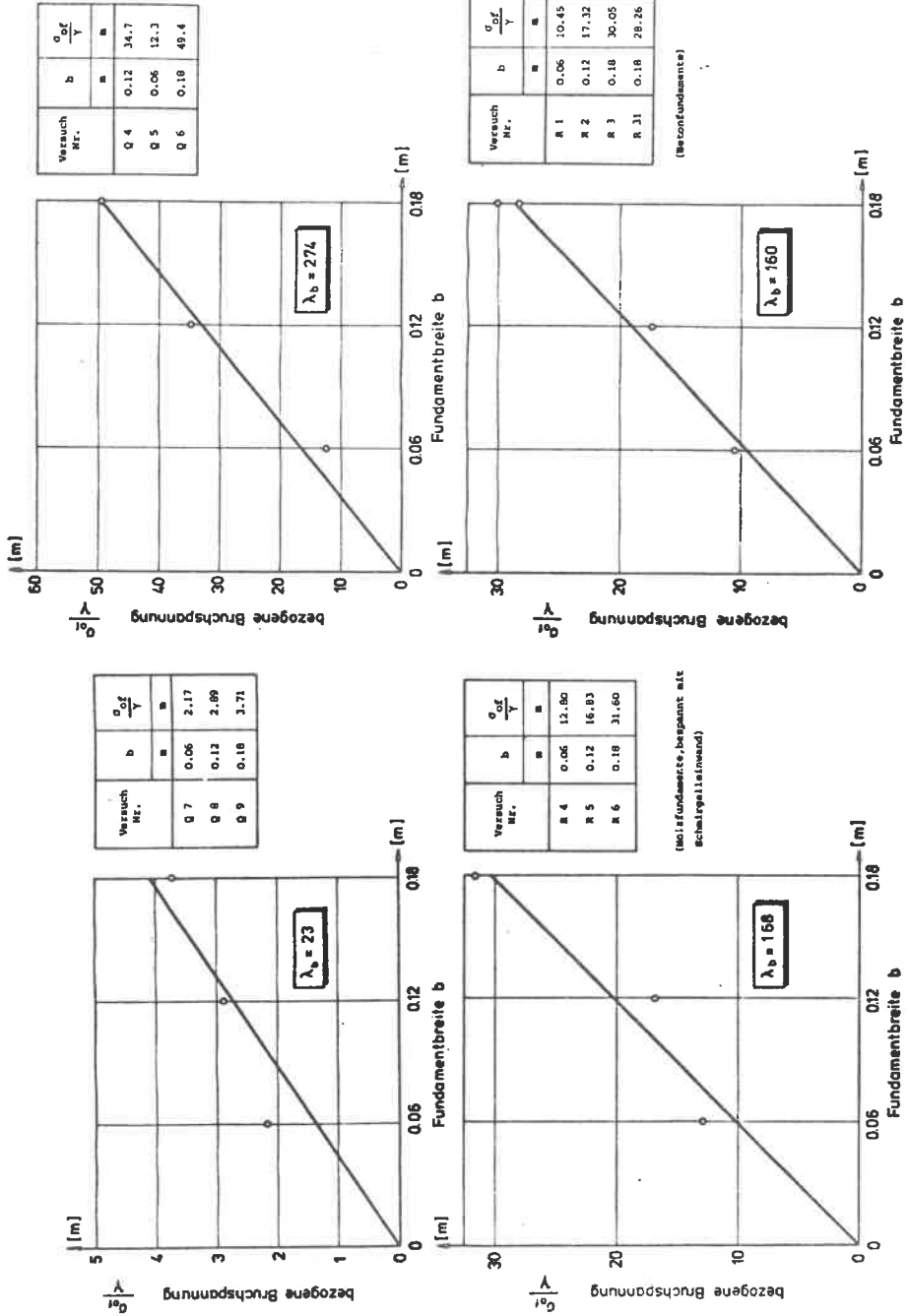


Bild 3.21: Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b aus Versuchen

Aus den Versuchen ergibt sich $\alpha = 0,49$, also ein größerer Wert als der in DIN 4017, Bl. 1, empfohlene Rechenwert von $\alpha = 0,3$. Er entspricht aber den an anderer Stelle gemessenen Werten (Zusammenstellung hierzu siehe WEISS (1974), Tabelle 1).

Die in Bild 3.20 eingetragenen Versuchspunkte bestätigen den Zusammenhang zwischen dem Seitenverhältnis b/l und dem Formbeiwert v_b .

Wenn mit der gleichen Trockenwichte γ Versuche mit verschiedenen Fundamentbreiten durchgeführt werden, müssen die bezogenen

Bruchspannungen $\frac{\sigma_{of}}{\gamma}$ nach der Beziehung

$$\frac{\sigma_{of}}{\gamma} = \lambda_b \cdot b$$

proportional zur Fundamentbreite zunehmen. In Bild 3.21 sind die in Betracht kommenden Versuche zusammengestellt. Die Steigung der Ausgleichsgeraden entspricht jeweils dem Tragfähigkeitsbeiwert λ_b .

Für die Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b wurden durch die Versuchspunkte, Bild 3.22, Ausgleichsgeraden gelegt.

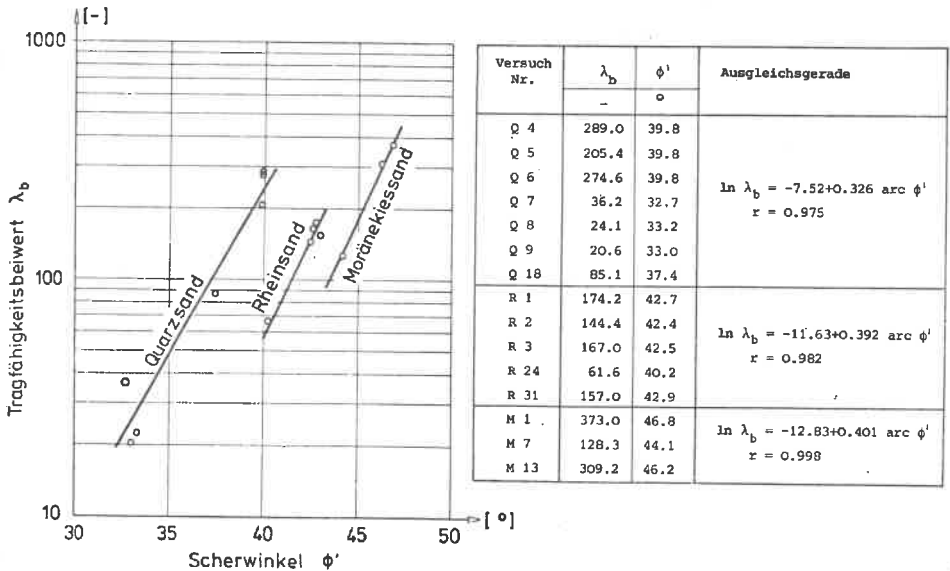


Bild 3.22: Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b nach den Ergebnissen der Modellversuche

Wegen der exponentiellen Zunahme von λ_b wurde die Ordinate logarithmisch unterteilt.

Entsprechend zeigt Bild 3.23 die Auswertung der Versuche mit variabler Einbindetiefe t zur Bestimmung von λ_t .

Die Auswertung der im Quarzsand und im Rheinsand durchgeführten Versuche und die aus den Versuchen abgeleiteten Werte für λ_b und λ_t sind in Bild 3.23 angegeben.

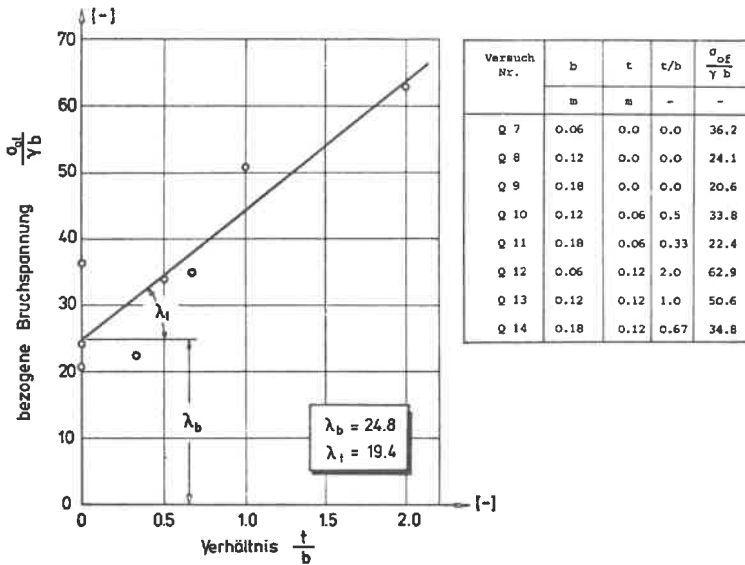


Bild 3.23: Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b und λ_t aus Versuchen

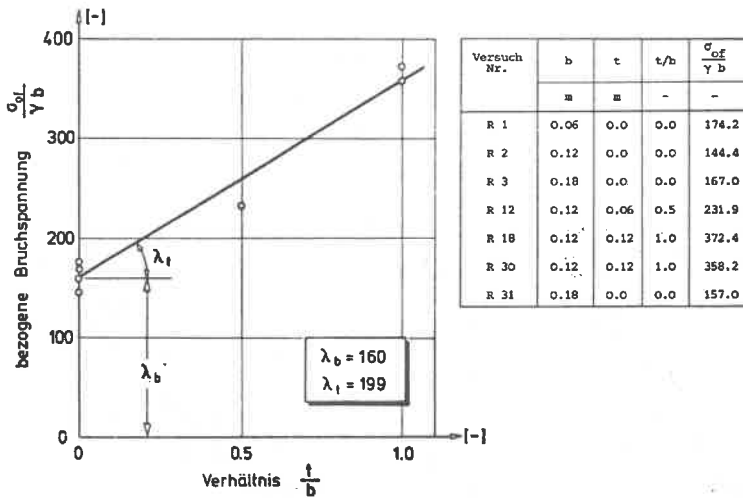


Bild 3.23: Fortsetzung

Zum Vergleich der aus Versuchen im Quarzsand, Rheinsand und Moräne-kiessand genommenen Abhängigkeiten $\lambda_b = \lambda_b(\phi')$ sind in Bild 3.24 die an anderer Stelle experimentell ermittelten Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b hinzugefügt.

Der direkte Vergleich ist zunächst schwierig, da jede Versuchsreihe mit einer anderen Versuchseinrichtung, anderen Fundamentbaustoffen und unterschiedlichen Versuchstechniken durchgeführt wurde. Einen großen Einfluß auf die Ergebnisse dürfte die Art der Bestimmung des Scherwinkels ϕ' in Abhängigkeit von der Trockenwichte γ haben, da die Last-Setzungsversuche ja bei einer bestimmten Trockenwichte durchgeführt werden und der aus der Bruchlast abgeleitete Tragfähigkeitsbeiwert über einem der Einbaudichte entsprechenden Scherwinkel aufgetragen wird (siehe auch Bild 5.1).

Mit Ausnahme der DEGEBO-Versuche stammen die in Bild 3.24 angegebenen Tragfähigkeitsbeiwerte aus kleinmaßstäblichen Modellversuchen. Aus den hier dargestellten Versuchsreihen läßt sich kein Einfluß des Modellmaßstabs auf die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b ablesen.

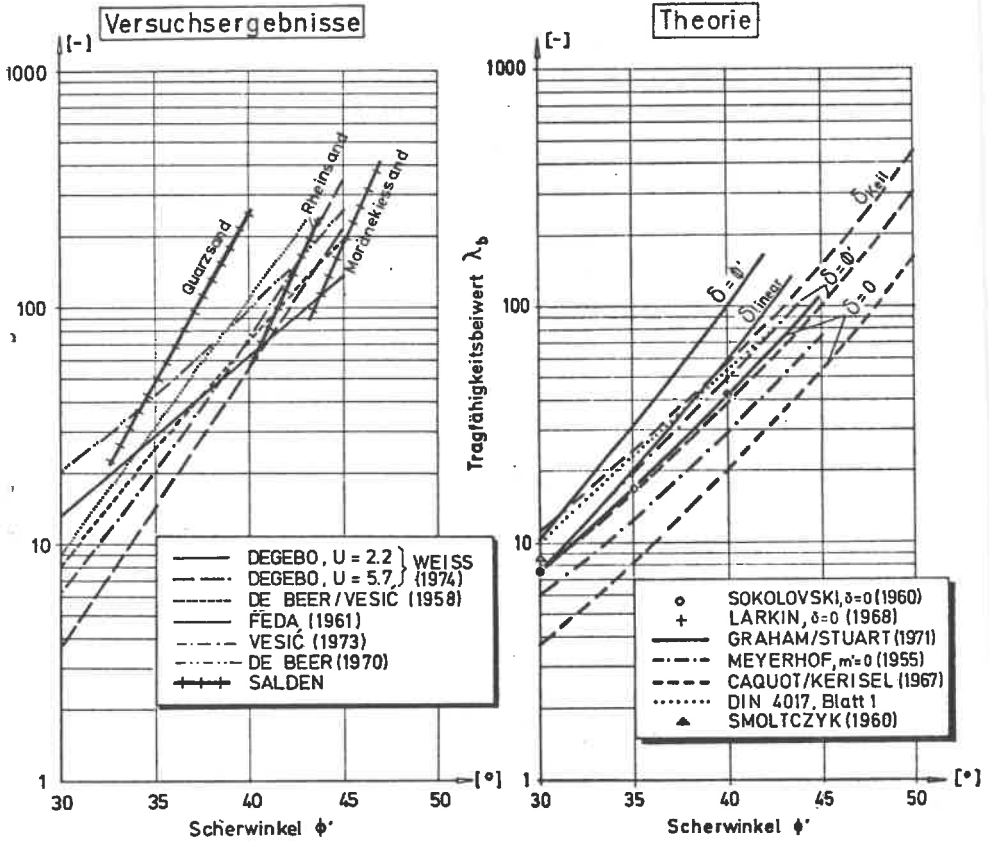


Bild 3.24: Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b nach verschiedenen Verfassern

Interessant sind in diesem Zusammenhang die Versuche der DEGEBO, die mit der gleichen Versuchseinrichtung die Tragfähigkeitsbeiwerte für zwei verschiedene nichtbindige Bodenarten untersucht hat. Als Ergebnis werden unterschiedliche Abhängigkeiten $\lambda_b = \lambda_b(\phi')$ erhalten. Dies stimmt mit den hier erhaltenen Ergebnissen überein, wo sich für jede Sandart eine andere Abhängigkeit ergab.

Ebenso breit wie das Kurvenband der experimentell ermittelten Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b in Abhängigkeit vom Scherwinkel ϕ' ist

das Band der theoretisch ermittelten Beiwerte.

In Bild 3.24 sind die Ergebnisse verschiedener Verfasser dargestellt, wobei die dem theoretischen Ansatz zugrundegelegten Oberflächenrauigkeiten der Fundamentsohle jeweils angegeben ist. Unterschieden wird dabei zwischen völlig glatter Sohle ($\delta=0$), völlig rauher Sohle ($\delta=\phi'$) und einer linear von ϕ' unter dem Fundamentrand auf $\delta=0$ in Fundamentmitte abnehmenden Wandreibungswinkel (δ_{linear}). δ_{Keil} bedeutet die von CAQUOT / KÉRISEL angenommene Ausbildung eines nicht verformbaren Bodenkeils unterhalb der Fundamentsohle.

Experimentell ermittelte Tragfähigkeitsbeiwerte λ_t sind in der Literatur nicht so häufig zu finden wie Werte λ_b . Die von PRANDTL (1920) für gewichtslosen Boden theoretisch ermittelten Tragfähigkeitsbeiwerte

$$\lambda_t = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{4} \right) e^{\pi \tan \phi}$$
$$\lambda_c = (\lambda_t - 1) \cot \phi$$

werden heute als zutreffend angesehen.

3.6.3 Versuche mit keilförmiger Sohle

Die Last-Setzungslinien der Versuche mit keilförmigen Fundamenten im mitteldicht und dicht gelagerten Quarzsand (Bilder A 08 u. A 09), Rheinsand (Bilder A 18 bis A 21) und Moränekiessand (Bilder A 22 u. A 23) zeigen einheitlich, daß die Setzungen, bei gleicher Sohlpressung, mit spitzer werdendem Keilwinkel zunehmen. Gleichzeitig nimmt die Bruchspannung ab. Im Last-Setzungsdiagramm verschieben sich die Kurven also immer weiter nach links. Dieses Verhalten gilt bis zu Spitzenwinkeln von 45° bis 60° . Wird der Keil noch spitzer, so kehrt sich die Tendenz um, die Last-Setzungslinien wandern wieder nach rechts. Diese Umkehrung kann so weit gehen wie im Rheinsand, wo sich die Fundamente mit $\beta = 20^\circ$ bei gleicher Sohlpressung weniger setzen und größere Bruchspannungen erreichen als das zugehörige Fundament mit ebener Sohle. Die Last-Setzungslinien ähneln immer mehr denen von Fundamenten mit Einbindetiefe in dichtem Sand.

Dies war zu erwarten, da mit spitzer werdendem Keil die Lasten ja in immer größeren Tiefen in den Untergrund eingetragen werden.

Im locker gelagerten Quarzsand ist der Einfluß des Keilwinkels nur noch ganz schwach ausgebildet, die Last-Setzungslinien fallen in einem Band zusammen (Bild A 07).

Die Grundbruchgleichung für Fundamente mit ebener Sohle kann auch für die Auswertung der Versuche mit keilförmiger Sohle verwendet werden, wenn an Stelle von λ_b und λ_t die Werte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ treten, die die Tragfähigkeitsbeiwerte für einen bestimmten Spitzenwinkel β darstellen.

In Bild 3.25 sind die Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ für die drei untersuchten Bodenarten dargestellt.

Unabhängig von der Bodenart und Lagerungsdichte nehmen die Bruchspannungen bzw. die Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ mit spitzer werdendem Keil ab. Dies gilt aber nur bis zu Spitzenwinkeln von 45° bis 60° , danach kehrt sich die Tendenz um.

Aus praktischen Überlegungen ist es besser, den Tragfähigkeitsbeiwert λ_b beizubehalten und den Einfluß der keilförmigen Sohlfläche auf die Tragfähigkeit durch einen Faktor $K_{b\beta}$ zu berücksichtigen.

Der bezogene Tragfähigkeitsbeiwert $K_{b\beta}$ ist der Quotient aus dem Tragfähigkeitsbeiwert $\lambda_{b\beta}$ für einen bestimmten Spitzenwinkel und dem λ_b - Wert für die ebene Sohle ($\beta = 180^\circ$).

Es gilt:
$$K_{b\beta} = \frac{\lambda_{b\beta}}{\lambda_{b\beta=180}}$$

Damit lautet die Grundbruchgleichung:

$$\sigma_{of} = \gamma \cdot b \cdot K_{b\beta} \cdot \lambda_b$$

Die Abhängigkeit des Beiwerts $K_{b\beta}$ vom Spitzenwinkel β nach den Versuchen ist in Bild 3.26 dargestellt.

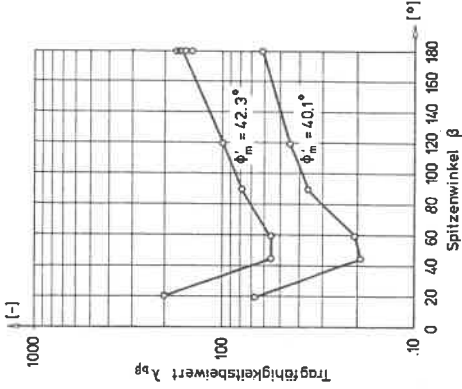
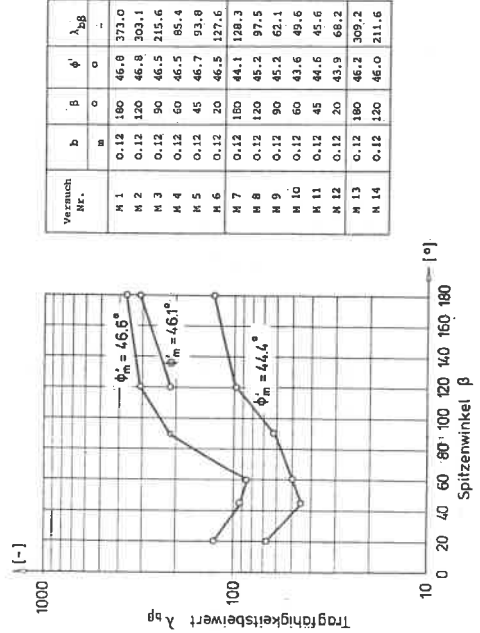
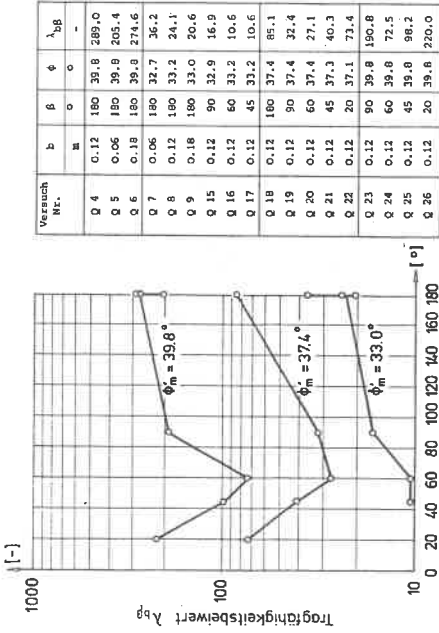


Bild 3.25: Abhängigkeit des Tragfähigkeitsbeiwerts λ_{bp} vom Spitzenwinkel β nach den Versuchen

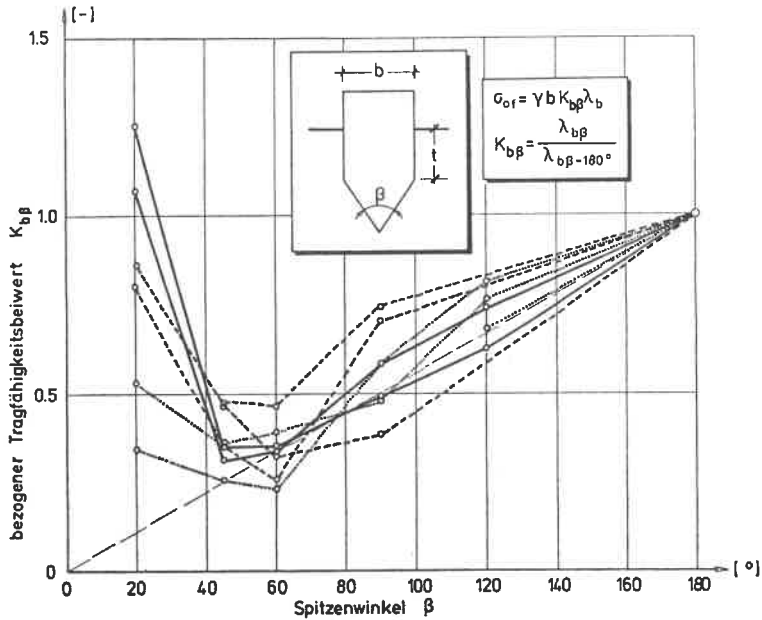


Bild 3.26: Abhängigkeit des bezogenen Tragfähigkeitsbeiwerts $K_{b\beta}$ vom Spitzenwinkel β (alle Böden)

In erster Näherung kann angenommen werden, daß $K_{b\beta}$ im Bereich $45^\circ < \beta < 180^\circ$ proportional zum Spitzenwinkel β abnimmt.

Es gilt: $K_{b\beta} = \frac{\text{arc } \beta}{180^\circ} = \frac{\text{arc } \beta}{\pi} = 0.32 \text{ arc } \beta \quad \text{und} \quad (\beta > 45^\circ)$

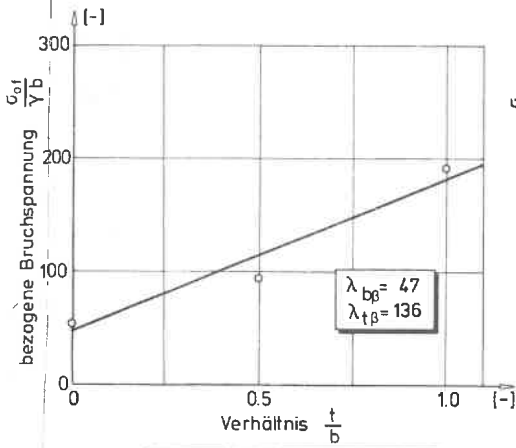
Dies bedeutet, daß die Tragfähigkeit eines auf der Oberfläche gegründeten Fundaments mit einem Spitzenwinkel von 45° nur noch 25 % der Tragfähigkeit des Fundaments mit ebener Sohle beträgt.

Für die Versuche mit Einbindetiefe gilt:

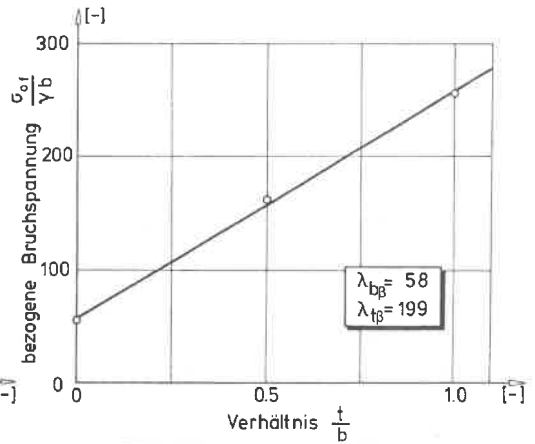
$$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b} = \lambda_{b\beta} + \lambda_{t\beta} \cdot \frac{t}{b}$$

Eine Auswertung der im Rheinsand durchgeführten Versuche mit Hilfe der oben angegebenen Formel führt zu der in Bild 3.28 dargestellten Abhängigkeit des Tragfähigkeitsbeiwerts $\lambda_{t\beta}$ vom Spitzenwinkel β .

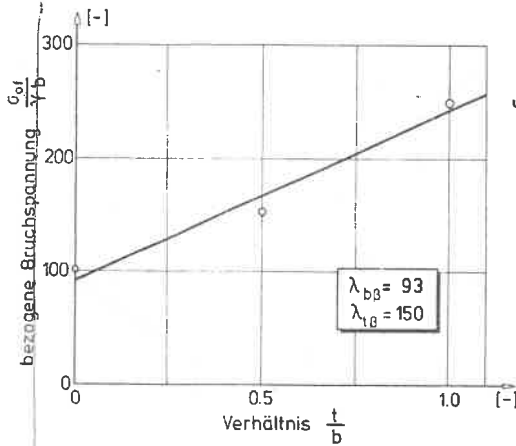
Wenn man die Grundbruchgleichung um das Tiefenglied erweitert und



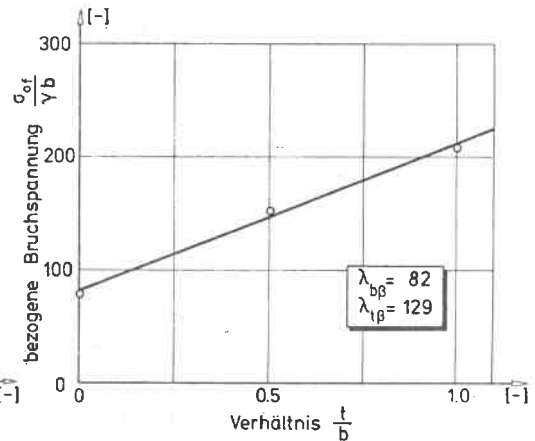
Versuch Nr.	b	t	t/b	$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b}$
	m	m	-	-
R 9	0.12	0.0	0.0	56.0
R 15	0.12	0.06	0.5	96.2
R 21	0.12	0.12	1.0	191.8



Versuch Nr.	b	t	t/b	$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b}$
	m	m	-	-
R 10	0.12	0.0	0.0	55.2
R 16	0.12	0.06	0.5	162.1
R 22	0.12	0.12	1.0	254.5



Versuch Nr.	b	t	t/b	$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b}$
	m	m	-	-
R 7	0.12	0.0	0.0	99.9
R 14	0.12	0.06	0.5	153.2
R 19	0.12	0.12	1.0	250.3



Versuch Nr.	b	t	t/b	$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b}$
	m	m	-	-
R 8	0.12	0.0	0.0	78.7
R 14	0.12	0.06	0.5	151.5
R 20	0.12	0.12	1.0	207.5

Bild 3.27: Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ aus Versuchen im Rheinsand

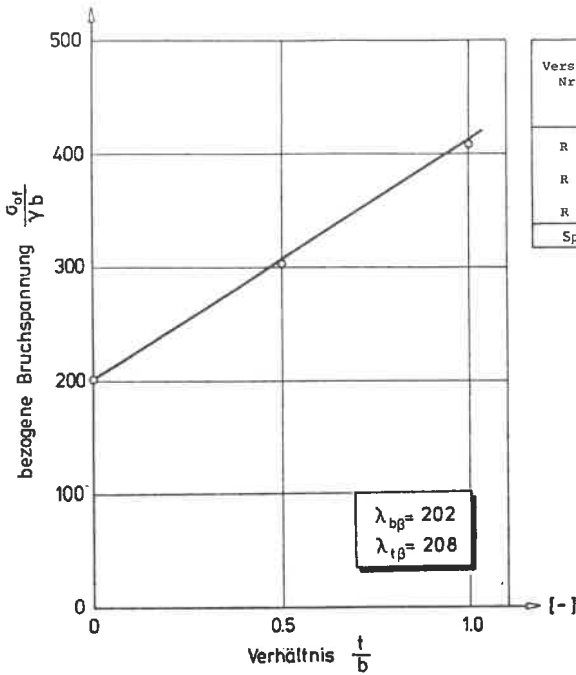


Bild 3.27: Fortsetzung

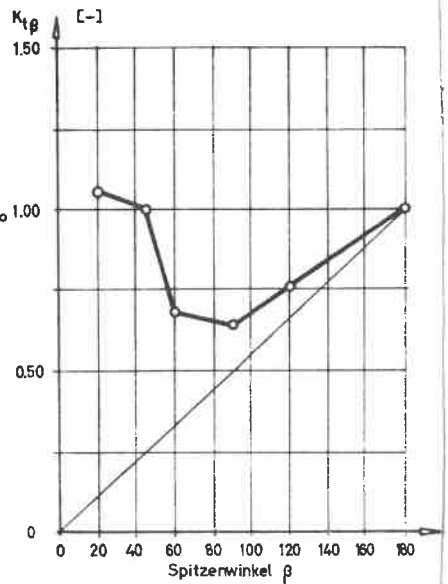
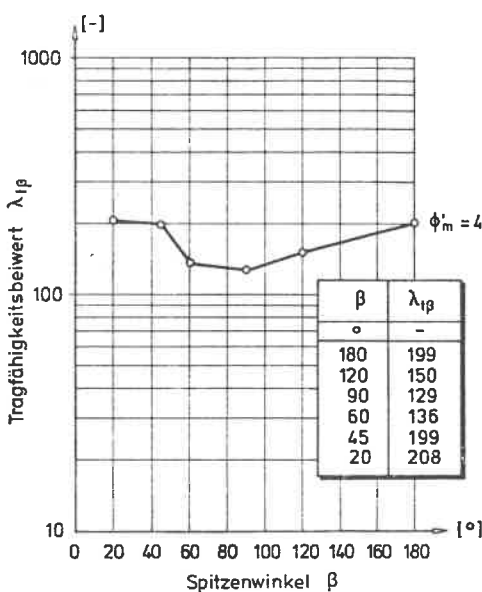


Bild 3.28: Abhängigkeit der Beiwerte $\lambda_{t\beta}$ und $K_{t\beta}$ vom Spitzenwinkel aus Versuchen im Rheinsand

dabei den Einfluß des Spitzenwinkels β berücksichtigt, ergibt sich:

$$\sigma_{of} = \gamma \cdot b \cdot K_{b\beta} \cdot \lambda_b + \gamma \cdot t \cdot K_{t\beta} \cdot \lambda_t$$

Der bezogene Tragfähigkeitsbeiwert $K_{t\beta}$ ist der Quotient aus dem Tragfähigkeitsbeiwert $\lambda_{t\beta}$ für einen bestimmten Spitzenwinkel β und dem λ_t - Wert für die ebene Sohle ($\beta = 180^\circ$).

Es gilt:

$$K_{t\beta} = \frac{\lambda_{t\beta}}{\lambda_{t\beta=180^\circ}}$$

In Bild 3.28 ist die Abhängigkeit zwischen $K_{t\beta}$ und β aus den Versuchen im Rheinsand dargestellt.

3.6.4 Gleitschollen

Bei einem Teil der Versuche war das Erreichen der Grundbruchlast verbunden mit dem Herausdrücken von Gleitschollen entlang von Gleitflächen (siehe hierzu auch Abschnitt 3.5). Bei den Fundamenten mit ebener Sohle trat diese Erscheinung für die verschiedenen Einbinde-tiefen in den Fällen auf, in denen der Sand durch Rütteln verdichtet wurde. Wenn der Boden nur durch Überstampfen verdichtet wurde, trat die Gleitscholle erst auf, wenn das Fundament um einen Setzungsbetrag in den Untergrund eingedrückt wurde, der oft dem Mehrfachen der Bruchsetzung entsprach.

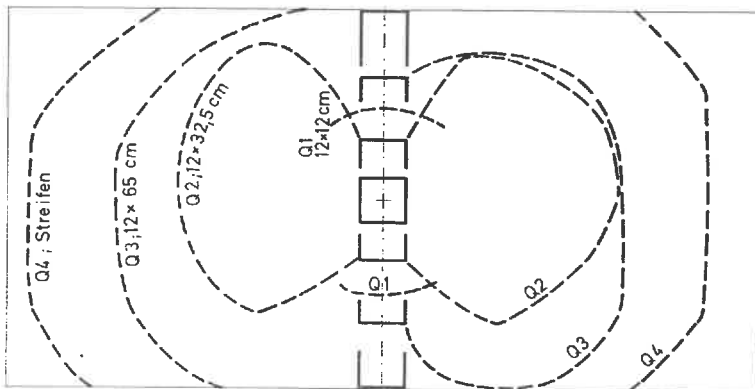


Bild 3.29: Gleitschollenbildung im Quarzsand

Bild 3.29 zeigt die Umrisse der Gleitschollen, die sich bei Versuchen im verdichteten Quarzsand mit Fundamenten unterschiedlicher Länge, aber gleicher Breite ergaben.

Da die Fundamente lotrecht geführt wurden und daher beim Erreichen der kritischen Belastung nicht einseitig ausweichen konnten, ergaben sich hier und bei fast allen übrigen Versuchen Gleitschollen vor beiden Fundamentseiten.

Eine Zusammenstellung der Gleitschollenreichweiten a ist in den Tabellen 2,3 u. 4 gegeben. Dort sind die Reichweiten mit a_1 und a_2 angegeben, da die Gleitschollenbildung oft unsymmetrisch verlief.

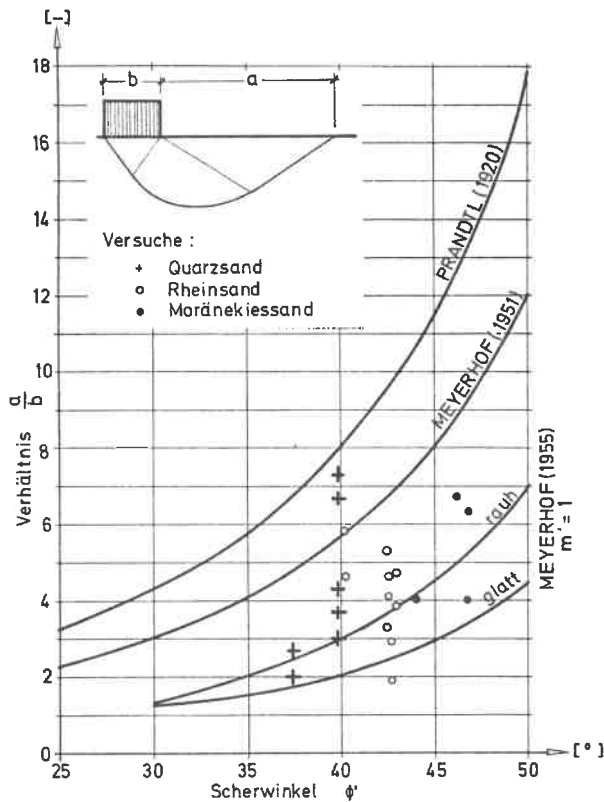


Bild 3.30: Vergleich zwischen theoretisch ermittelten Gleitschollenreichweiten und eigenen Versuchen

In Bild 3.30 werden die im Versuch erhaltenen Gleitschollenreichweiten mit theoretisch ermittelten Werten verglichen. Die Werte für

glatte und raue Fundamentsohle ergaben sich aus der Bestimmung von λ_b nach MEYERHOF (1955). Die Versuchswerte streuen stark, jedoch ist die Tendenz zu erkennen, daß die Reichweiten mit dem Scherwinkel ϕ' zunehmen.

Der Einfluß des Spitzenwinkels β auf die Gleitschollenreichweite bei auf der Oberfläche gegründeten Fundamenten ist in Bild 3.31 dargestellt. Er läßt sich nur qualitativ in dem Sinn deuten, daß die Abhängigkeit mit zunehmender Festigkeit zu verschwinden scheint.

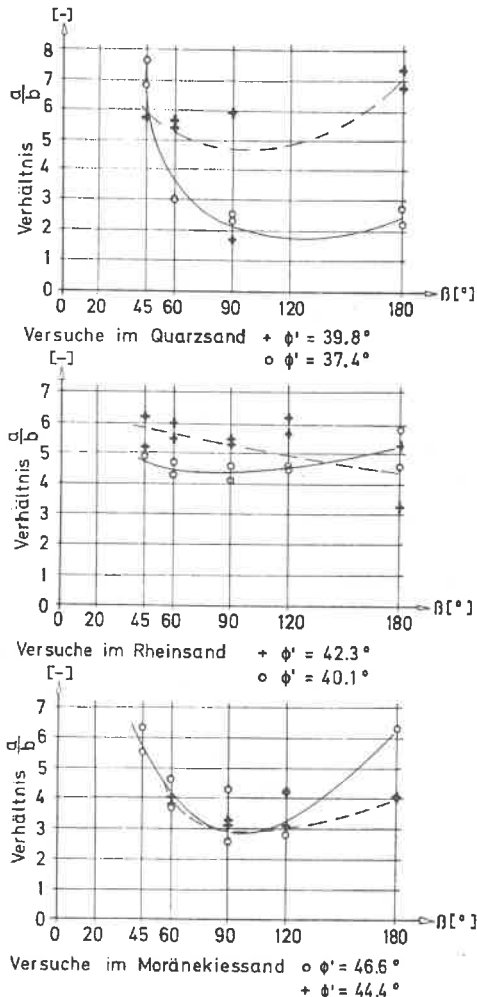


Bild 3.31: Einfluß des Spitzenwinkels β auf die Gleitschollenreichweite

3.7 OBERFLÄCHENRAUHIGKEIT UND SOHLREIBUNG

Über den Einfluß der Sohlrauhigkeit auf die Tragfähigkeit eines auf der Oberfläche einer Sandschüttung gegründeten Fundaments sind in der Literatur die unterschiedlichsten und sich zum Teil widersprechenden Angaben zu finden.

Wenn der Tragfähigkeitsbeiwert λ_{br} für eine völlig raue Fundamentsohle ($\delta = \phi'$) bekannt ist, gilt nach MEYERHOF (1955) für eine beliebig raue Fundamentsohle:

$$\lambda_b = \left(n + \frac{1-n^2}{2} \right) \lambda_{br}$$

$$\text{mit } n = \frac{\tan \delta}{\tan \phi}$$

Danach ist die Grundbruchlast für ein Fundament mit völlig glatter Sohle ($\delta = 0$) nur halb so groß wie diejenige für eine völlig raue Sohle, der Unterschied beträgt also 100 %.

Dagegen kommen DE BEER / VESIC (1958) und auch BIAREZ / WACK / BUREL (1961) aufgrund experimenteller Untersuchungen zu dem Ergebnis, daß die Rauigkeit praktisch keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit hat. KO / DAVIDSON (1973) stellen noch einen Unterschied von 10 % fest.

Wenn man die Ursachen dieser doch stark unterschiedlichen Aussagen zu ergründen sucht, ist zunächst nach den Faktoren zu fragen, die im Zusammenhang mit der Sohlrauhigkeit einen Einfluß auf die Tragfähigkeit ausüben. Im wesentlichen sind es:

- der maximal mögliche Sohlreibungswinkel δ_{max} ;
- der mobilisierte Sohlreibungswinkel δ ;
- die Verteilung des mobilisierten Sohlreibungswinkels über die Fundamentbreite.

Die Bestimmung des maximal möglichen Sohl- oder Wandreibungswinkels δ zwischen Baumaterialien und Bodenarten wird fast ausschließlich im ebenen Scherkasten durchgeführt, in dem die untere Gerätehälfte durch ein Formstück aus dem jeweiligen Baustoff ersetzt wird. Eine Zusam-

menstellung verschiedener Versuchsergebnisse ist zusammen mit den hier gefundenen Ergebnissen in Tabelle 5 gegeben.

Da der Wandreibungswinkel δ von der Kornverteilung und der Lagerungsdichte beeinflusst wird, ist in der Tabelle auch das Verhältnis δ/ϕ' angegeben, wobei ϕ' allerdings teils aus Scherkastenversuchen, teils aus Triax-Versuchen stammt.

Baustoff	Beschaffenheit der Oberfläche	max. mögl. Wandreibungswinkel			Quelle
		δ	$\tan \delta$	δ/ϕ'	
-	-	$ \phi $	-	-	-
Beton	glatt; in Stahlform betoniert	33.4	0.66	0.76	POTYONDY (1961)
	grob - glatt; in Holzform betoniert	38.7	0.80	0.88	
	rauh; gegen Boden betoniert	43.0	0.93	0.98	
	grob - rauh	28 / 34	0.53/0.67	0.65/0.85	NEUFER/LEIB- NITZ/ENDERS (1964)
	fein - rauh	29 / 35	0.55/0.70	0.64/0.90	
	grob - glatt	26 / 33	0.49/0.65	0.67/0.77	
	fein - glatt	27 / 33	0.51/0.65	0.65/0.72	
	in Holz- form be- toniert	Rhein- sand	26.6	0.50	eigene Untersuchungen
		Quarz- sand	26.6	0.50	
	glatte Wand	17.0	0.30	-	SZÉCHY (1965)
	rauhe Wand	31.0	0.60	-	
Stahl	poliert	24.2	0.45	0.54	POTYONDY (1961)
	angerostet	34.0	0.67	0.76	NEUFER et al. (1964)
	glatt	22 / 30	0.40/0.58	0.48/0.69	
	oxydiert	27 / 33	0.51/0.65	0.65/0.82	
	-	22 / 27	0.40/0.50	-	SZÉCHY (1965)
	-	11.3/18	0.20/0.32	0.34/0.39	BUTTERFIELD/ ANDRAWES (1977)
Glas	-	7.7/12.8	0.14/0.23	0.23/0.28	"
	poliert	7.3/11.7	0.13/0.21	0.25/0.28	DE BEER (1958)

Tabelle 5: Wandreibungswinkel δ für trockene, nichtbindige Böden

Bezüglich des Einflusses der Lagerungsdichte wird von BUTTERFIELD / ANDRAWES (1977) für alle untersuchten Baustoffe ein Verhältnis von

$$\frac{\tan \delta(\text{locker})}{\tan \delta(\text{dicht})} = 0.64 \quad \text{genannt.}$$

Entsprechend der Rauigkeit der Baustoffoberfläche kann der maximal mögliche Wandreibungswinkel bis auf ϕ' anwachsen.

Für Glas, das in vielen Modellversuchen zur Simulation einer völlig glatten Oberfläche ($\delta = 0$) verwendet wird, ergeben sich noch Werte von bis zu $12,8^\circ$. Dieser Wert entspricht auch der von WITKE (1962) im Vierkugel-Gerät bestimmten Kornreibung von Glas.

Bei Last-Setzungsversuchen werden nun unter der Fundamentsohle nach Maßgabe der horizontalen Verschiebung der Bodenteilchen über die Sohle Sohl Schubkräfte mobilisiert. Nach ELMIGER / MUHS (1969) wachsen diese Sohlreibungswinkel von einem bei Versuchsbeginn gemessenen Wert auf einen Spitzenwert an, der bei den Versuchen ohne Einbindetiefe bei Lasten in der Nähe der Bruchlasten erreicht wird.

Die Größtwerte der mobilisierten Sohlreibungswinkel δ wurden bei den randnahen Gebern gemessen und betrugen unabhängig von der Lagerungsdichte 23° bis $24,2^\circ$ (oder das 0,51 - bis 0,67-fache des jeweiligen Scherwinkels). Ähnliches wurde von MUHS / WEISS (1975) festgestellt, der unabhängig von der Lagerungsdichte und der Lastneigung Werte von 25° bis 29° ermittelte ($\max \frac{\delta}{\phi} = 0,76$).

Bei lotrecht mittiger Belastung wird sich in Fundamentquerrichtung eine zur Achse symmetrische Sohlspannung ergeben, die zur Fundamentmitte hin geneigt ist. Hieraus lassen sich Hinweise für die Verteilung des Sohlreibungswinkels ableiten. Ausgehend von einem Maximalwert in Randnähe nimmt der Sohlreibungswinkel linear oder parabolisch bis auf 0 in der Fundamentachse ab, um dann wieder, mit anderen Vorzeichen, auf den Randwert anzusteigen.

Bei schräger Belastung sorgen die in der Sohle mobilisierten Reibungskräfte für die Erhaltung des horizontalen Kräftegleichgewichts. Die Sohlreibungswinkel sind jetzt gleichgerichtet und relativ gleichmäßig über die Fundamentsohle verteilt.

4. Berechnungsverfahren

4.1 ÜBERSICHT

Es gibt in der Bodenmechanik Probleme, die in ihrer Fragestellung direkt auf den Bruchzustand zielen, ohne die damit zusammenhängenden Verformungen zu betrachten. Zu diesen Grenzwertproblemen zählen z.B. die Traglastbestimmung von Fundamenten, die Erddruckbestimmung auf Stützwände und die Stabilitätsuntersuchungen von Böschungen. Zur Lösung solcher Probleme stehen uns Berechnungsverfahren zur Verfügung, die im allgemeinen davon ausgehen, daß sich das untersuchte System im Grenzgleichgewicht oder im Bruchzustand befindet. Diese Methoden lassen sich unter dem Sammelbegriff der "plastizitätstheoretischen Verfahren" zusammenfassen und entsprechend den zugrundegelegten Annahmen und Voraussetzungen nach CHEN (1975) in drei Gruppen einteilen:

- Methode mit Hilfe der Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie (limit analysis method);
- Charakteristikenverfahren (slip-line method);
- Methode des Grenzgleichgewichts (limit equilibrium method).

Die dem ersten Verfahren (Methode mit Hilfe der Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie) zugrundeliegenden Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie wurden von DRUCKER / GREENBERG / PRAGER (1952) aufgestellt und ihre Anwendung in der Bodenmechanik von DRUCKER/PRAGER (1952), LYSMER (1970), VOLLENWEIDER (1970), GUDEHUS (1972), usw. aufgezeigt. Mit Hilfe der Grenzwertsätze lassen sich Berechnungsverfahren aufstellen, die hinsichtlich des betrachteten Problems auf eine Lösung auf der sicheren oder unsicheren Seite führen.

Die Grenzwertsätze nehmen bewußt entweder eine Verletzung des Gleichgewichts oder der Kinematik in Kauf, je nachdem ob nach einer oberen oder unteren Schranke gefragt ist.

Unter der Voraussetzung, daß das tatsächliche Verhalten des Bodens mit den in der Theorie getroffenen Idealisierungen übereinstimmt, lassen sich nun mit Hilfe der Grenzwertsätze für eine ganze Reihe praktisch relevanter Probleme Lösungen angeben. LYSMER (1970), VOLLENWEIDER (1970) und SCHMITT (1974) machen bei der Anwendung des sta-

tischen Satzes von dem Gedanken der Spannungsdiskontinuitäten Gebrauch. Mit Hilfe der linearen Programmierung wird dann ein statisch zulässiger Spannungszustand gefunden, für den die gesuchte Belastung einen extremalen Grenzwert darstellt. Mit diesem Hilfsmittel untersucht SCHMITT (1974) das Tragverhalten einfach verankerter Baugruben. In Bild 4.1 sind die von VOLLENWEIDER (1970) gefundenen Traglastfaktoren für das Streifenfundament angegeben.

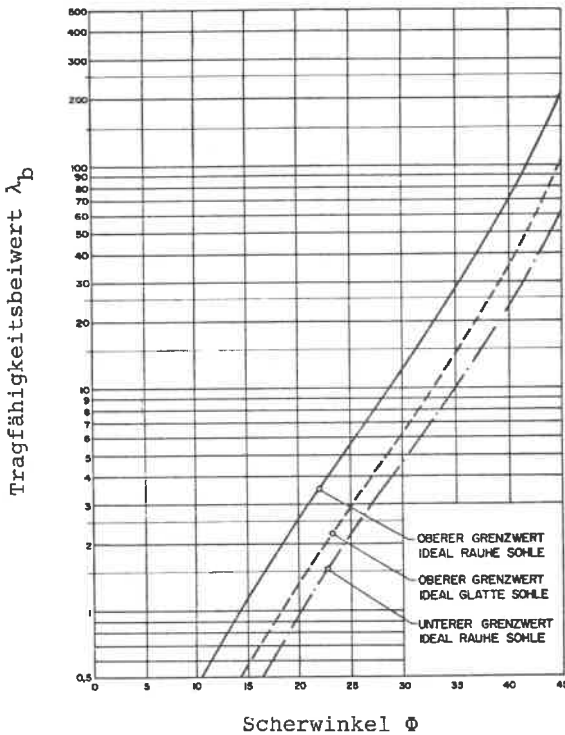


Bild 4.1: Traglastbestimmung für ein Streifenfundament nach VOLLENWEIDER (1970)

Mit den Grenzwertsätzen erhält man eine exakte Lösung für das von PRANDTL (1920) behandelte ebene Verformungsproblem des in den gewichtslosen, bindigen Boden eindringenden Stempels. PRANDTL stellt für dieses Problem ein Spannungs- und Geschwindigkeitsfeld auf, das

für glatte und raue Stempel brauchbar ist. HILL (1949) und auch PRAGER / HODGE JR. (1951) erhalten für das gleiche Problem ein anderes Geschwindigkeitsfeld, aber den gleichen Stempeldruck. Damit das erhaltene Spannungsfeld einen unteren Grenzwert darstellt, muß noch nachgewiesen werden, daß die Fließbedingung nirgends verletzt wird. Dieser Nachweis wird von SAYIR / ZIEGLER (1968) für die Halbebene erbracht. Der für raue und glatte Stempel erhaltene, gleichmäßig über die Stempelbreite wirkende Druck beträgt $q = (\pi + 2) c$.

Bei der Behandlung praktischer Traglastprobleme ist man eigentlich immer gezwungen, nach Lösungen auf der sicheren Seite, also im Sinne der Plastizitätstheorie nach einem statisch zulässigen Spannungszustand zu suchen. Hieraus erklärt sich auch die weitverbreitete Anwendung der Verfahren, in denen der plastische Grenzzustand dadurch gekennzeichnet ist, daß im ganzen Bereich die Fließbedingung erfüllt ist. Wenn man die Fließbedingung in die Gleichgewichtsbedingungen einsetzt, lassen sich nach Lösung der sich hierbei ergebenden Differentialgleichungen Spannungsfelder konstruieren, die mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen (siehe z.B. SOKOLOVSKI (1960), GRAHAM (1968)). Die so erhaltene Lösung ist aber nur dann ein zulässiger und sicherer Spannungszustand, wenn gezeigt werden kann, daß außerhalb der sich im Grenzgleichgewicht befindenden plastifizierten Zone nirgends die Fließbedingung verletzt wird.

Falls sich für die plastifizierte Zone ein verträgliches und kinematisch zulässiges Geschwindigkeitsfeld finden läßt, sind oberer und unterer Grenzwert identisch (siehe z.B. LEE / HERINGTON (1972)).

Eine Voraussetzung der bisher betrachteten ideal-plastischen Körper war die Annahme einer assoziierten Fließregel, d.h. der Normalität von plastischen Dehnungsincrementenrichtung und Fließfläche. Aus der Normalität ergibt sich die Dilatanzforderung

$$\sin \nu = - \frac{\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_3}{\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_3} = \sin \phi$$

Für die Coulomb'sche Fließbedingung ist bei Normalität also das Fließen immer mit einer Volumenauflockerung verbunden.

Die Bruchlinien, die nach ROSCOE (1970) Formänderungscharakteristiken oder Nulldehnungslinien sind, fallen für $\nu = \phi$ mit den Spannungsscharak-

teristiken zusammen.

Bei realen Böden ist jedoch die Normalitätsbedingung nicht erfüllt. Im allgemeinen ist $0 < \nu < \phi$. GUDEHUS (1973), DAVIS (1968) und LEE / HERINGTON (1972) führen eigene Untersuchungen durch, für den Fall, daß die assoziierte Fließregel nicht mehr gilt.

Von DAVIS (1968) wird nachgewiesen, daß für Materialien, bei denen $\nu \neq \phi$ ist, Lösungen auf der unsicheren Seite liegen können, obwohl das Spannungsfeld statisch zulässig ist und die Lösung unter der Voraussetzung von Normalität auch kinematisch zulässig ist.

Zur Kennzeichnung der Charakteristikenverfahren betrachten wir zunächst den plastischen Grenzzustand, bei dem, ausgehend von einem gegebenen Rand, Spannungsfelder konstruiert werden, die im ganzen, betrachteten Bereich mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen und überall die Bruchbedingung erfüllen.

Für die erste Randwertaufgabe ist das Problem im ebenen Fall statisch bestimmt, da zur Bestimmung der 3 unbekannten Spannungen (σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy}) 2 Gleichgewichtsbedingungen und die Bruchbedingung zur Verfügung stehen. Das Ergebnis sind zwei partielle Differentialgleichungen vom hyperbolischen Typ, welche zweckmäßig unter Verwendung des Charakteristiken-Verfahrens gelöst werden können.

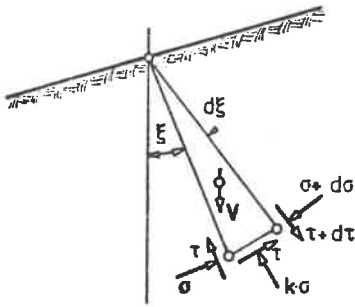
Bezieht man die Ausgangsdifferentialgleichungen auf ein von den Charakteristiken gebildetes Koordinatensystem, so ergeben sich die KÖTTER-MASSAU'schen Gleichungen. Hierzu gehören noch zwei weitere Gleichungen, mit denen die Geometrie der Charakteristiken im ursprünglichen Koordinatensystem beschrieben wird.

Für Spezialfälle existieren geschlossene Lösungen, so z.B. von PRANDTL (1920) und RANKINE (1857).

Für den allgemeinen Fall des schweren Halbraums gibt es Lösungen mit Hilfe des Differenzenverfahrens. Hierzu werden von SOKOLOVSKI (1960) Methoden entwickelt, um die vier Differentialgleichungen nach Einführung endlicher Differenzen von bekannten Randwerten aus zu lösen.

Veröffentlichungen aus jüngerer Zeit (GRAHAM (1968), LEE / HERINGTON (1972), GRAHAM / STUART (1971), KARAFIATH (1972), usw.) zeigen die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens.

Für das gleiche Problem werden von CAQUOT / KÉRISEL (1967) Lösungen erhalten, wobei allerdings von einer anderen Form der Differentialgleichung ausgegangen wird. Gleichgewichtsbetrachtungen an einem keilförmigen Volumenelement führen zu einem System von zwei inhomogenen Differentialgleichungen erster Ordnung, die nicht geschlossen integrierbar sind, jedoch durch numerische Näherungsrechnung gelöst werden können. Dabei kann mit der Funktion K für jeden Punkt die Bedingung des Grenzgleichgewichts beschrieben werden. Die wesentliche Voraussetzung ist, daß sich die Spannungen proportional mit dem Abstand von der Oberfläche ändern und längs der Radialebene konstante Richtung haben. Diese Annahme wurde zuerst von KARMAN (1926) verwendet.



Die Spannungen proportional mit dem Abstand von der Oberfläche ändern und längs der Radialebene konstante Richtung haben. Diese Annahme wurde zuerst von KARMAN (1926) verwendet.

In den oben beschriebenen Verfahren wurde immer angenommen, daß die Spannungscharakteristiken, in denen die Bruchbedingung erfüllt ist (und in denen daher ein maximal mögliches Verhältnis τ/σ herrscht) die Gleitlinien der Bodenmechanik sind. Nun wurde von ROSCOE (1970) nachgewiesen, daß die im Versuch zu erkennenden Linien Formänderungscharakteristiken (Nulldehnungslinien) sind, die nur im Falle $v=\phi$ mit den Spannungscharakteristiken zusammenfallen.

Für die zweite Randwertaufgabe lassen sich aus den Verträglichkeitsbedingungen und der Fließregel die Differentialgleichungen der Formänderungscharakteristiken aufstellen (DAVIS (1968)). Dabei stimmen im allgemeinen Fall wegen $v < \phi$ die kinematischen Charakteristiken nicht mit den statischen überein. Für volumenbeständiges, reibungsfreies Material ($v=\phi=0$) ergeben sich die GEIRINGER - Gleichungen (1951), die orthogonale Scharen von Nulldehnungslinien darstellen.

Zusammen mit geeigneten kinematischen und statischen Randbedingungen lassen sich mit Hilfe der Gleichungen für die Spannungs- und Form-

änderungscharakteristiken Lösungen angeben. Wegen $v \neq \phi$ stellen diese Lösungen nach DAVIS (1968) einen Grenzwert entsprechend dem kinematischen Satz dar, ergeben also einen Wert auf der unsicheren Seite der exakten Lösung.

Ein Großteil der in der Praxis angewendeten Verfahren zur Ermittlung von Fundamenttraglasten, Erddruckbeiwerten und Böschungsstandsicherheiten beruht auf der Methode des Grenzgleichgewichts. Diese Verfahren sind dadurch gekennzeichnet, daß ein Bruchmechanismus angenommen wird. Der abgleitende Bodenkörper wird durch einfache Kurven (meist Geraden, Kreise, logarithmische Spiralen) in einzelne starre Körper unterteilt, wobei die Bruchbedingung nur in den Gleitlinien erfüllt ist (Linienbruch). Die an diesem System angreifenden inneren und äußeren Kräfte werden zu Resultierenden zusammengefaßt und durch Gleichgewichtsbetrachtungen zueinander in Beziehung gesetzt. Durch Variation der gewählten Gleitlinien im Sinne von Prüfgleitflächen wird versucht, diejenige Bruchfigur zu finden, für die eine minimale Sicherheit gegen Versagen besteht.

Für das Grundbruchproblem sind die bekanntesten Verfahren von NAUJOKS (1963) zusammengestellt worden. Als Beispiel kann die in Anlehnung an das Verfahren von MEYERHOF abgeleitete Berechnungsmethode für keilförmige Fundamente, das in Abschnitt 4.2 dargestellt ist, angesehen werden.

Im Sinne der Grenzwertsätze der Plastizitätstheorie lassen sich die Verfahren nach NAUJOKS und MEYERHOF fast nie einordnen; da weder in statischer noch in kinematischer Hinsicht den Anforderungen an eine obere und untere Schranke entsprochen wird.

Trotzdem geben die mit der Methode des Grenzgleichgewichts gewonnenen Ergebnisse des in groß- und kleinmaßstäblichen Versuchen gefundene Bruchverhalten des Bodens in der Tendenz richtig wieder. Von dieser Tatsache wird z.B. in verschiedenen DIN-NORMEN Gebrauch gemacht (DIN 4017, DIN 4084).

4.2 KEILTRAGFÄHIGKEITEN NACH EINEM ANSATZ VON MEYERHOF

In einer im Jahre 1961 erschienenen Arbeit entwickelt MEYERHOF (1961) ein Berechnungsverfahren für keilförmige Fundamente, das auf einer Erweiterung seiner früheren Ansätze beruht (MEYERHOF (1951), (1955), (1953)). MEYERHOF gibt in dieser Arbeit nur die Lösungen für einige spezielle Randbedingungen an.

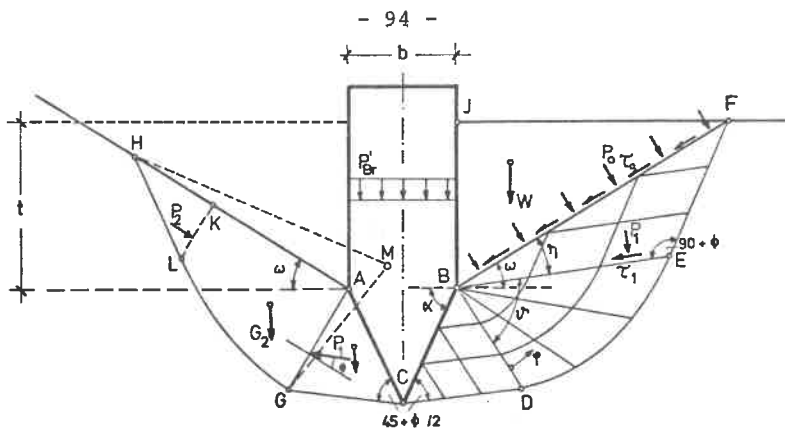
Um nun einen Vergleich mit dem in Abschnitt 4.3 vorgeschlagenen Berechnungsverfahren und den Versuchsergebnissen durchführen zu können, wurden vom Verfasser die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_{bp} , λ_{tp} und λ_{cp} nach MEYERHOF für keilförmige Fundamente, beliebige Scherwinkel Φ und Verhältnisse $t/b = 0, 1/2, 1, 2$ und 4 berechnet. Der Fall des Fundaments mit ebener Sohle ist in der Lösung enthalten.

Bekanntlich hat das Verfahren von MEYERHOF gegenüber dem älteren Verfahren von TERZAGHI den Vorteil, daß bei Grundbruchberechnungen auch die Scherfestigkeit der oberhalb des Gründungshorizonts liegenden Bodenschichten berücksichtigt werden kann. Zudem lassen sich Einflüsse der Sohlrauigkeit auf das Tragverhalten untersuchen. Das hat dazu geführt, daß in der amerikanischen Fachliteratur neuerdings die Tragfähigkeitsbeiwerte nach MEYERHOF angegeben werden.

MEYERHOF untersucht getrennt die Einflüsse von Kohäsion, seitlicher Auflast und Bodeneigengewicht. Die Größen λ_{tp} und λ_{cp} werden unter Annahme eines gewichtslosen Bodens ($\gamma = 0$) berechnet. Zur Bestimmung von λ_{bp} wird das Material als kohäsionslos angesehen und keine seitliche Auflast berücksichtigt ($c = 0$, $p_0 = 0$). Dem Verfahren liegt also ebenso wie dem von TERZAGHI die fehlerhafte Annahme zugrunde, daß die das Tragverhalten beeinflussenden Komponenten λ_{bp} , λ_{tp} und λ_{cp} an verschiedenen Gleitflächen bestimmt werden.

Eine ausführliche Darstellung des Berechnungsgangs ist im Anhang gegeben.

Bild 4.2 zeigt die angenommenen Gleitlinien bei glatter Sohle, die Bilder 4.3 und 4.4 dasselbe für die rauhe Sohle.



Bestimmung von $\lambda_{t\beta}$:

$$\begin{aligned} \gamma &\neq 0 \\ p &= 0 \\ c &= 0 \\ \phi &\neq 0 \end{aligned}$$

Bestimmung von $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$:

$$\begin{aligned} \gamma &= 0 \\ p_o &\neq 0 \\ c &\neq 0 \\ \phi &\neq 0 \end{aligned}$$

Bild 4.2: Angenommene Gleitlinien bei glatter Sohle ($\delta = 0$) nach MEYERHOF (1955)

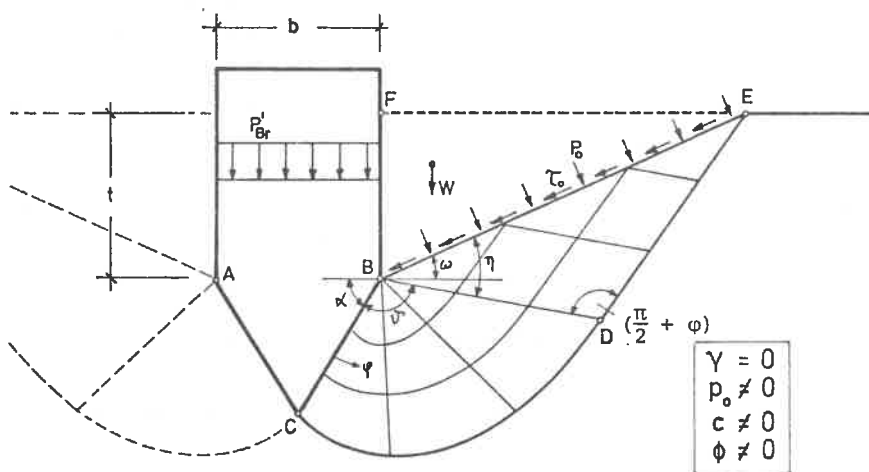


Bild 4.3: Angenommene Gleitlinien bei rauher Sohle ($\delta = \phi$) zur Bestimmung von $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ nach MEYERHOF (1961)

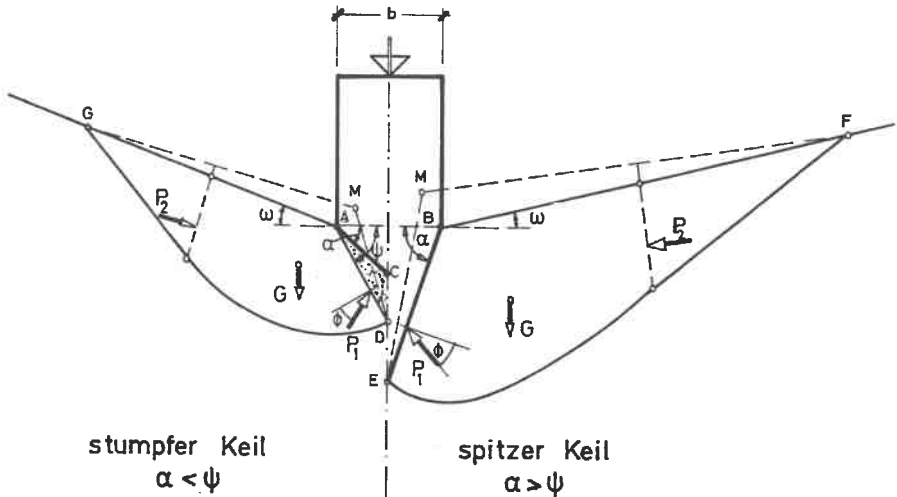


Bild 4.4: Angenommene Gleitlinien bei rauher Sohle ($\delta = \phi$) zur Bestimmung von $\lambda_{b\beta}$ nach MEYERHOF (1961)

Eine sehr grobe Näherung stellt die Annahme dar, daß p_0 und τ_0 gleichmäßig über die geneigte Ersatzoberfläche verteilt sind. Lediglich bei horizontalem Gelände neben dem Fundament hat diese Annahme einen Vorteil, da sich hiermit seitliche Auflasten berücksichtigen lassen.

In Bild 4.5 sind die Tragfähigkeitsbeiwerte für $t/b = 0$ angegeben.

4.3 TRAGLASTVERFAHREN (CHARAKTERISTIKEN-VERFAHREN)

4.3.1 Beschreibung des Rechenverfahrens

Bei der Berechnung von statisch bestimmten Spannungsfeldern, die im gesamten betrachteten Bereich sowohl die Gleichgewichts- als auch die Bruchbedingung erfüllen, werden bei der Charakteristikenmethode im wesentlichen folgende Annahmen getroffen:

- es werden nur ebene Formänderungszustände betrachtet (die Verformung quer zur Scheibe ist Null);

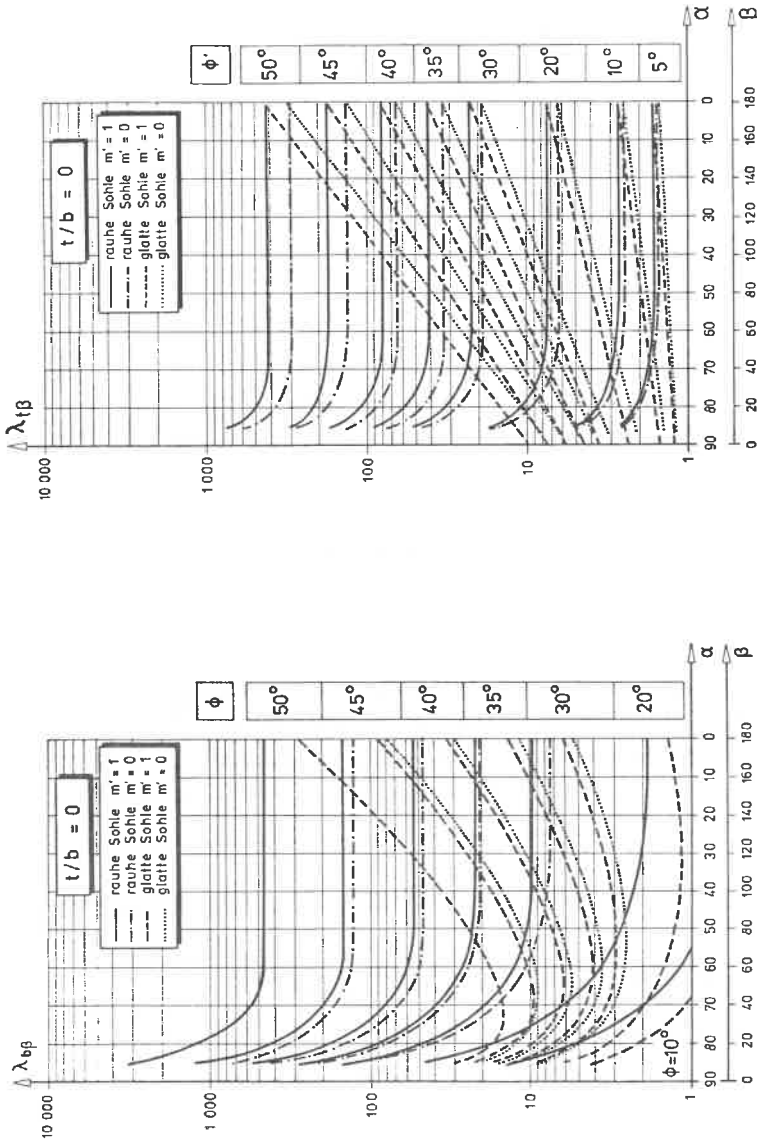
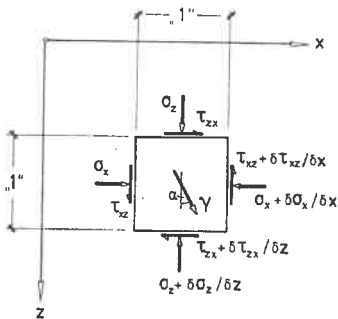


Bild 4.5: Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ für keilförmige Fundamente nach dem Ansatz von MEYERHOF (1961) (siehe hierzu auch Bilder A 24 bis A 27 im Anhang)

- das Material verhält sich starr-plastisch und isotrop (die mittlere Hauptspannung wirkt normal zur betrachteten Scheibe);
- es gilt die Mohr- Coulomb'sche Bruchbedingung (die mittlere Hauptspannung hat keinen Einfluß auf die Festigkeit des Materials).

Zur Bestimmung der 3 unbekannten Spannungen $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ stehen hiermit 2 Gleichgewichtsbedingungen (Momentengleichung $\tau_{xz} = \tau_{zx}$) und 1 Bruchbedingung zur Verfügung, das Problem ist also statisch bestimmt.

Zur Erfüllung des Gleichgewichts müssen bei Berücksichtigung der Massenkraft im betrachteten Bodenbereich folgende Differentialgleichungen erfüllt sein:



$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta z} &= \gamma \sin \alpha \\ \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta x} &= \gamma \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

(Druck positiv)

Der Winkel α gibt den Winkel zwischen der z -Achse und der Richtung der Massenkraft an.

Nach Einführung der neuen Variablen

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_z) + c \cot \phi$$

ψ = Richtungswinkel der größten Hauptspannung zur z - Achse

erhält man die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung in der Form:

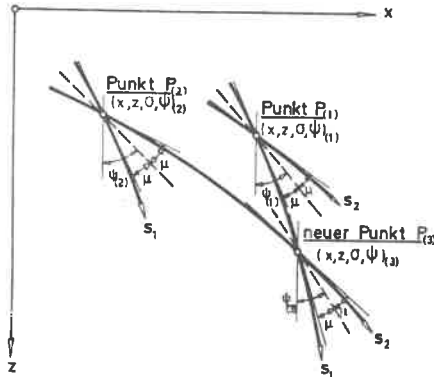
$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma (1 - \sin \phi \cos 2\psi) - c \cot \phi \\ \sigma_z &= \sigma (1 + \sin \phi \cos 2\psi) - c \cot \phi \\ \tau_{xz} &= \sigma \sin \phi \sin \psi \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

und für die 2. Charakteristik s_2 :

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{ds_2} &= \frac{dz}{ds_2} \tan(\psi + \mu) \\ \frac{d\sigma}{ds_2} + 2\sigma \tan\Phi \frac{d\psi}{ds_2} &= \frac{\gamma}{\cos\Phi} \left[\cos(\alpha - \Phi) \frac{dz}{ds_2} + \sin(\alpha - \Phi) \frac{dx}{ds_2} \right] \end{aligned} \right\} (4.4)$$

Die Spannungsgleichungen sind identisch mit den Kötter-Massau'schen Gleichungen des plastischen Grenzgleichgewichts. Die Charakteristiken entsprechen den Gleitlinien nach Mohr-Coulomb, da sie um die Winkel $\pm\mu$ gegen die Richtung der größten Hauptspannung geneigt sind.

Die Berechnungen wurden mit Hilfe eines Rechenprogramms¹ durchgeführt, das das Gleichungssystem (4.3) und (4.4) nach Übergang auf Differenzengleichungen durch numerische Integration löst.



$$\left. \begin{aligned} \text{Mit } \psi &= \psi_{m1} = \frac{1}{2} (\psi_{(3)} + \psi_{(1)}) \\ \sigma &= \sigma_{m1} = \frac{1}{2} (\sigma_{(3)} + \sigma_{(1)}) \end{aligned} \right\} \text{ entlang der } s_1\text{-Charakteristik}$$

$$\left. \begin{aligned} \psi &= \psi_{m2} = \frac{1}{2} (\psi_{(3)} + \psi_{(2)}) \\ \sigma &= \sigma_{m2} = \frac{1}{2} (\sigma_{(3)} + \sigma_{(2)}) \end{aligned} \right\} \text{ entlang der } s_2\text{-Charakteristik}$$

gilt entlang s_1 (für $\alpha = 0$) :

$$\left. \begin{aligned} (x_{(3)} - x_{(1)}) &= (z_{(3)} - z_{(1)}) \tan(\psi_{m1} - \mu) \\ (\sigma_{(3)} - \sigma_{(1)}) - 2\sigma_{m1} \tan\Phi (\psi_{(3)} - \psi_{(1)}) &= \gamma \left[(z_{(3)} - z_{(1)}) + (x_{(3)} - x_{(1)}) \tan\Phi \right] \end{aligned} \right\} (4.5)$$

¹ Das Rechenprogramm basiert auf einer von Herrn Dipl.Ing.D.Raisch am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart entwickelten Grundversion.

und entlang s_2 (für $\alpha = 0$) :

$$\left. \begin{aligned} (x_{(3)} - x_{(2)}) &= (z_{(3)} - z_{(2)}) \tan(\psi_{m2} + \mu) \\ (\sigma_{(3)} - \sigma_{(2)}) + 2\sigma_{m2} \tan\Phi(\psi_{(3)} - \psi_{(2)}) &= \gamma \left[(z_{(3)} - z_{(2)}) - (x_{(3)} - x_{(2)}) \tan\Phi \right] \end{aligned} \right\} (4.6)$$

Nach Einsetzen in die Ausgangsgleichungen ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} z_{(3)} &= \frac{x_{(1)} - z_{(1)} \tan(\psi_{m1} - \mu) - x_{(2)} + z_{(2)} \tan(\psi_{m2} + \mu)}{\tan(\psi_{m2} + \mu) - \tan(\psi_{m1} - \mu)} \\ x_{(3)} &= x_{(2)} + (z_{(3)} - z_{(2)}) \tan(\psi_{m2} + \mu) \\ \sigma_{(3)} &= \frac{1}{\sigma_{m1} + \sigma_{m2}} \left[\sigma_{m1} (\gamma B + \sigma_{(2)}) + \sigma_{m2} (\gamma A + \sigma_{(1)}) + 2\sigma_{m1} \sigma_{m2} (\psi_{(2)} - \psi_{(1)}) \tan\Phi \right] \\ \psi_{(3)} &= \frac{\sigma_{(2)} - \sigma_{(1)} + 2 \tan\Phi (\psi_{(1)} \sigma_{m1} + \psi_{(2)} \sigma_{m2}) + \gamma (B - A)}{2(\sigma_{m2} + \sigma_{m1}) \tan\Phi} \end{aligned} \right\} (4.7)$$

$$\text{mit } A = (z_{(3)} - z_{(1)}) + \tan\Phi(x_{(3)} - x_{(1)})$$

$$B = (z_{(3)} - z_{(2)}) - \tan\Phi(x_{(3)} - x_{(2)})$$

Jeder Punkt im plastifizierten Bereich, in dem die Gleichgewichts- und Bruchbedingungen erfüllt sind, ist durch die Größen x , z , σ und ψ eindeutig bestimmt. Ausgehend von 2 bekannten Punkten $P_1(x_{(1)}, z_{(1)}, \sigma_{(1)}, \psi_{(1)})$ und $P_2(x_{(2)}, z_{(2)}, \sigma_{(2)}, \psi_{(2)})$ läßt sich mit Hilfe der 4 Bestimmungsgleichungen ein neuer Punkt $P_{(3)}(x_{(3)}, z_{(3)}, \sigma_{(3)}, \psi_{(3)})$ anschließen.

Da die Charakteristiken im allgemeinen wegen der Bodeneigengewichtskräfte gekrümmt sind, muß für den Anschluß des neuen Punktes eine Iteration durchgeführt werden. Dazu wird, ausgehend von den Anfangswerten

$$\begin{aligned} \psi_{(3)} &= \frac{1}{2} (\psi_{(1)} + \psi_{(2)}) \\ \sigma_{(3)} &= \frac{1}{2} (\sigma_{(1)} + \sigma_{(2)}) \end{aligned}$$

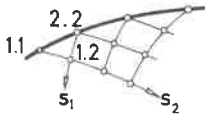
die Berechnung so oft wiederholt, bis die festgestellten Änderungen gegenüber den alten Werten, bezogen auf die alten Werte, ein bestimmtes Kriterium unterschreiten, d.h.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta\sigma_{(3)}}{\sigma_{(3)}} &\leq \epsilon \\ \frac{\Delta\psi_{(3)}}{\psi_{(3)}} &\leq \epsilon \end{aligned} \right\} \text{ z.B. } \epsilon = 10^{-5}$$

Bei der Konstruktion der Charakteristikenfelder mit Hilfe des weiter unten beschriebenen Rechenprogramms wurde zwischen folgenden drei Randwertproblemen unterschieden:

1. Randwertproblem (CAUCHY-Problem):

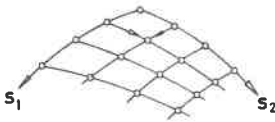
Entlang eines Randes, der selbst keine Charakteristik ist, sind die Größen x , z , σ und ψ gegeben.



Ausgehend von 2 bekannten Punkten kann mit Hilfe der Bestimmungsgleichungen (4.7) ein dritter Punkt angeschlossen werden.

2. Randwertproblem (GOURSAT-Problem):

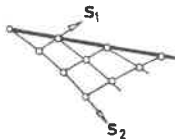
Die Größen x , z , σ und ψ sind entlang zweier Charakteristiken gegeben.



Wie beim 1. Randwertproblem kann ein dritter Punkt angeschlossen werden.

3. Randwertproblem (gemischtes Randwertproblem):

Die Größen x , z , σ und ψ sind auf einer Charakteristik bekannt, auf einem weiteren Rand sind 2 oder 4 Größen bekannt (z.B. x und z).



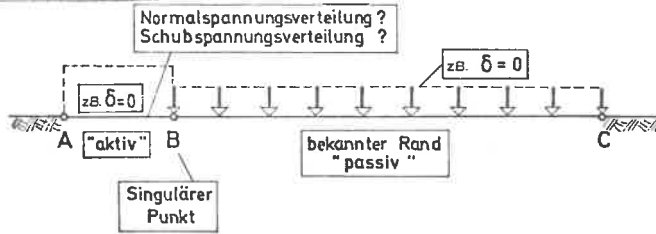
Der dritte Punkt lässt sich mit Hilfe der Gleichungen für eine Charakteristik und den zwei zusätzlichen Bestimmungsgrößen auf dem Rand bestimmen.

Die Anwendung der abgeleiteten Zusammenhänge soll nun am Beispiel der Bruchlastberechnung für ein Fundament erläutert werden.

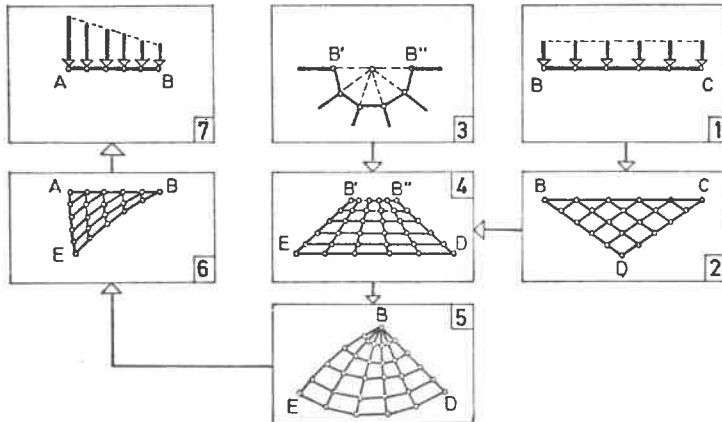
Wie in Bild 4.7 dargestellt, fängt die Berechnung an dem Rand an, längs dem die geometrischen Größen und die Spannungswerte vorgegeben sind und der deshalb als bekannter Rand bezeichnet wird.

Bei der Darstellung des Spannungszustands eines Punktes P in der Spannungsebene ergeben sich bekanntlich zwei Bruchkreise.

Fragestellung



Berechnungsgang



Ergebnis

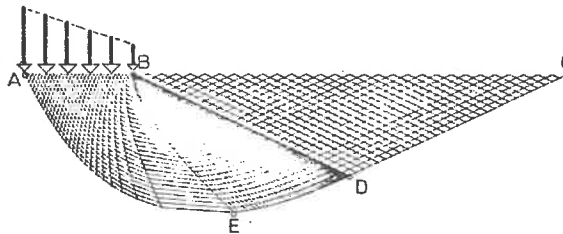


Bild 4.7: Ablaufschema der Berechnung

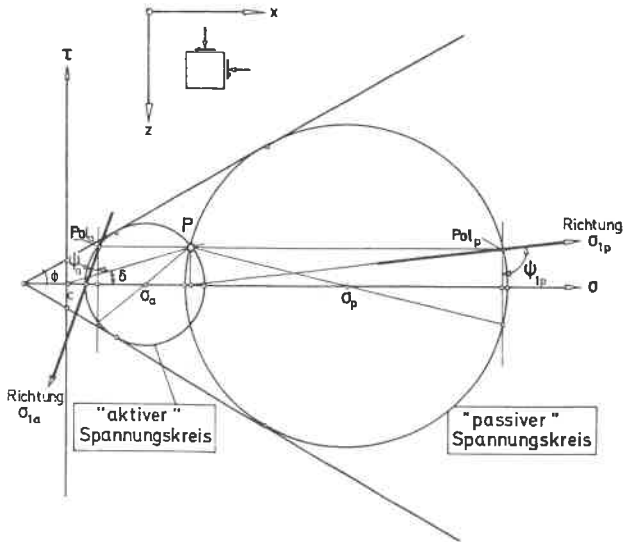
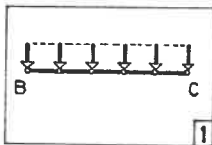


Bild 4.8

Für sie werden die Bezeichnungen "aktiv" und "passiv" gewählt und damit Bruchmechanismen beschrieben, in denen das Bodeneigengewicht den Bruchvorgang verstärkt (treibt) bzw. behindert (bremst). Vor Beginn der Berechnung muß festgelegt werden, ob unter dem bekannten Rand ein aktiver oder passiver Spannungszustand herrscht. In den meisten Fällen läßt sich dies, wie auch im vorliegenden Fall der Grundbruchuntersuchung (unter dem Fundament "aktiv", neben dem Fundament "passiv"), aus der Anschauung festlegen.

Auf dem bekannten Rand können beliebige, stetige Normalspannungen angesetzt werden (keine sprunghafte Änderung), wobei eventuell vorhandene Schubkräfte über einen Wandeinklängungswinkel $-\phi \leq \delta \leq +\phi$ berücksichtigt werden.



Im ersten Berechnungsschritt müssen die am Rand vorgegebenen Größen p und δ in die Rechengrößen σ und ψ umgesetzt werden.

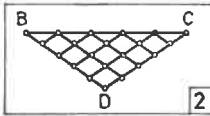
Mit den Bezeichnungen in Bild 4.8 ergibt sich der Zusammenhang zu:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\text{aktiv/passiv}} &= \frac{1}{\cos^2 \Phi} p + H + \kappa \sqrt{(p+H)^2 \sin^2 \Phi - p^2 \tan^2 \delta \cos^2 \Phi} \\ \psi_{\text{aktiv/passiv}} &= \frac{1}{2}(1+\kappa) \left[\frac{\pi}{2} + \arctan \frac{-p \tan \delta}{\sigma_{\text{aktiv/passiv}}(1+\sin \Phi) - (p+H)} \right] \dots \\ &\quad - \frac{1}{2}(1-\kappa) \arctan \frac{p \tan \delta}{\sigma_{\text{aktiv/passiv}}(1-\sin \Phi) - (p+H)} \end{aligned} \right\} (4.8)$$

$$H = c \cot \Phi$$

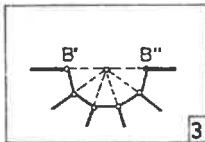
mit $\kappa = +1$ "passiver" Spannungskreis

$\kappa = -1$ "aktiver" Spannungskreis



Damit liegen die Bestimmungsgrößen x , z , σ und ψ entlang des Randes BC fest. Entsprechend dem für das 1. Randwertproblem angegebene Lösungsverfahren kann

jetzt der ganze plastifizierte Bereich BCD berechnet werden. Der passive Bereich BCD ist über den Übergangsbereich BED mit dem aktiven Bereich ABE verbunden. Die drei Gebiete berühren sich im Punkt B, der als singulärer Punkt bezeichnet wird, da hier sowohl für σ als auch für ψ Sprünge auftreten. Für die Bestimmung der Feldgrößen x , z , σ und ψ im Übergangsbereich BED steht zunächst nur der gemeinsame Übergangsrand BD zur Verfügung. Die noch fehlenden Informationen entlang eines zweiten Randes werden aus einer Näherungslösung im singulären Punkt B gewonnen.



Für den gewichtslosen Boden ($\gamma = 0$) ist bekannt, daß die Spannungsscharakteristiken Scharen von logarithmischen Spiralen und Geraden sind, die gegeneinander um

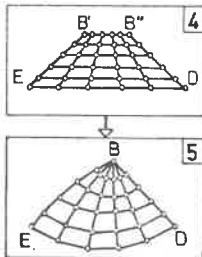
den Winkel $(\frac{\pi}{2} - \Phi)$ geneigt sind. Entlang der logarithmischen Spirale ändert sich die Spannung σ in Abhängigkeit von ψ nach

$$\sigma = \sigma_{\text{bekannt}} e^{2(\psi - \psi_{\text{bekannt}}) \tan \Phi} \quad (4.9)$$

Mit der Annahme, daß der Boden in unmittelbarer Nähe des singulären Punktes B gewichtslos ist, liegt auch die Form der Charakteristiken und die Änderung von σ nach Gl. (4.9) fest. Damit ist der gesuchte zweite Rand $\overline{B'B''}$ des Übergangsbereiches BDE gefunden. Die Strecke $\overline{B'B''}$ kann nun in beliebig viele Teilstücke aufgeteilt werden. Die Geometrie dieses Randes hat auf die Berechnung keinen Einfluß, da für alle Punkte auf diesem Rand dieselben Koordinaten (die des Punktes B) angesetzt werden. Die Unterteilung legt aber die Größe von $\Delta\psi$ fest, mit der sich σ von dem Wert σ_{bekannt} am bekannten Rand

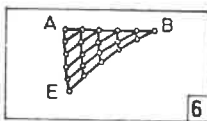
längs der (gedachten) Randcharakteristik bis zu dem Wert auf dem gesuchten Rand ändert.

Im allgemeinen Fall muß eine Iteration durchgeführt werden, da sich die Gl. (4.8) und (4.9) nicht nach p auflösen lassen. Nur in den Sonderfällen $H = 0$ (kohäsionsloser Boden, $c = 0$) oder $\delta = 0$ lassen sich σ , ψ und p am unbekannten Rand direkt angeben.



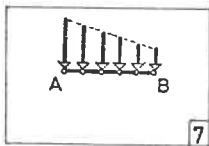
Ausgehend von den zwei bekannten Rändern können jetzt, entsprechend dem Lösungsverfahren für das 2. Randwertproblem, die Feldgrößen x , z , σ und ψ für den Übergangsbereich bestimmt werden.

Mit Hilfe der Lösung für das 3. Randwertproblem läßt sich schließlich der Bereich ABE berechnen.



Im allgemeinen muß für die Punkte auf dem Rand $\overline{AB}$, für den die Koordinaten x und z und die δ -Verteilung vorgegeben sind, eine Iteration durchgeführt werden, da

sich die Bestimmungsgleichungen nicht nach p auflösen lassen. Die Iteration entfällt für $H = 0$ oder $\delta = 0$.



Im letzten Schritt werden die Feldgrößen σ und ψ wieder in die gesuchten Sohlnormal- bzw. -schubkräfte umgerechnet.

Das oben gewählte Beispiel stellt den einfachen Fall des auf der horizontalen Oberfläche gegründeten glatten Fundaments dar. Natürlich läßt sich mit dem Verfahren auch der allgemeine Fall der beliebig geneigten Oberfläche unter schrägem Lastangriff rechnen. Solche Fälle werden weiter unten diskutiert.

4.3.2 Anwendungsbeispiele

Ein Merkmal des Verfahrens mit Hilfe der Spannungscharakteristiken ist das Fehlen der Untersuchung, wie sich die Spannungen (oder die Gleitlinien) von den Grenzen der plastifizierten Bereiche aus in den Halbraum hinein fortsetzen, d.h. es fehlt der Nachweis, daß die zulässigen Spannungen nirgends überschritten werden.

Die Anwendung bleibt natürlich nicht auf das Grundbruchproblem beschränkt. Mit dem Charakteristikenverfahren lassen sich, wie in den Bildern 4.9 und 4.10 dargestellt, Erdwiderstandsprobleme oder Charakteristikenfelder um Fundamente in Böschungen berechnen.

Im Zusammenhang mit den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche interessiert in erster Linie die Anwendung auf das Grundbruchproblem.

An dieser Stelle muß darauf hingewiesen werden, daß die Linien in den vom Rechner erstellten Bildern nicht unbedingt Charakteristiken sind, sondern zunächst nur gerade Verbindungslinien zwischen zwei benachbarten Punkten auf einer Charakteristik. Sind die Charakteristiken Geraden, dann fallen sie mit den Verbindungslinien zusammen. Die Abweichung zwischen dem Verlauf der Charakteristik und den Verbindungslinien kann kontrolliert werden, da die Richtung der Charakteristiken in jedem Netzknoten bekannt ist. Vor allem bei großem Punktabstand und im Bereich großer Richtungsänderungen können die Verbindungslinien einen falschen Charakteristikenverlauf vortäuschen.

In Bild 4.11 sind die Spannungscharakteristiken und die zugehörigen Sohlspannungen für eine Reihe unterschiedlicher Randbedingungen dargestellt. Wie den Darstellungen zu entnehmen ist, sind die Charakteristikenfelder unter dem gegebenen Rand nur von den am Rand vorhandenen Bedingungen und den Bodenkenndaten abhängig (1. Randwertproblem). Der jeweils anschließende Übergangsbereich (2. Randwertproblem) wird, bei sonst gleichen Verhältnissen, nur noch von dem Sohlrauigkeitsbeiwert δ (eigentlich ψ) des gesuchten Randes im singulären Punkt beeinflusst, was bedeutet, daß die Grenzcharakteristik des Endfeldes hier jeweils die gleiche ist.

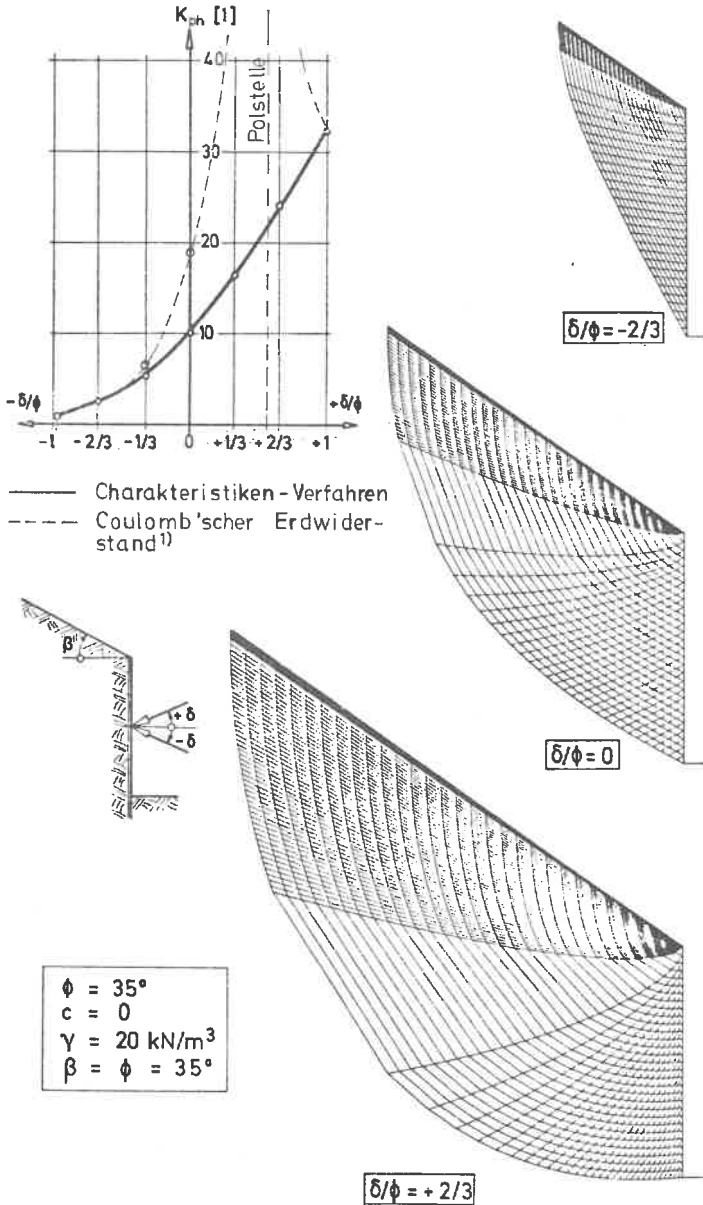


Bild 4.9: Erdwiderstand

¹⁾ Bei der Berechnung des Erdwiderstands nach Coulomb ergibt sich für dieses Beispiel für $\delta = 20^\circ$ eine Polstelle

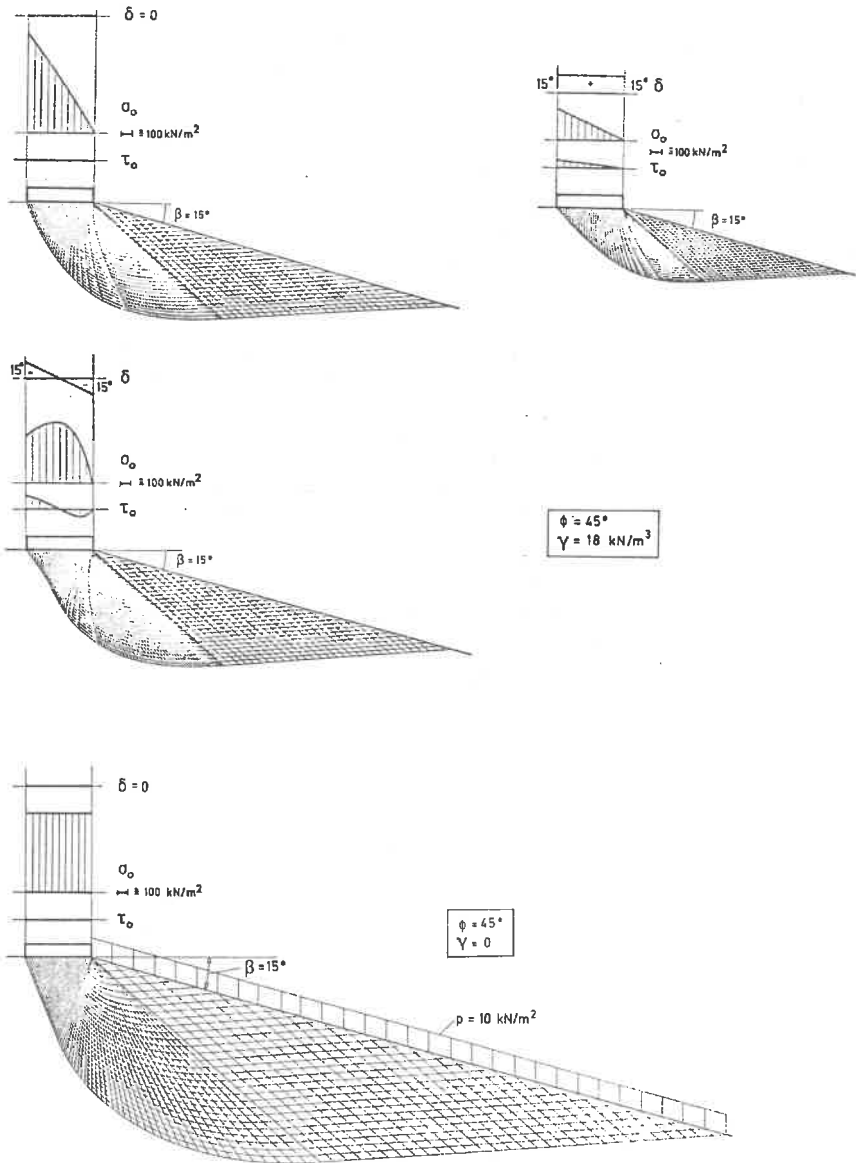


Bild 4.10: Fundament auf einer Böschung

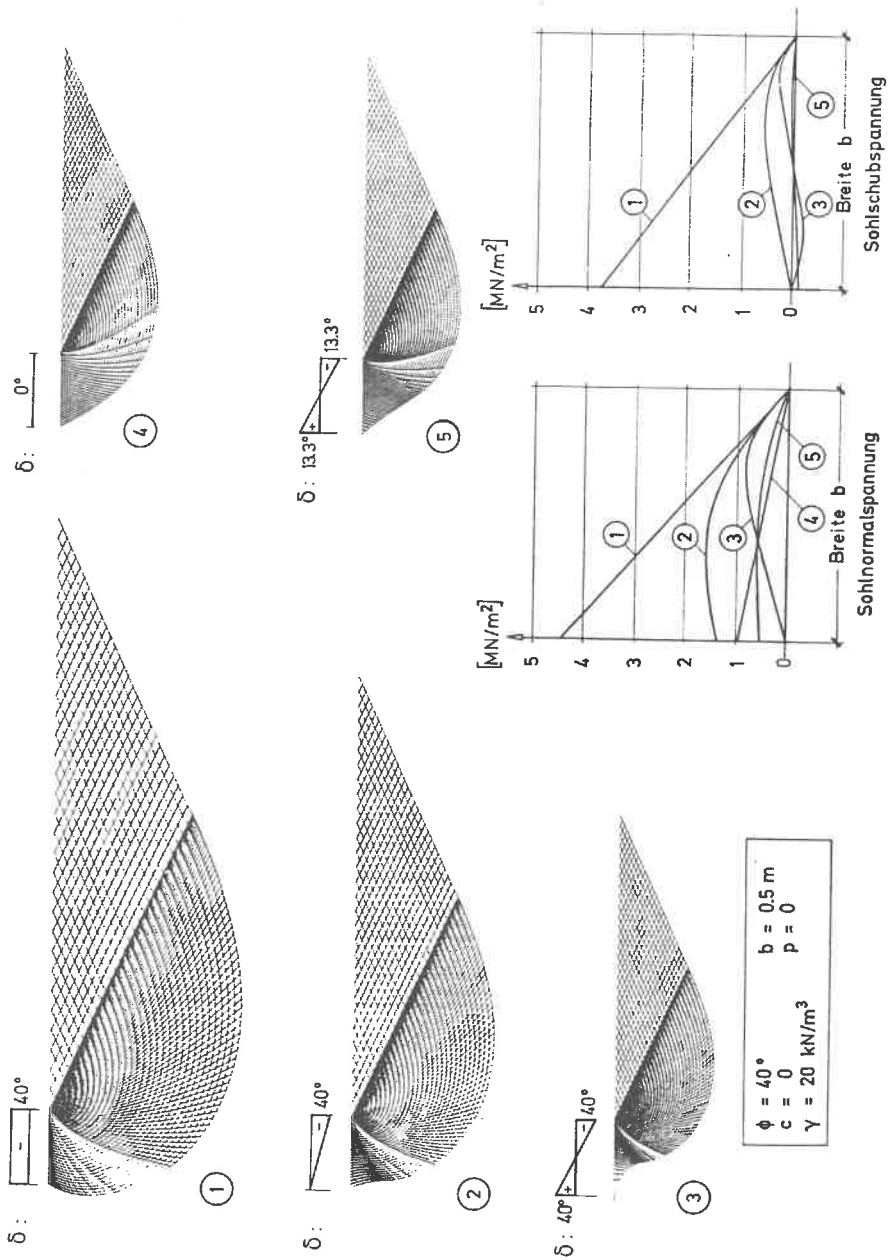


Bild 4.11: Einfluß der Sohlrauhigkeitsverteilung

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit ist in Bild 4.12 dargestellt. Durch Spiegelung an der Symmetrieachse werden symmetrische Bruchspannungsverteilungen erhalten. Der Berechnungsweg kann aber auch umgekehrt werden und die Fundamentsohle mit der durch Spiegelung erhaltenen Spannungsverteilung als bekannter Rand angenommen werden, wie dies in Bild 4.12 zu sehen ist.

Interessant ist hier die Ausdehnung des Charakteristikenfeldes unter dem gegebenen Rand, vor allem aber der Verlauf der Randcharakteristik. Im vorliegenden Beispiel werde angenommen, daß in den Eckpunkten die maximal mögliche Sohlrauhigkeit mobilisiert ist. Die Randcharakteristiken sind in den singulären Punkten parallel zur Fundamentsohle und schneiden sich in der Symmetrieachse unter dem Winkel $(90 - \phi)$. Zum Vergleich sind die Randcharakteristiken, die sich nach dem Verfahren von SMOLTCZYK (1960) ergeben, eingetragen. Diese Lösung, die auf der Annahme beruht, daß alle Spannungen im Übergangsbereich linear mit dem Abstand vom singulären Punkt von 0 anwachsen, ist nach dem Charakteristikenverfahren für eine unbelastete Halbraumoberfläche neben dem Fundament nicht zu erhalten. Erst durch eine größere Belastung, die aber eine seitliche Auflast erforderlich macht, verkleinert sich das Charakteristikenfeld, und der Verlauf der Randcharakteristik entspricht der des Verfahrens nach SMOLTCZYK.

Bei der praktischen Berechnung der Charakteristikenfelder zeigt sich, daß Überschneidungen von einzelnen Feldern auftreten können. Es kann somit nicht angenommen werden, daß für jede Spannungs-Randbedingung physikalisch zulässige Lösungen der Differentialgleichung existieren. Die Überschneidungen zeigen an, daß die mathematische Lösung der Differentialgleichung hier physikalisch unzulässig ist, weil es dazu erforderlich wäre, daß in einem Teilbereich des plastifizierten Bodens gleichzeitig zwei unterschiedliche Spannungszustände an ein und derselben Stelle existieren müßten.

Es ist also wichtig, die Charakteristikenfelder grafisch darzustellen, um solche Überschneidungen zu bemerken.

Die Auswirkung dieser Überschneidungen und die daraus resultierenden Einschränkungen in der freien Wahl der Randbedingungen werden

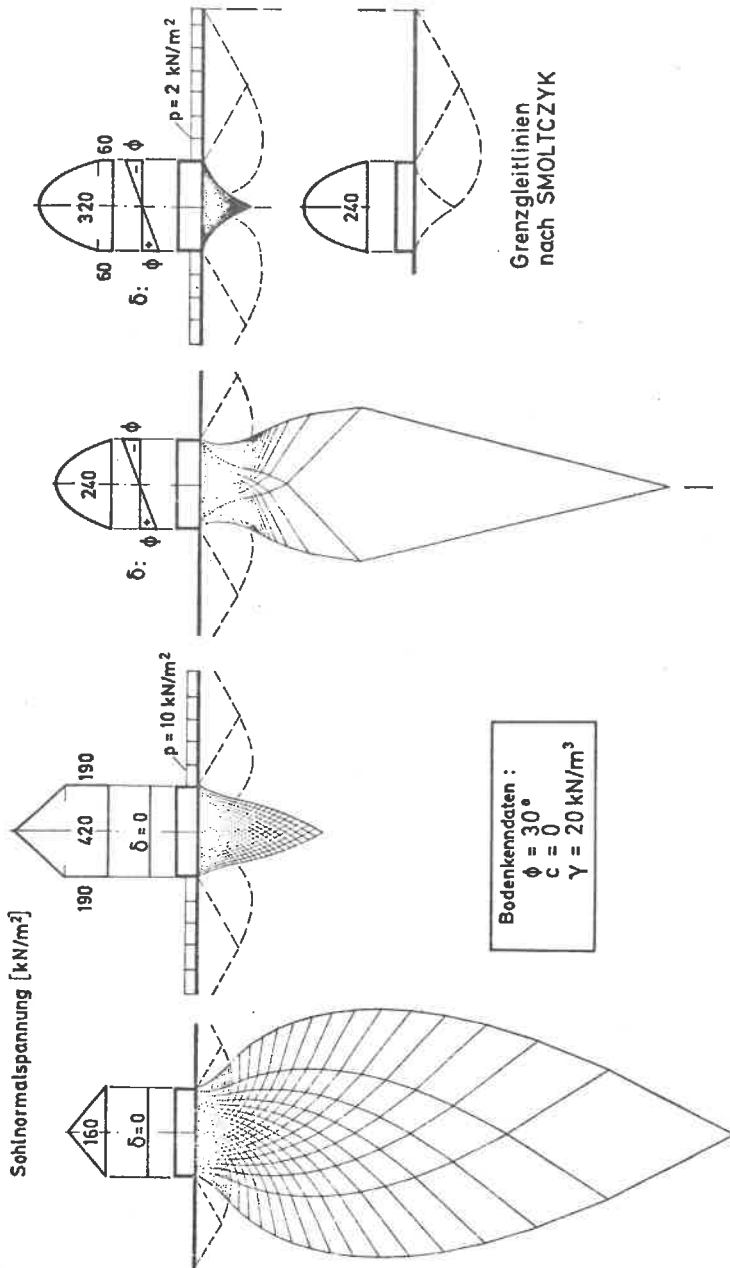


Bild 4.12: Felder von Spannungscharakteristiken

in den folgenden Abschnitten berücksichtigt.

4.3.3 Anwendung des Prinzips der mechanischen Ähnlichkeit

Im vorangegangenen Abschnitt wurde die Berechnung jeweils nur für eine bestimmte Geometrie und entsprechende Randbedingungen durchgeführt. Um die Ergebnisse allgemeiner anwenden zu können, werden dimensionslose Größen eingeführt, die bei geeigneter Definition Aussagen über Ähnlichkeitsbeziehungen ermöglichen.

Entsprechend den Ansätzen von SOKOLOVSKI (1960) werden bezogene Längen und bezogene Spannungen gemäß folgender Definition eingeführt:

$$\left. \begin{aligned} \bar{x} &= \frac{x}{b} ; \quad \bar{z} = \frac{z}{b} \\ \bar{\sigma}_x &= \frac{\sigma_x + H}{P} ; \quad \bar{\sigma}_z = \frac{\sigma_z + H}{P} ; \quad \bar{\tau}_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{P} \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned} \text{wobei gilt} \quad H &= c \cot \Phi \\ P &= p + c \cot \Phi \end{aligned}$$

(4.10) eingesetzt in die Gleichgewichtsbedingung (4.1) ergibt:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta z} &= \frac{P}{b} \frac{\delta \bar{\sigma}_x}{\delta \bar{x}} + \frac{P}{b} \frac{\delta \bar{\tau}_{zx}}{\delta \bar{z}} = \gamma \sin \alpha \\ \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} &= \frac{P}{b} \frac{\delta \bar{\sigma}_z}{\delta \bar{z}} + \frac{P}{b} \frac{\delta \bar{\tau}_{zx}}{\delta \bar{x}} = \gamma \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

Die Bruchbedingung (4.2)

$$\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_z)^2 + \tau_{zx}^2 = \frac{\sin \Phi}{4} (\sigma_x + \sigma_z + 2H)^2$$

wird zu

$$\frac{1}{4} P^2 (\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z)^2 + P^2 \bar{\tau}_{zx}^2 = \frac{\sin \Phi}{4} P^2 (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z)^2 \quad (4.12)$$

Mit $\alpha = 0$ ergeben sich hieraus die neuen Grundgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta \bar{\sigma}_x}{\delta \bar{x}} + \frac{\delta \bar{\tau}_{zx}}{\delta \bar{z}} &= \frac{\gamma}{P} \\ \frac{\delta \bar{\sigma}_z}{\delta \bar{z}} + \frac{\delta \bar{\tau}_{zx}}{\delta \bar{x}} &= 0 \\ \frac{1}{4} (\bar{\sigma}_x - \bar{\sigma}_z)^2 + \bar{\tau}_{zx}^2 &= \frac{\sin \Phi}{4} (\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_z)^2 \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

Aus dieser Schreibweise leitet SOKOLOVSKI (1960) für zwei zu vergleichende Bruchzustände eine wichtige Aussage ab, die sinngemäß lautet:

Die bezogenen Spannungen an korrespondierenden Punkten in geometrisch ähnlichen Bereichen sind ähnlich, wenn sie in den Werten ϕ und $(\gamma b/P)$ identisch sind.

Hiermit ist ein Prinzip der mechanischen Ähnlichkeit zur Behandlung von Bruchproblemen in Böden formuliert. Nach SOKOLOVSKI wurden mit diesem Ähnlichkeitsprinzip u.a. von SCHWARZ (1969) das Bruchverhalten vertikal gezogener Ankerplatten und von DAVIS / BOOKER (1971), KARAFIATH (1977) und POPE (1975) das Grundbruchverhalten von Fundamenten bei bestimmten Randbedingungen untersucht.

Für die praktische Anwendung lassen sich aus dem oben formulierten Gesetz interessante Schlußfolgerungen ableiten:

Für zwei zu vergleichende Bruchzustände I und II muß neben den ähnlichen Randbedingungen die Ähnlichkeitsbedingung gelten:

$$\left. \begin{aligned} \phi_I &= \phi_{II} = \phi \\ \frac{\gamma_I b_I}{p_I + c_I \cot \phi} &= \frac{\gamma_{II} b_{II}}{p_{II} + c_{II} \cot \phi} \end{aligned} \right\} \quad (4.14)$$

Unter diesen Voraussetzungen sind auch die bezogenen Spannungen an korrespondierenden Punkten gleich.

Für das Fundamentbeispiel bedeutet das für die Sohlspannungen (entsprechend Gleichung (4.10)):

$$\frac{q_I + c_I \cot \phi}{p_I + c_I \cot \phi} = \frac{q_{II} + c_{II} \cot \phi}{p_{II} + c_{II} \cot \phi} \quad (4.15)$$

Die Ähnlichkeitsbedingung (4.14) gilt auch dann, wenn in einem System nur die Wirkung der Kohäsion berücksichtigt werden muß ($p_I = 0$), im anderen nur die der Auflast ($c_{II} = 0$).

Es gilt dann:

$$\frac{\gamma_I b_I}{c \cot \phi} = \frac{\gamma_{II} b_{II}}{p_{II}}$$

Wie man sieht, ist die Wirkung der mit $\cot \phi$ multiplizierten Kohäsion c_I der Auflastwirkung p_{II} gleichwertig. Für das Versuchswesen hat das die Konsequenz, daß die bindigen Böden durch Versuche mit Sand ersetzt werden können (bei gleichem ϕ). Bei gleicher Geometrie würde sich für die Bruchsohlspannung ergeben:

$$\gamma_I b_I = \gamma_{II} b_{II}$$

$$p_{II} = c_I \cot \phi$$

$$q_I = q_{II} - p_{II}$$

Eine weiteren wichtige Aussage folgt aus der Tatsache, daß Modellversuche zur Bestimmung von zulässigen Belastungen gern mit dem in der Natur vorhandenen Boden im Labor durchgeführt werden und die Ergebnisse anschließend mit Hilfe des Längenmaßstabes auf den natürlichen Maßstab umgerechnet werden. Das Ähnlichkeitsprinzip lehrt dagegen folgendes: sind c , γ und ϕ im Model und in der Natur gleich, also

$$\phi = \phi_I = \phi_{II}$$

$$c = c_I = c_{II}$$

$$\gamma = \gamma_I = \gamma_{II}$$

so ergibt sich für die Umrechnung

$$\begin{aligned} \frac{\gamma b_I}{p_I + c \cot \phi} &= \frac{\gamma b_{II}}{p_{II} + c \cot \phi} \\ b_{II} &= \frac{p_{II} + c \cot \phi}{p_I + c \cot \phi} b_I \\ &= f b_I \end{aligned}$$

und für die Sohlspannungen

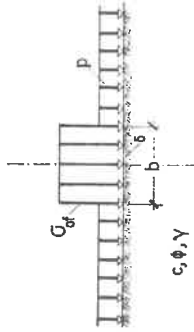
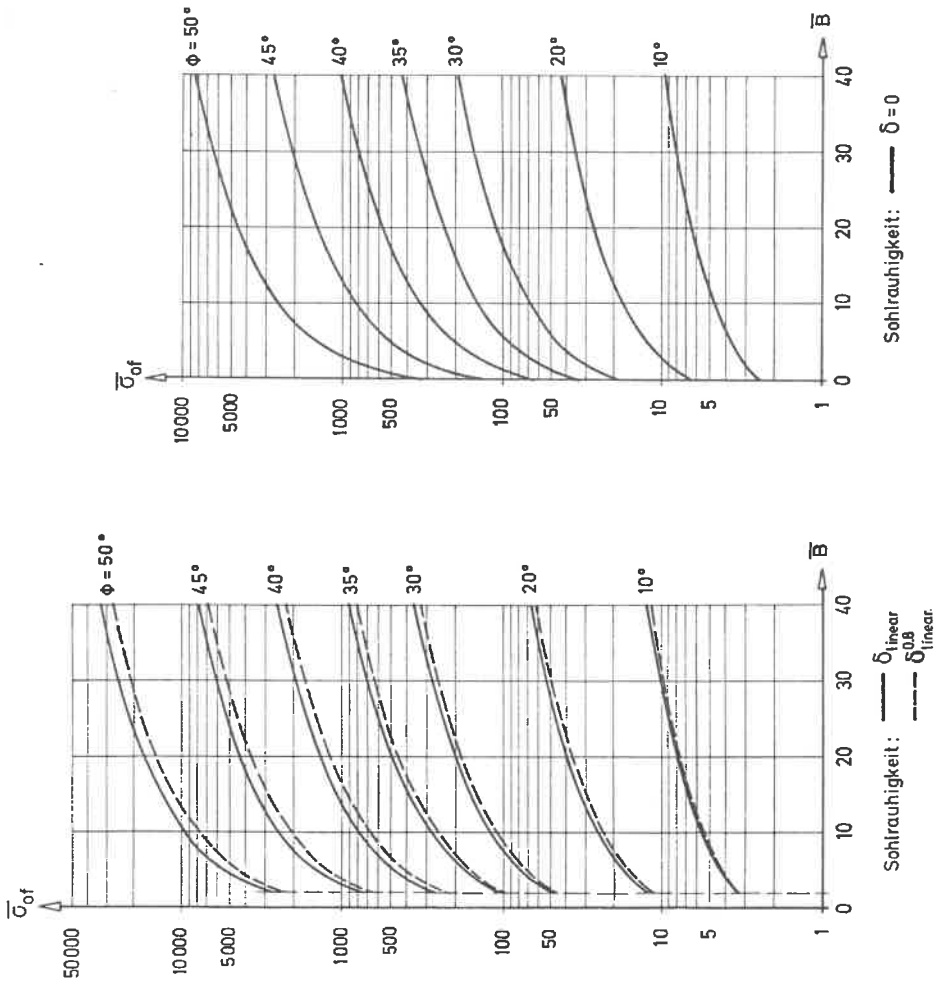
$$\begin{aligned} \frac{q_I + c \cot \phi}{p_I + c \cot \phi} &= \frac{q_{II} + c \cot \phi}{p_{II} + c \cot \phi} \\ q_{II} &= f (q_I + c \cot \phi) \end{aligned}$$

Das Ergebnis steht im Widerspruch zu dem in DIN 4017 angegebenen Berechnungsverfahren, wonach die Tragfähigkeitsanteile aus Gründungsbreite, -tiefe und Kohäsion beliebig superponiert werden dürfen.

Im folgenden soll nun mit Hilfe des Prinzips der mechanischen Ähnlichkeit untersucht werden, wie groß die Unterschiede zwischen den Tragfähigkeiten nach DIN 4017 und nach dem hier verwendeten plastizitätstheoretischen Ansatz sind.

In dimensionsloser Form läßt sich die mittlere Bodenspannung in der Sohlfluge beim Grundbruch $\bar{\sigma}_0$ für alle Kombinationen von ϕ , γ , b , p , c und δ in einem Diagramm darstellen.

In Bild 4.13 sind die dimensionslosen Sohlnormalspannungen $\bar{\sigma}_0$ in Abhängigkeit von ϕ und δ über der dimensionslosen Fundamentbreite $\bar{B}$ aufgetragen.



$$\bar{B} = \frac{\gamma b}{p + c \cot \phi}$$

$$G_{of} = \bar{G}_{of} (p + c \cot \phi) - c \cot \phi$$

Bild 4.13: Dimensionslose Tragfähigkeitswerte

Die Ergebnisse zeigen, daß die Sohlrauigkeit einen großen Einfluß auf die Grundbruch-Sohlspannung hat und sowohl Größe als auch Verteilung des Sohlreibungswinkels δ über die Fundamentbreite eine Rolle spielen.

Nach den in Abschnitt 3.7 (Oberflächenrauigkeit und Sohlreibung) zusammengetragenen Beobachtungen wurde daher zwischen folgenden Sohlreibungsverhältnissen unterschieden:

- $\delta = 0$: völlig glatte Fundamentsohle; kommt in der Praxis nicht vor, ermöglicht aber den Vergleich mit anderen Theorien.
- δ_{linear} : Kohäsions- und Reibungsanteil ändern sich linear von 0 in der Fundamentmitte (aus Symmetriegründen) bis auf die Maximalwerte von ϕ und c unter der Fundamentecke.
- $\delta_{\text{linear}}^{0,8}$: wie Ansatz δ_{linear} , jedoch werden unter den Fundamentecken nicht die Maximalwerte von ϕ und c erreicht, sondern nur $(0,8 \cdot \phi)$ und $(0,8 \cdot c)$. Für Reibungswinkel $\phi > 30^\circ$ dürfte dies der realistische Ansatz für die Sohlrauigkeit sein.

Wegen der in Abschnitt 4.3.2 angesprochenen Überschneidungen der Charakteristikenfelder muß die Gültigkeit der in Bild 4.13 dargestellten Ergebnisse für die rauhen Fundamentsohlen auf die Werte $\bar{B} > 2$ beschränkt werden. Für $\delta = 0$ gilt diese Einschränkung nicht.

Für große Werte $(p + c \cot \phi)$ ergeben sich für die dargestellten Rauigkeiten unter der Fundamentecke $\delta = \phi$ und $\delta = 0,8 \cdot \phi$ Überschneidungen von Übergangs- und Endfeld. Diese Überschneidungen können durch Ansatz kleinerer Sohlrauigkeiten oder durch Konstruktion von Spannungs-Diskontinuitätslinien (siehe hierzu DE JOSSELIN DE JONG (1979)) verhindert werden.

Interessant sind in diesem Zusammenhang die Untersuchungen von BIA-REZ / WACK / BUREL (1961), nach denen der Einfluß der Sohlrauigkeit auf die Tragfähigkeit mit wachsender Einbindetiefe abnimmt. Für $t/b > 1$ wurde kein Einfluß der Sohlrauigkeit mehr festgestellt. Da bei der Untersuchung auch Fundamente mit halbrauher Sohle ($\delta = \phi/2$) verwendet wurden, bedeutet das, daß der zum Zeitpunkt des Grundbruchs mobilisierte Sohlreibungswinkel bei den rauhen Fundamenten höchstens gleich dem δ - Wert des halbrauhen Fundaments sein kann.

Mit wachsender seitlicher Auflast p (bzw. c) sinkt der Einfluß des Bodeneigengewichts auf die Tragfähigkeit des Fundaments. Einen Sonderfall stellt schließlich der Fall $\gamma = 0$ dar.

Formal läßt sich ein dem Tragfähigkeitsbeiwert λ_t (für den Einfluß der seitlichen Auflast) entsprechender Wert aus der Berechnung ableiten. Bei der Ableitung von λ_t wurde in DIN 4017 entsprechend dem PRANDTL'schen Ansatz von einem gewichtslosen Halbraum ausgegangen ($\gamma = 0$).

Setzt man in der hier durchgeführten Ableitung auch $\gamma = 0$, so gilt für die dimensionslose Breite $\bar{B} = 0$. Für $\bar{B} = 0$ und eine bestimmte Kombination von ϕ , c und δ ergibt sich für die dimensionslose Sohlnormalspannung $\bar{\sigma}_{of}$ ein bestimmter Wert A .

Es gilt dann:

$$\bar{B} = 0 \longrightarrow \bar{\sigma}_{of} = \frac{\sigma_{of} + c \cot \phi}{p + c \cot \phi} = A$$

$$\sigma_{of} = A p + (A - 1) c \cot \phi$$

$$\text{Für } A = \lambda_t \longrightarrow \sigma_{of} = p \lambda_t + (\lambda_t - 1) c \cot \phi \quad (4.16)$$

$$\lambda_c = (\lambda_t - 1) \cot \phi$$

Gleichung (4.16) ist identisch mit der in DIN 4017 verwendeten Formel für die Berechnung der Bruchspannung im gewichtslosen Boden.

Allerdings sind diese Lösungen nach den hier durchgeführten Untersuchungen wegen der möglichen Überschneidungen nicht für beliebige Sohllauhigkeiten gültig.

In Anlehnung an die von BIAREZ / WACK / BUREL (1961) gemachten Feststellungen soll zu den schon eingeführten Sohllauhigkeitsverhältnissen noch eine Sohllauhigkeit $\delta_{linear}^{0,5}$ eingeführt werden, die für große Werte ($p + c \cot \phi$), bzw. für $\gamma = 0$ angewendet werden soll und die wie folgt definiert wird:

$\delta_{linear}^{0,5}$: Kohäsions- und Reibungsanteil der Sohlschubspannung ändern sich linear von 0 in der Fundamentmitte bis auf die Werte $(0,5 \cdot \phi)$ und $(0,5 \cdot c)$ unter der Fundamentecke.

Die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_1 sind in Abhängigkeit von ϕ und δ in Bild 4.14 dargestellt. Der in DIN 4017 gewählte Ansatz für λ_1 entspricht in plastizitätstheoretischer Hinsicht demjenigen für eine völlig glatte Sohle ($\delta = 0$). Die Auswirkung dieses Ansatzes soll weiter unten diskutiert werden.

In Bild 4.14 sind auch die Ergebnisse des Sonderfalls des auf der Oberfläche eines reinen Reibungsboden gegründeten Fundaments, für den $p = 0$ und $c = 0$ gilt, dargestellt. Für diesen Fall ergibt das Prinzip der mechanischen Ähnlichkeit für beliebige Kombinationen von γ und b konstante dimensionslose Sohlnormspannungen $\frac{\sigma_{of}}{\gamma b}$, die natürlich noch von ϕ und δ abhängen. Wenn man das Ergebnis mit der Grundbruchformel der DIN 4017 vergleicht, entspricht die Konstante formal dem Tragfähigkeitsbeiwert λ_b für den Einfluß der Gründungsbreite.

$$\frac{\sigma_{of}}{\gamma b} = \text{const} = \lambda_b \quad \longrightarrow \quad \sigma_{of} = \gamma b \lambda_b$$

Zum Vergleich sind in Bild 4.14 neben den λ_b - Werten der DIN 4017 und denen nach MEYERHOF auch die für unterschiedliche Sohlrauhigkeiten erhaltenen λ_b - Werte nach den Grenzwertsätzen angegeben, wie sie z.B. von VOLLENWEIDER (1970) oder DE BOER / MENTLEIN (1977) abgeleitet werden. Wie zu sehen ist, sind die Unterschiede der für einen bestimmten Scherwinkel ϕ nach den Grenzwertsätzen erhaltenen λ_b - Werte in der gleichen Größenordnung wie die durch die verschiedenen Sohlrauhigkeiten verursachten Unterschiede. Es fällt auf, daß die mit Hilfe der Näherungslösungen (DIN 4017, MEYERHOF, Charakteristiken-Verfahren) erhaltenen Tragfähigkeitsbeiwerte λ_b zwischen den Werten der oberen und unteren Grenzwerte liegen, also dort, wo nach der Theorie auch die exakten Werte liegen müßten. Von diesem Verfahren ist das Charakteristiken-Verfahren physikalisch am besten begründet. Somit kann mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit behauptet werden, daß die Lösung nach dem Charakteristiken-Verfahren der exakten Lösung sehr nahe kommen dürfte, obwohl dies nicht bewiesen werden kann. Die Hauptschwierigkeit der Angabe der "richtigen" Lösung steckt aber nicht im fehlenden Beweis, sondern in der ungesicherten Annahme der maßgebenden Sohlrauhigkeitsverteilung, welche aber durch die Experimente eingeeignet werden kann.

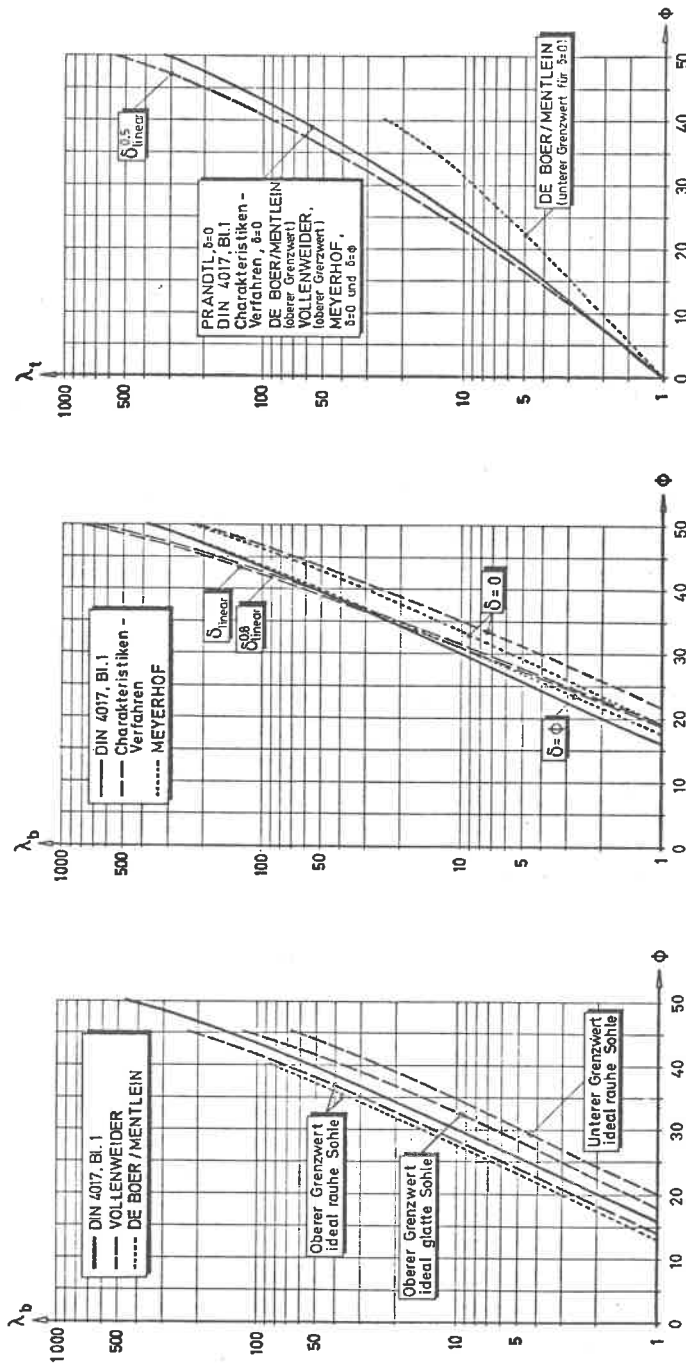


Bild 4.14: Theoretische Tragfähigkeitsbeiwerte

Die der DIN 4017, Blatt 1, zugrundegelegte Form der Grundbruchgleichung kann ebenso wie die Ergebnisse des plastizitätstheoretischen Ansatzes in dimensionsloser Form dargestellt werden. Dabei läßt sich die Bruchspannung σ_{of} für jede Kombination der in die Berechnung eingehenden Größen in einem Diagramm angeben.

Für Streifenfundamente gilt mit $p = \gamma t$

$$\frac{\sigma_{of} + c \cot \phi}{p + c \cot \phi} = \lambda_t + \frac{b \gamma}{p + c \cot \phi} \lambda_b$$

$$\bar{\sigma}_{of} = \lambda_t + \bar{B} \lambda_b \quad (4.17)$$

Das Ergebnis der Auswertung der Gleichung (4.17) für $\phi = 30^\circ$ und $\phi = 40^\circ$ ist in Bild 4.15 dargestellt.

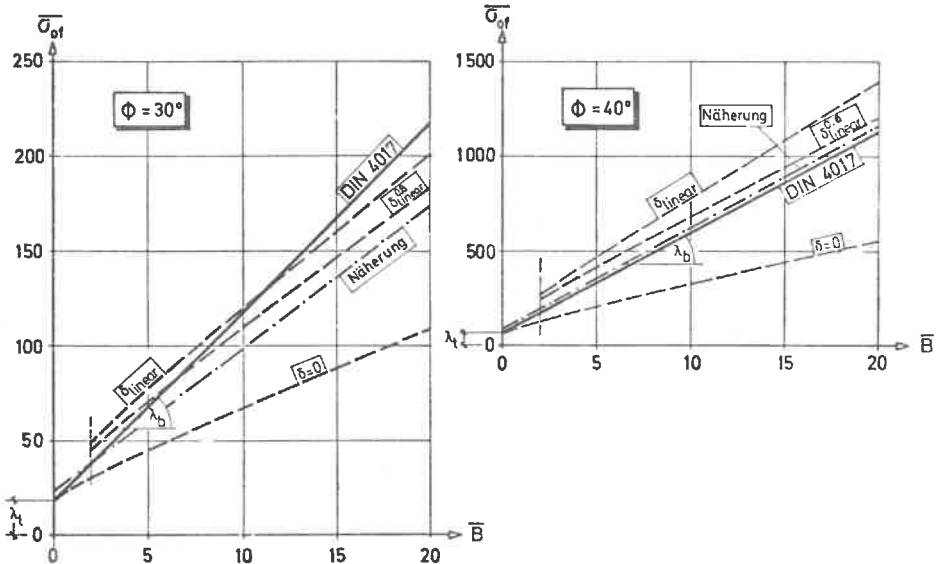


Bild 4.15: Dimensionslose Tragfähigkeitswerte

Zum Vergleich sind die entsprechenden Ergebnisse der Berechnung nach dem Charakteristiken-Verfahren eingezeichnet.

Für kleine $\bar{B}$ -Werte wird die dimensionslose Sohlnormalspannung $\bar{\sigma}_{of}$ hauptsächlich von λ_t beeinflusst. Da die DIN 4017 den kleinstmöglichen Wert für λ_t (für $\delta = 0$) zugrundelegt, sind die $\bar{\sigma}_{of}$ -Werte nach DIN insgesamt kleiner als die $\bar{\sigma}_{of}$ -Werte nach der Charakteristiken-Methode.

Mit zunehmendem Einfluß von λ_b , also mit steigenden $\bar{B}$ -Werten, stimmt diese Tendenz nur noch für $\phi > 40^\circ$, da für $\phi < 40^\circ$ die λ_b - Werte der DIN 4017 größer sind als die des Charakteristiken-Verfahrens.

Ein vollständiger Überblick ist in der in Bild 4.16 gewählten Darstellung gegeben.

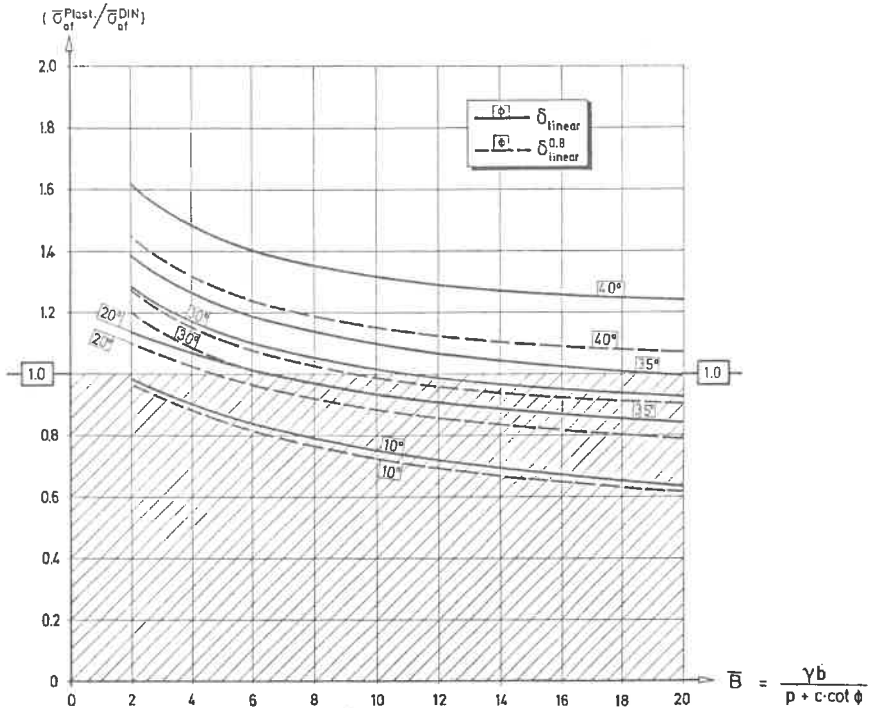


Bild 4.16: Vergleich

Mit der Annahme, daß der theoretisch besser begründete Ansatz nach dem Charakteristiken-Verfahren realistische Sohlnormalspannungen für den Bruchzustand liefert, stellt der Quotient $(Q = \sigma_{of}^{CHARAK.} / \sigma_{of}^{DIN})$ ein Maß dafür dar, wieweit die nach DIN 4017 berechneten Bruchlasten auf der sicheren Seite ($Q > 1$), bzw. unsicheren Seite ($Q < 1$) liegen.

$\bar{B}$ -Werte ≤ 5 repräsentieren den für praktische Belange interessanten Bereich. Die zugehörigen Quotienten ($\bar{\sigma}_{of}^{CHARAK.} / \bar{\sigma}_{of}^{DIN}$) sind fast durchweg > 1 , liefern also Bruchlasten auf der sicheren Seite. Die Ursache hierfür ist der für eine völlig glatte Sohle ($\delta=0$) berechnete λ_1 -Wert der DIN 4017. Die teilweise sehr weit auf der sicheren Seite liegenden Bruchlasten sind aber durchaus sinnvoll, da in diesem Bereich, z.B. für größere Kohäsionswerte, bisher kaum Versuchsergebnisse vorliegen.

Kritisch ist der Bereich für größere Werte $\bar{B}$ und Scherwinkel $\phi < 30^\circ$ also der Bereich der Gründungen auf schwach bindigen Böden, da hier mit den DIN-Werten möglicherweise zu große Bruchlasten berechnet werden. Allerdings werden Gründungen auf solchen Böden eher nach einem hier nicht berücksichtigten Verformungskriterium bemessen. Abschließend kann festgestellt werden, daß die in DIN 4017 empfohlene Grundbruchgleichung Ergebnisse liefert, die in der oben beschriebenen Weise mit den Ergebnissen nach plastomechanischen Ansätzen verglichen werden können. Der Vergleich zeigt, daß der Gedanke der Superposition durchaus beibehalten werden kann, wenn den beiden Grundfällen, aus denen die Bruchlasten superponiert werden (also λ_b aus $p = 0, c = 0, \gamma \neq 0$; λ_c und λ_t aus $p \neq 0, c \neq 0, \gamma = 0$), realistische Randbedingungen, d.h. auch realistische Sohlrauhigkeiten, zugrundegelegt werden.

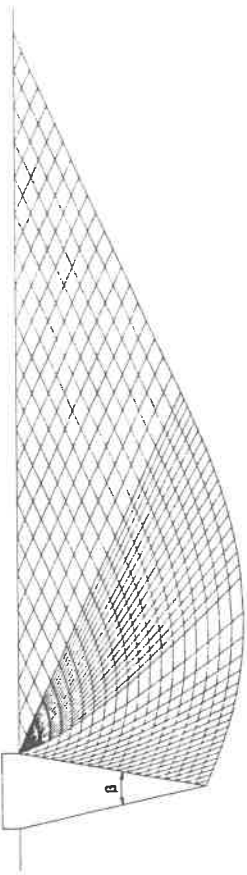
Unter Beibehaltung des Superpositionsprinzips wird nun auf der Basis der Ergebnisse der Berechnung nach dem Charakteristiken-Verfahren eine Näherungslösung vorgeschlagen, die davon ausgeht, daß für die λ_b -Werte Sohlrauhigkeiten entsprechend $\delta_{linear}^{0.8}$, für die λ_t -Werte solche entsprechend $\delta_{linear}^{0.5}$ angesetzt werden.

Zur Verdeutlichung dieses Gedankens sind auch diese Kurven in Bild 4.15 dargestellt. Die hierbei gegenüber den genauen Werten nach dem Charakteristiken-Verfahren, bzw. gegenüber den Werten der DIN 4017 auftretenden Abweichungen können dem Bild entnommen werden.

4.3.4 Anwendung auf das Fundament mit keilförmiger Sohle

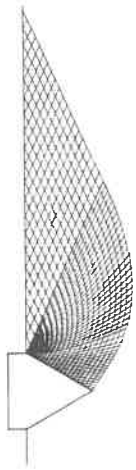
Das am Beispiel des Fundaments mit ebener Sohle dargestellte Prinzip der mechanischen Ähnlichkeit wird nun auf Fundamente mit keilförmiger Sohle angewendet. In Bild 4.17 ist der Einfluß des Keilwinkels bei sonst gleichen Verhältnissen für eine bestimmte Kombination

28/4° - 32°



$\beta = 20^\circ$

21/3° - 32°



$\beta = 60^\circ$

14/2° - 32°



$\beta = 100^\circ$

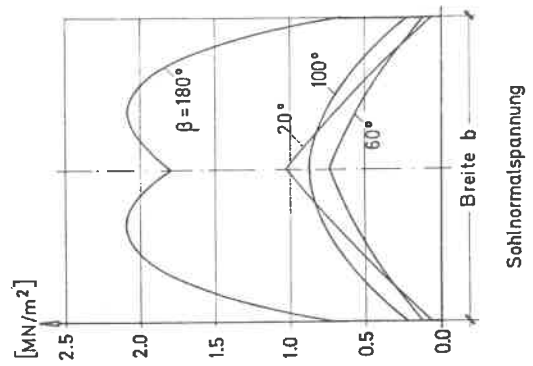
32°



$\beta = 180^\circ$

$\phi = 40^\circ$
 $c = 0$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$b = 10 \text{ m}$
 $p = 5 \text{ kN/m}^2$
 608
linear



Sohnlnormalspannung
 $[\text{MN/m}^2]$

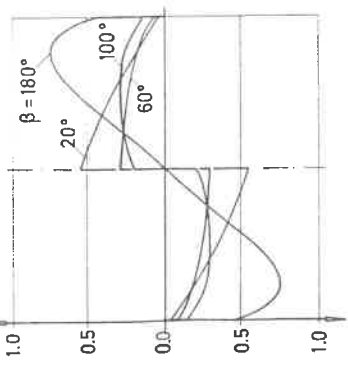


Bild 4.17: Einfluß des Keilwinkels

der Werte ϕ , c , γ und p dargestellt.

Die Ergebnisse der mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens durchgeführten Berechnungen werden auch für keilförmige Sohlflächen genügend genau durch die Grenzwerte λ_t (für $\bar{B} = 0$) und λ_b (für $p=0$ und $c=0$) beschrieben. Der Unterschied zwischen der genauen Berechnung und dem Näherungsverfahren beträgt maximal 20 % und tritt bei dem Fundament mit ebener Sohle auf, wobei die Näherungslösung immer Werte auf der sicheren Seite ergibt.

Die Grundbruchgleichung für Streifenfundamente mit keilförmigen Sohlflächen kann in der herkömmlichen Form beibehalten werden.

Es gilt:

$$\sigma_{of} = \gamma b \lambda_{b\beta} + p \lambda_{t\beta} + c \lambda_{c\beta}$$

$$\text{mit } \lambda_{c\beta} = (\lambda_{t\beta} - 1) \cot \phi$$

$$p = \gamma t$$

Die Tragfähigkeitsbeiwerte (Bilder 6.1 und 6.2) hängen jetzt neben ϕ und δ auch noch vom Keilwinkel β ab. Der Fall der ebenen Fundamentsohle ist mit $\beta = 180^\circ$ ebenfalls in der Lösung enthalten.

Die Bruchlasten werden in starkem Maße von der Größe und Verteilung der Sohlreibung beeinflusst. Für die ebene Fundamentsohle, also für $\beta = 180^\circ$, wurde von einer Sohl Schubspannung ausgegangen, die sich linear von 0 unter der Fundamentmitte auf einen Maximalwert unter den Fundamenträndern ändert.

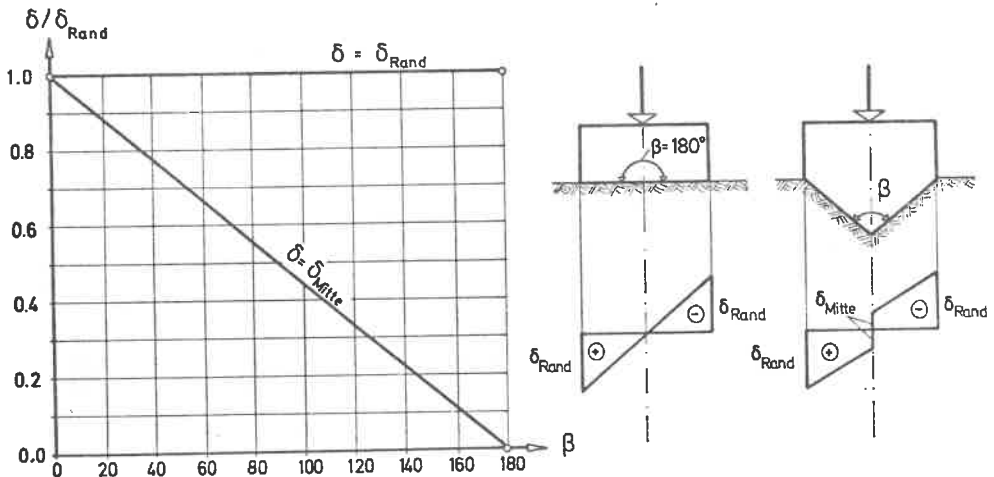


Bild 4.18: Annahmen für die Sohlrauigkeit bei den Keilen

Demgegenüber sollte für $\beta=0$, also für die lotrechte Wand, von einem über die Tiefe konstanten Reibungsbeiwert ausgegangen werden, der hier gleich dem Maximalwert gesetzt wird.

Der Sohlreibungsbeiwert unter der Fundamentmitte δ_{Mitte} muß sich also in irgendeiner Form von $\delta_{\text{Mitte}} = 0$ für $\beta = 180^\circ$ auf $\delta_{\text{Mitte}} = \delta_{\text{max.}}$ für $\beta = 0$ ändern. Mangels vorhandener Versuchsergebnisse wurde die lineare Abhängigkeit als die einfachste Form ausgewählt. Das Ergebnis ist in Bild 4.18 dargestellt.

Die Berechnungen wurden für Sohlrauhigkeiten mit δ_{Rand} entsprechend den in Abschnitt 4.3.3 definierten Verhältnissen durchgeführt.

5. Nachrechnung der Modellversuche

5.1 ALLGEMEINES

Das in diesem Abschnitt behandelte Verfahren, mit Hilfe von experimentellen und theoretischen Untersuchungen einen Berechnungsvorschlag für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Streifenfundamenten in Sand zu machen, ist stark vereinfacht in Bild 5.1 dargestellt.

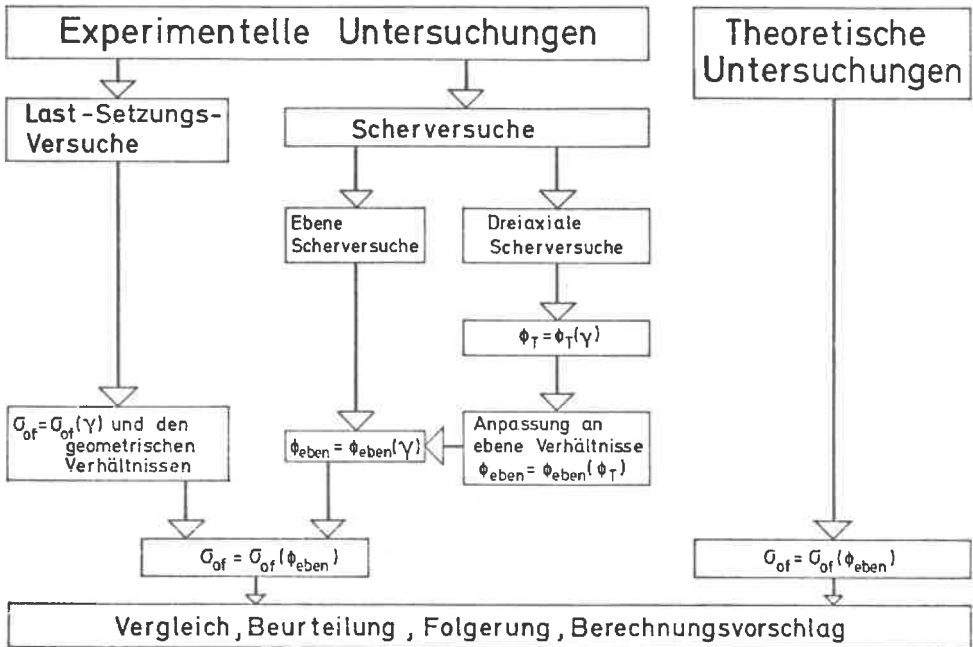


Bild 5.1: Ablaufschema

Für bestimmte geometrische Verhältnisse werden in dem ausgewählten Bodenmaterial Last-Setzungs-Versuche durchgeführt und die erhaltenen Bruchspannungen in Abhängigkeit von der Einbaudichte γ dargestellt.

$$\sigma_{of} = \sigma_{of}(\gamma)$$

Zusammen mit dem Ergebnis der parallel dazu durchgeführten Scherversuche

$$\phi = \phi(\gamma)$$

wird als Ergebnis der experimentellen Untersuchung die Abhängigkeit

$$\sigma_{of} = \sigma_{of}(\phi)$$

erhalten.

Dieselbe Abhängigkeit folgt aus der theoretischen Untersuchung.

Als nächster Schritt kann aus dem Vergleich und der Beurteilung ein Berechnungsvorschlag gemacht werden.

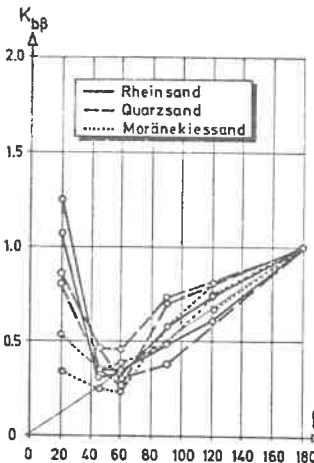
Ein wesentlicher Gesichtspunkt bei dieser Vorgehensweise ist die Voraussetzung, daß sowohl den experimentellen als auch den theoretischen Untersuchungen der gleiche Formänderungszustand zugrundegelegt wird.

Der Berechnungsvorschlag der DIN 4017, Blatt 1, entspricht einem ebenen Formänderungszustand. Die hiervon abweichenden Fundamentformen werden durch Formbeiwerte berücksichtigt.

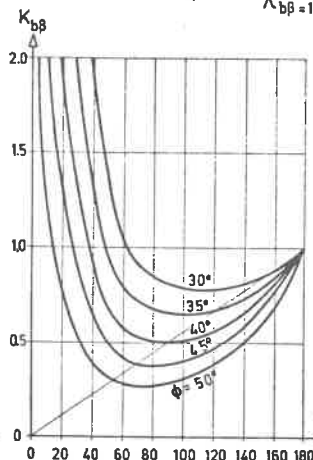
5.2 VERGLEICH DER TRAGLASTEN NACH DEN UNTERSCHIEDLICHEN BERECHNUNGSANSÄTZEN UND DEN VERSUCHSERGEBNISSEN

Zur Darstellung des Einflusses des Spitzenwinkels auf die Traglast von keilförmigen Fundamenten wurden in den Bildern 5.2 und 5.3 die aus den Versuchen abgeleiteten Tragfähigkeitsbeiwerte für die keilförmigen Sohlflächen auf die Beiwerte des ebenen Fundaments bezogen und die so erhaltenen Quotienten $K_{b\beta}$ und K_{β} über dem Spitzenwinkel aufgetragen.

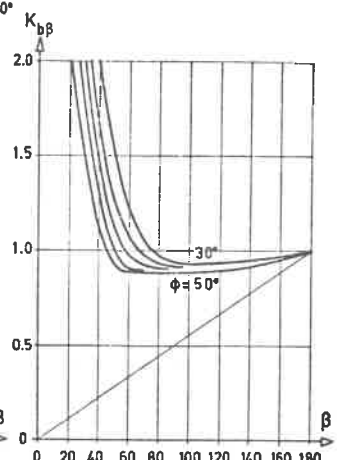
Bezogener Tragfähigkeitsbeiwert $K_{b\beta} = \frac{\lambda_{b\beta}}{\lambda_{b\beta=180^\circ}}$



Versuchsergebnisse



Charakteristiken -
Verfahren, $\delta_{\text{linear}}^{0.8}$



MEYERHOF, $\delta = \text{const.} = 0.8 \cdot \phi$

Bild 5.2: Vergleich

Ausgehend vom Fundament mit ebener Sohle nimmt der bezogene Tragfähigkeitsbeiwert $K_{t\beta}$ mit spitzer werdendem Keilwinkel ab, erreicht bei $\beta \approx 45^\circ$ ein Minimum und nimmt für noch kleinere β - Werte wieder rasch zu.

Für den bezogenen Tragfähigkeitsbeiwert $K_{t\beta}$ gilt im Prinzip das gleiche, nur ist der Abfall hier nicht so stark, das Minimum liegt bei $\beta \approx 90^\circ$.

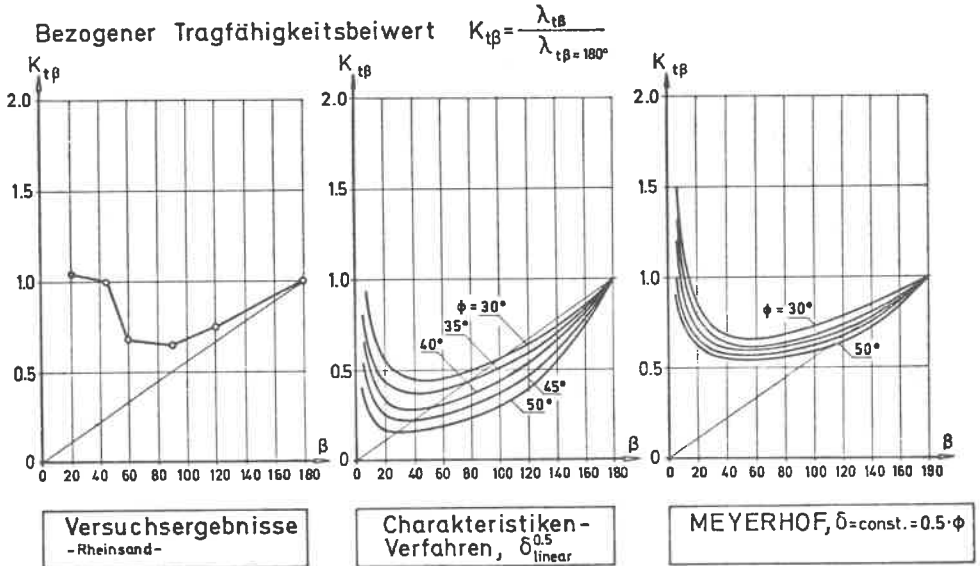
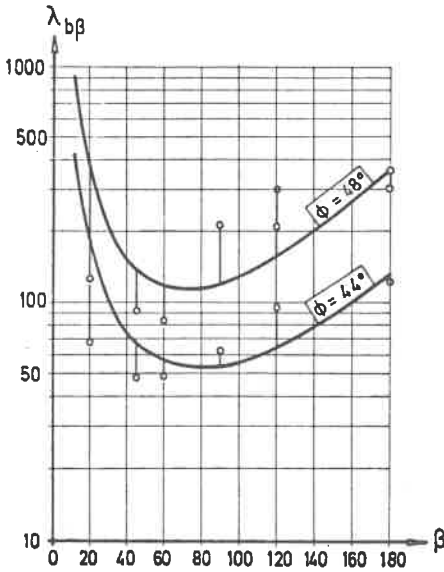


Bild 5.3: Vergleich

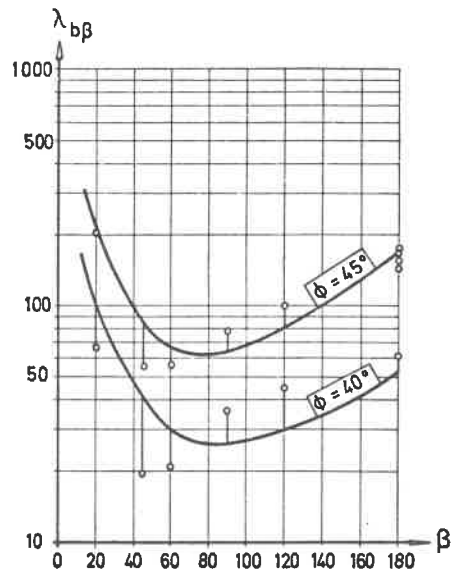
Der Vergleich mit den ebenfalls in den Bildern dargestellten Ergebnissen des Charakteristiken-Verfahrens und des Ansatzes nach MEYERHOF zeigt, daß der in Abhängigkeit von β festgestellte Tragfähigkeitsabfall durch den Ansatz des Charakteristiken-Verfahrens besser wiedergegeben wird.

In Bild 5.4 wurden den für verschiedene Sandarten bei unterschiedlichen Rohdichten gemessenen Tragfähigkeiten diejenigen Werte aus der Berechnung mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens gegenübergestellt, welche sich den Versuchswerten jeweils am besten anpaßten. Wie zu sehen ist, ergab sich diese beste Übereinstimmung ausnahmslos für ϕ - Werte, die gleich groß oder größer waren als die der Einbaudichte entsprechenden Scherwinkel ϕ_{eben} aus den Dreiaxialversuchen.

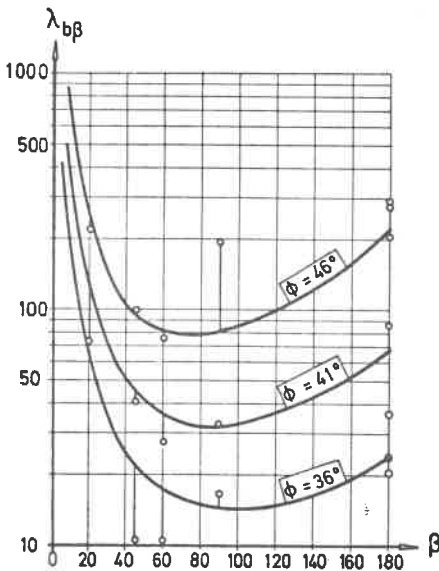
Moränekiessand



Rheinsand



Quarzsand



Rheinsand

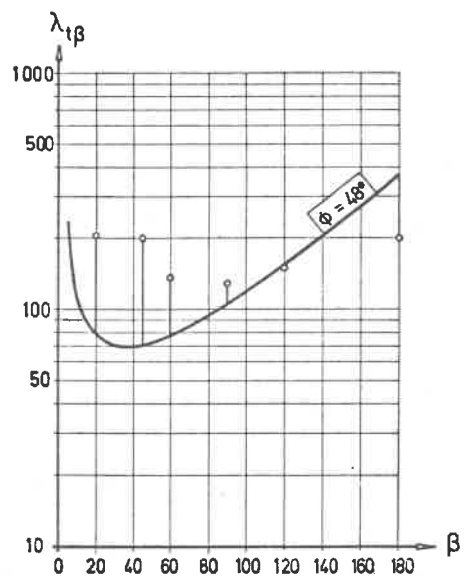


Bild 5.4: Vergleich zwischen Versuchs- ($\circ$) und Rechen-
werten (—)

Bodenart	der bei der Versuchserie vorhandenen Einbaudichte entsprechen- de Scherwinkel ϕ_T aus den Dreiaxial- versuchen	Scherwinkel ϕ_{eben} für den beste Über- einstimmung mit dem Ansatz nach dem Charakteristiken- Verfahren vorhanden	
		für $\lambda_{b\beta}$	für $\lambda_{t\beta}$
Rheinsand	42,3°	45°	48°
	40,1°	40°	
Moränekiessand	46,5°	48°	
	44,4°	44°	
Quarzsand	39,8°	46°	
	37,4°	41°	
	33,0°	36°	

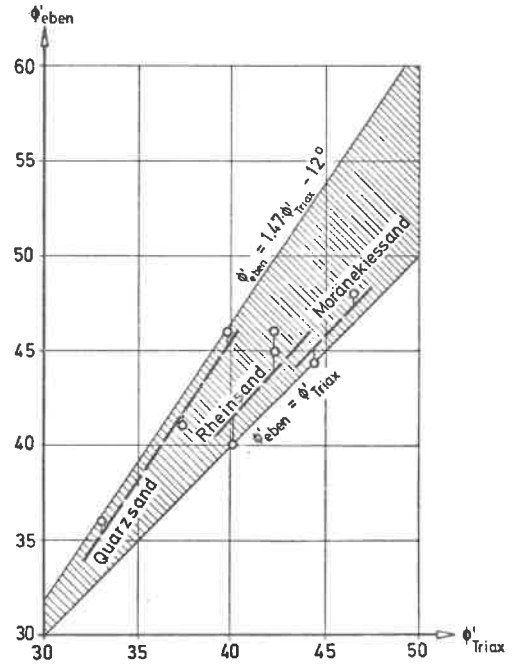


Bild 5.5:

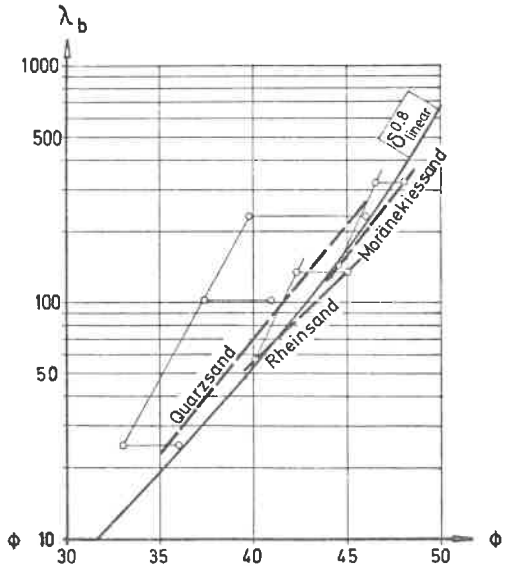
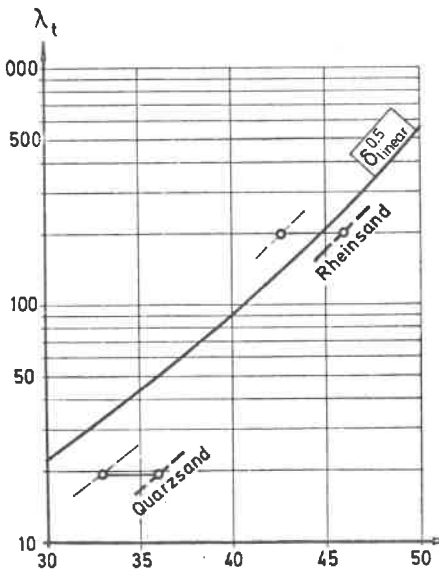


Bild 5.6: Entsprechend Bild 5.5 geänderte Abhängigkeiten

$\lambda = \lambda (\phi)$ für die Versuchsergebnisse mit $\beta = 180^\circ$

Wenn man diese Abhängigkeit graphisch darstellt, fallen die für die beste Übereinstimmung erforderlichen Scherwinkel ϕ_{eben} in den Bereich, der in Bild 5.5 die Größenordnung kennzeichnet, um die die Scherwinkel aus den Dreiaxialversuchen bei der Anwendung auf ebene Probleme vergrößert werden müssen.

Überträgt man diese aus Bild 5.5 abgeleitete Erhöhung auf die Fundamente mit ebener Sohle, so zeigt sich, daß auch die Abhängigkeiten $\lambda_b = \lambda_b(\phi)$ und $\lambda_t = \lambda_t(\phi)$ gut durch den Ansatz des Charakteristiken-Verfahrens wiedergegeben werden.

Zum Beweis der Zulässigkeit dieser Erhöhung wären Scherversuche unter ebenen Formänderungsbedingungen durchzuführen. Da aber die bisher veröffentlichten Versuchsergebnisse (siehe Abschnitt 3.3.3) allesamt diese Erhöhung zeigen, müßte sich dies auch für die hier verwendeten Bodenarten ergeben. So entspricht z.B. die von LEUSSINK et al (1966) für einen dem hier verwendeten Rheinsand sehr ähnlichen Boden angegebene Erhöhung der Scherwinkel dem aus den Versuchen abgeleiteten Betrag.

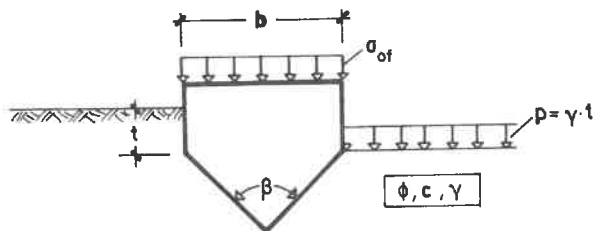
6. Vorschlag für die Berechnung der Tragfähigkeit von Flachfundamenten mit keilförmiger Sohlenform

Wie in den vorangegangenen Abschnitten gezeigt wurde, kann die Tragfähigkeit von keilförmigen Fundamentquerschnitten mit Hilfe der Verfahren von MINTSKOVSKI (siehe Abschnitt 2.2), MEYERHOF (siehe Abschnitt 4.2) oder nach dem Charakteristikenverfahren berechnet werden. Alle drei Verfahren zeigen eine Abnahme der Tragfähigkeitsbeiwerte mit spitzer werdendem Keil und das erneute Anwachsen dieser Werte für kleine Spitzenwinkel. Dieser Sachverhalt entspricht den aus der Literatur bekannten Ergebnissen und auch den Ergebnissen der hier durchgeführten Versuche.

Obwohl das von MEYERHOF entwickelte Verfahren den Vorteil hat, bei Grundbruchberechnungen auch die Scherfestigkeit der oberhalb des Gründungshorizonts liegenden Bodenschichten zu berücksichtigen, beinhaltet es auch zahlreiche methodische Nachteile, wie z.B. das Betrachten verschiedener Gleitflächen bei der Bestimmung von λ_b und λ_t , vom Verhältnis t/b abhängende Tragfähigkeitsbeiwerte, eine gleichmäßig verteilte Auflast p auf der "äquivalenten freien Oberfläche", u.a. m.

MINTSKOVSKI betrachtet nur den gewichtslosen Halbraum und vernachlässigt den Einfluß von λ_b auf die Tragfähigkeit völlig.

Für die im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen mit mittig belasteten Flachgründungen mit keilförmiger Sohlenform wird auf Grund der Überlegungen in den vorangegangenen Abschnitten folgende Grundbruchgleichung empfohlen:



$$\sigma_{of} = \gamma b \lambda_{b\beta} + p \lambda_{t\beta} + c \lambda_{c\beta}$$

$$\text{mit } \lambda_{c\beta} = (\lambda_{t\beta} - 1) \cot \phi$$

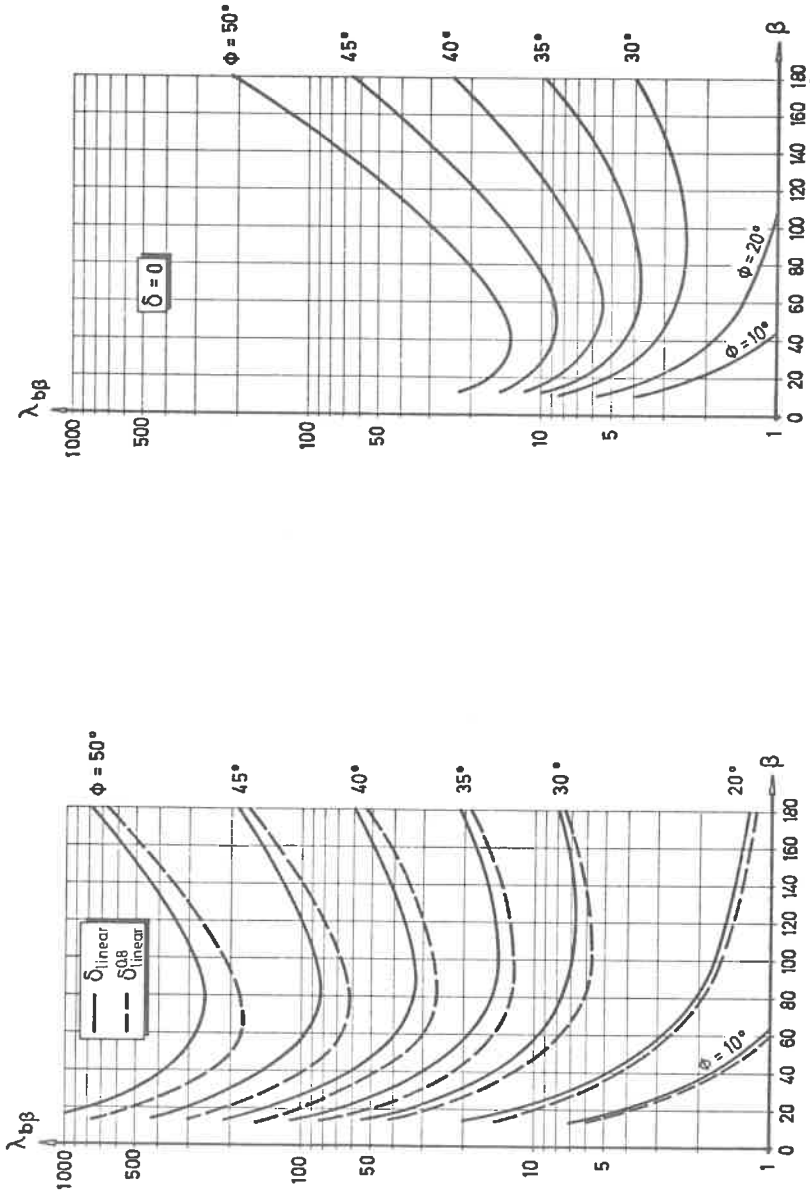


Bild 6.1: Theoretische Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$

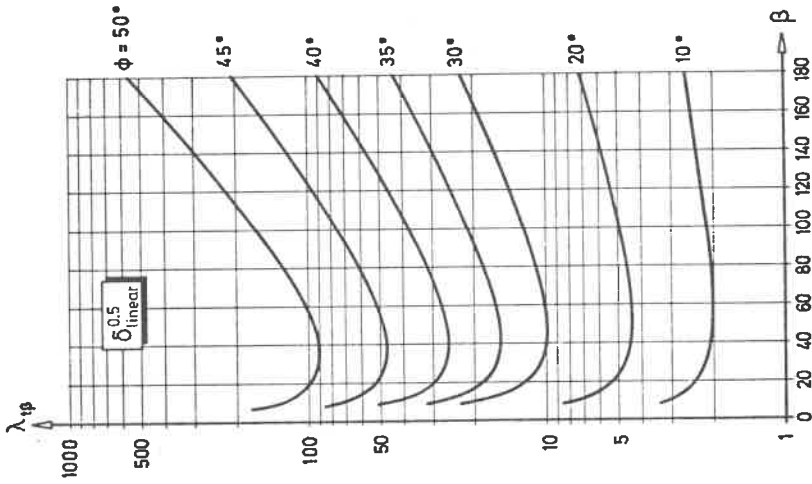
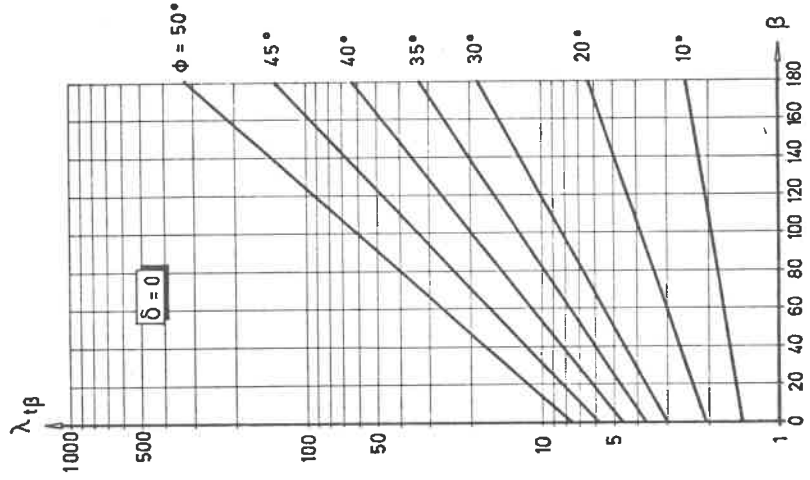


Bild 6.2: Theoretische Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{t\beta}$

Dabei sind die mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens bestimmten Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ (Bild 6.1) und $\lambda_{t\beta}$ (Bild 6.2) zu verwenden.

In der oben empfohlenen Form der Grundbruchgleichung werden die in Versuchen festgestellten Sohlreibungsverhältnisse durch die in der Näherungslösung vorgeschlagene Superposition aus den Anteilen mit $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ berücksichtigt. Dazu werden einerseits die $\lambda_{b\beta}$ - Werte für $\delta_{linear}^{0.8}$ berechnet und damit der bei Flachgründungen stärker mobilisierten Sohlreibung Rechnung getragen, andererseits die $\lambda_{t\beta}$ - Werte für $\delta_{linear}^{0.5}$ bestimmt. Die mobilisierte Sohlreibung ändert sich dabei entsprechend Bild 4.18 linear von dem unter Fundamentmitte geltenden Wert auf den Wert unter der Ecke.

7. Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit hatte das Ziel, den Einfluß der Querschnittsgestaltung auf die Traglast eines Fundaments zu untersuchen. Aus der Vielzahl der möglichen Querschnittsformen wurde die Keilform ausgewählt.

Eine Zusammenstellung der in der Literatur zu diesem Problem veröffentlichten Ergebnisse zeigt einheitlich, daß die Eindringungswiderstände, ausgehend von dem Körper mit ebener Sohle, mit spitzer werdendem Querschnitt zunächst abnehmen, um für ganz spitze Keile oder Kegel wieder anzuwachsen. Diese Ergebnisse stehen zumindest teilweise im Widerspruch zu den Feststellungen von VESIC (1973) und auch der DIN 1054, wonach keine Beeinflussung der Tragfähigkeit erwartet wird, solange der Keilquerschnitt des Fundaments innerhalb des mit dem Fundament versinkenden Bodenkeils (Spitzenwinkel $(\frac{\pi}{2} - \phi)$) liegt.

Zur experimentellen Bestimmung der Traglasten in Abhängigkeit vom Keilwinkel wurde zunächst eine Versuchseinrichtung zur Simulation von unendlich langen Streifenfundamenten entwickelt. Hierzu wurde ein Versuchskasten mit den Lichtraummaßen 1 x 1 x 2 m gebaut. Das von Wand zu Wand reichende Fundament ist in Längsrichtung in drei Teile zerschnitten, wobei für die Auswertung nur die über das Mittelstück abfließenden Kräfte, die unbeeinflusst von den Randstörungen sind, betrachtet werden.

Bei den Versuchen kamen zwei Fundamentgarnituren zum Einsatz: Holzfundamente, bespannt mit Schmirgelleinwand und Betonfundamente. Untersucht wurden Fundamentbreiten zwischen 6 und 18 cm, sowie Fundamente mit Spitzenwinkeln zwischen 180° (ebenes Fundament) und 20°.

Grundbruchversuche in drei verschiedenen nichtbindigen Böden mit jeweils unterschiedlichen Wichten zeigten eine deutliche Abnahme der Bruchlasten mit spitzer werdendem Keil. Die kleinsten Traglasten wurden für Keilwinkel zwischen 45° und 60° gemessen. Für noch kleinere Spitzenwinkel nahm die Traglast wieder zu.

Die Nachrechnung der im Versuch erhaltenen Traglasten erfolgte mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens, bei dem, ausgehend von einem gegebenen Rand, Spannungsfelder konstruiert werden, die im ganzen betrachteten Bereich mit den äußeren Lasten im Gleichgewicht stehen und überall die Bruchbedingung erfüllen. Die Ergebnisse werden mit Hilfe

des Prinzips der mechanischen Ähnlichkeit in dimensionsloser Form dargestellt.

Es zeigt sich, daß Größe und Verteilung der Sohlschubspannungen einen großen Einfluß auf die Traglast ausüben. Unter Berücksichtigung von im Versuch gemessenen Sohlrauhigkeiten wird für die praktische Traglastberechnung von Streifenfundamenten eine Grundbruchgleichung empfohlen, die formal gleich aufgebaut ist wie die in DIN 4017 angegebene Gleichung, mit dem Unterschied, daß die Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$, $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ jetzt noch vom Keilwinkel des Fundamentquerschnitts abhängen.

Die Anwendung bleibt nicht auf den keilförmigen Querschnitt beschränkt, denn die Tragfähigkeiten von keil-ähnlichen Querschnitten lassen sich ebenfalls abschätzen.

Der im Beiblatt DIN 1054 empfohlene Nachweis für Fundamentquerschnitte mit Verspringungen der Sohlfläche (siehe Bild 1.2) kann also nicht als zutreffend angesehen werden, da einmal die experimentellen Untersuchungen (Bild 1.3) eine Beeinflussung des mit dem Fundament absinkenden Bodenkeils durch die Querschnittsform zeigen, zum anderen die im Versuch gemessenen Bruchlasten für Keile, die noch innerhalb des Bodenkeils liegen, kleiner sind als diejenigen für eine ebene Sohle.

So lassen sich die Traglasten für abgetreppte oder abgeschrägte Fundamente (siehe Bild 7.1) sicherlich zutreffender dadurch abschätzen, daß die Tragfähigkeit des den Fundamentquerschnitt umreisenden Keils berücksichtigt wird.

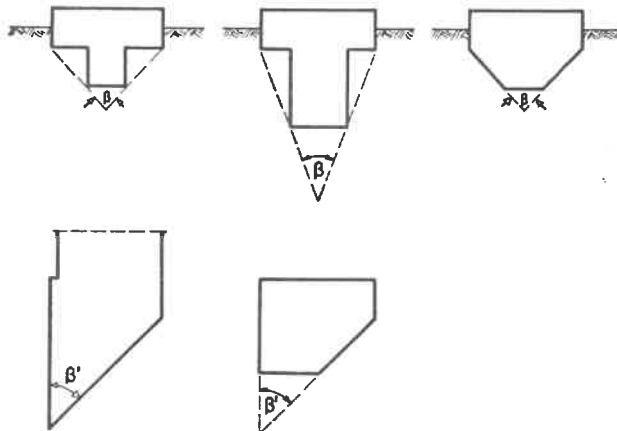


Bild 7.1:

Selbst für unsymmetrische Querschnitte, die durch die Grundbruchformel der DIN 4017 nicht mehr erfaßt werden, kann mit Hilfe des Charakteristiken-Verfahrens eine Abschätzung der Tragfähigkeit durchgeführt werden. Dies kann natürlich nicht mit der oben angegebenen Formel erfolgen, sondern es muß eine Einzelberechnung durchgeführt werden.

Anhang

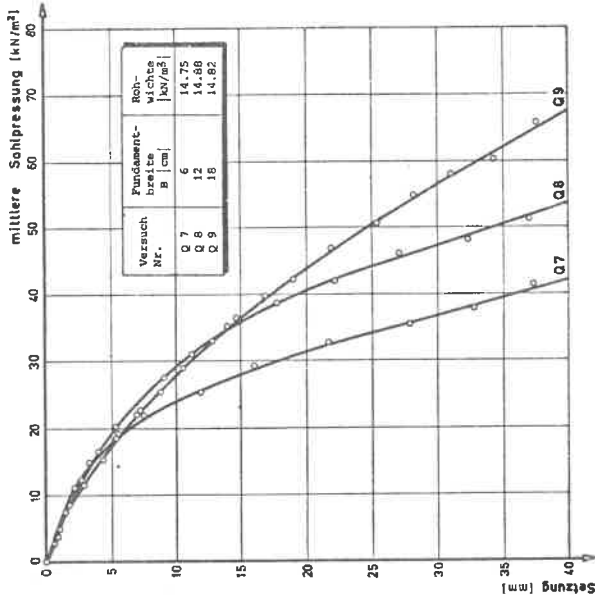


Bild A02 :
Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Breite

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmirgelleinwand bespannt
 $\alpha = 180^\circ$
 $\beta = 180^\circ$

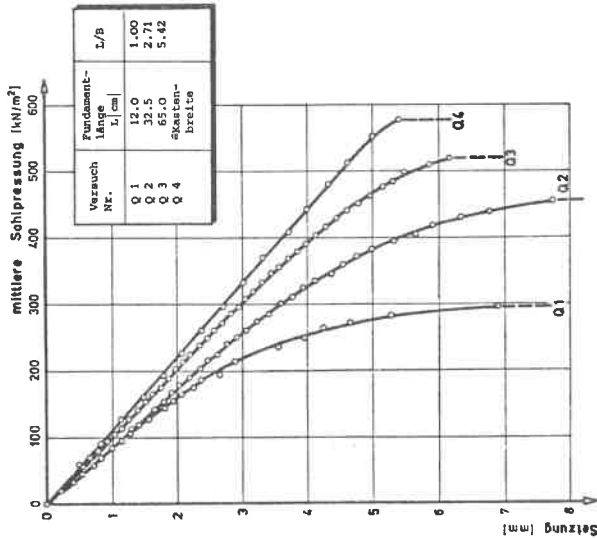


Bild A01 :
Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Form

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmirgelleinwand bespannt
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$
 $\alpha = 180^\circ$
 $\beta = 180^\circ$
 $\gamma = 1.555 \text{ kN/m}^3$

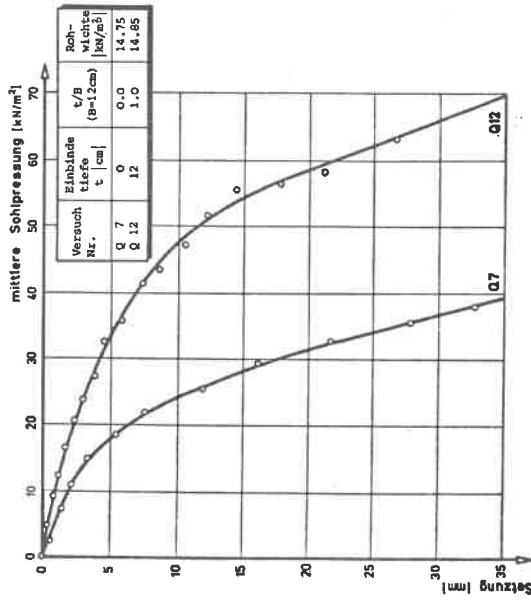


Bild A 03: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmirgelleinwand bespannt
t = 6 cm,
b = 100

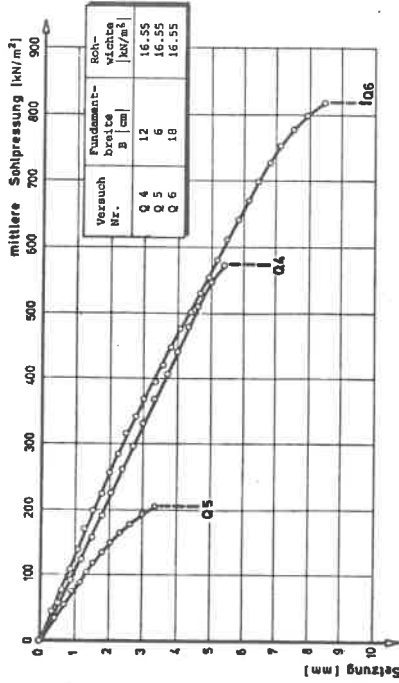


Bild A 04: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Breite

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmirgelleinwand bespannt
t = 0
b = 100

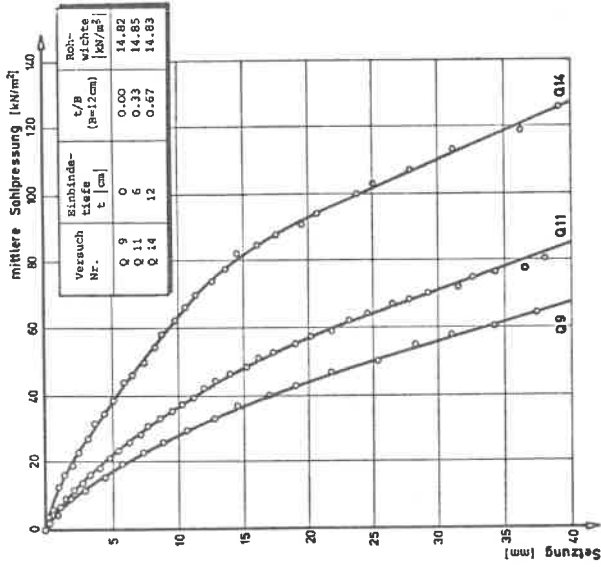


Bild A 05: Last-Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Quersand
Holzfundamente, mit Schmilgeleinwand bespannt
B = 18 cm
β = 160°

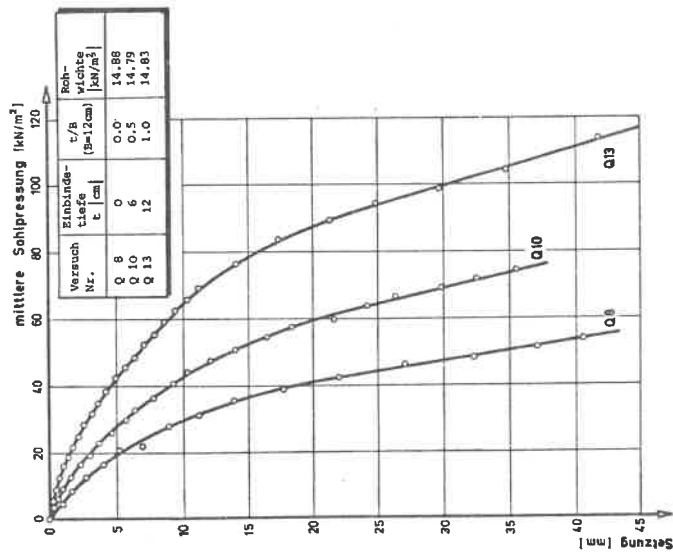


Bild A 06: Last-Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Quersand
Holzfundamente, mit Schmilgeleinwand bespannt
B = 12 cm
β = 160°

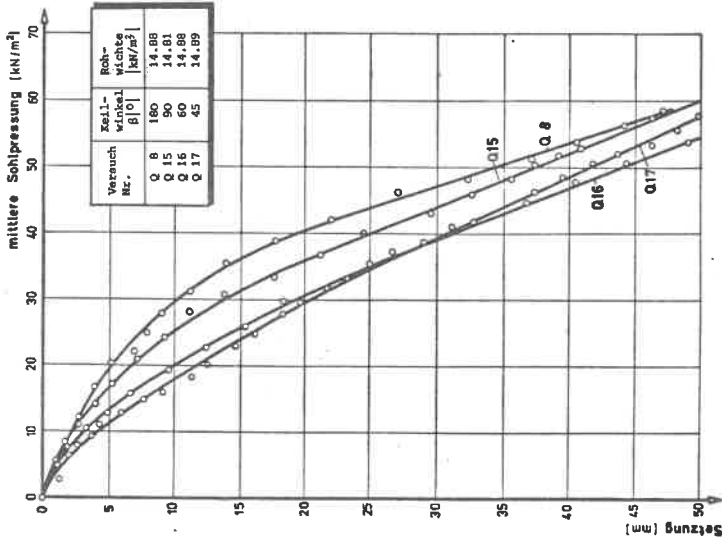


Bild A07: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmitzeinwand bespannt
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$

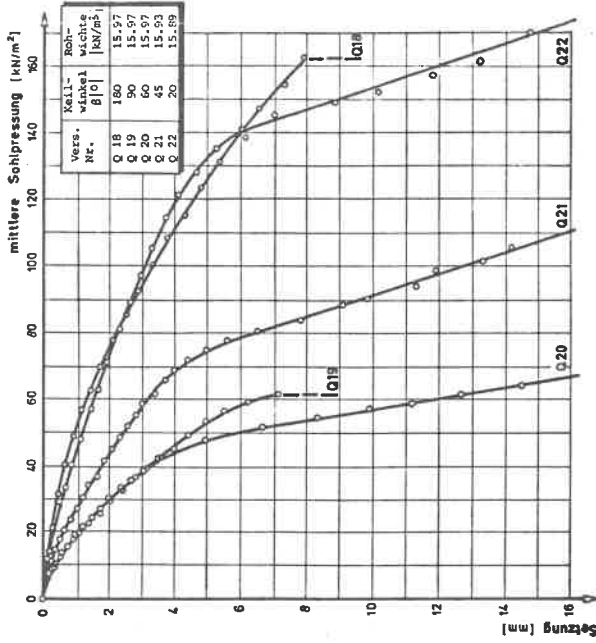
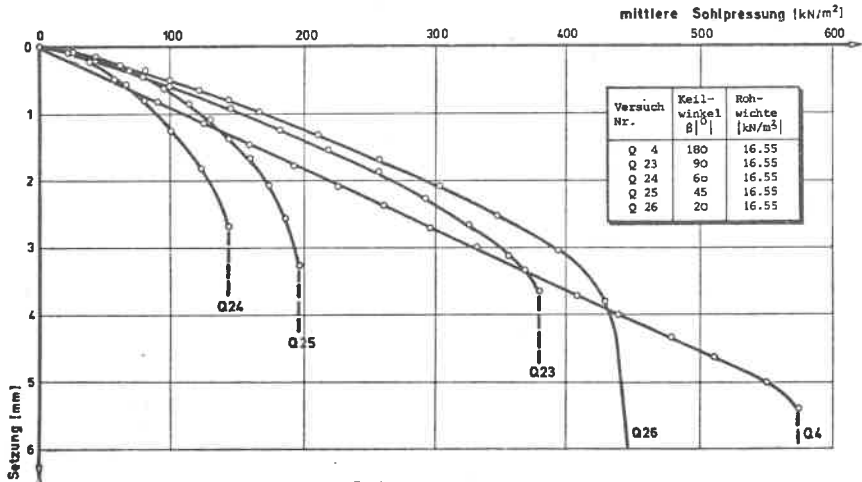


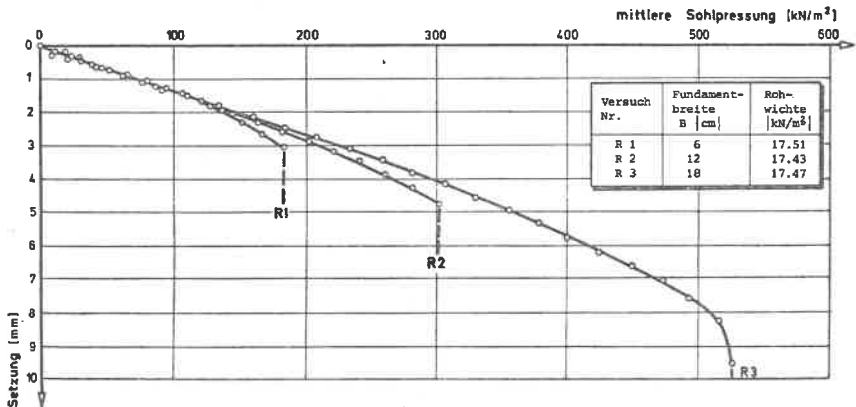
Bild A08: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmitzeinwand bespannt
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$



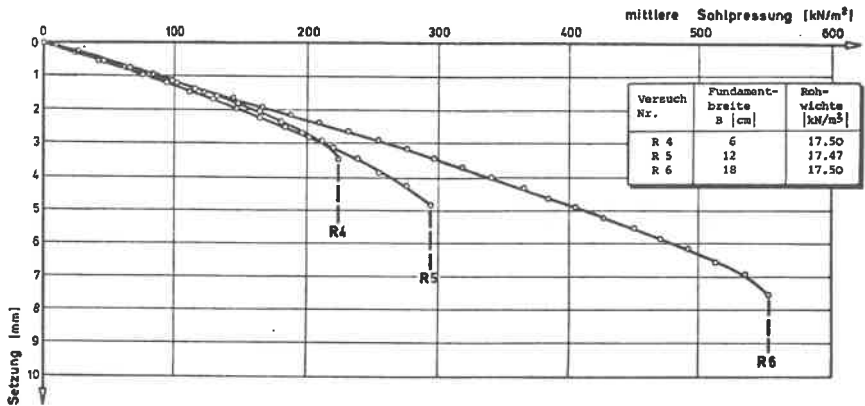
**Bild A09: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels**

Quarzsand
Holzfundamente, mit Schmirgelleinwand bespannt
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$



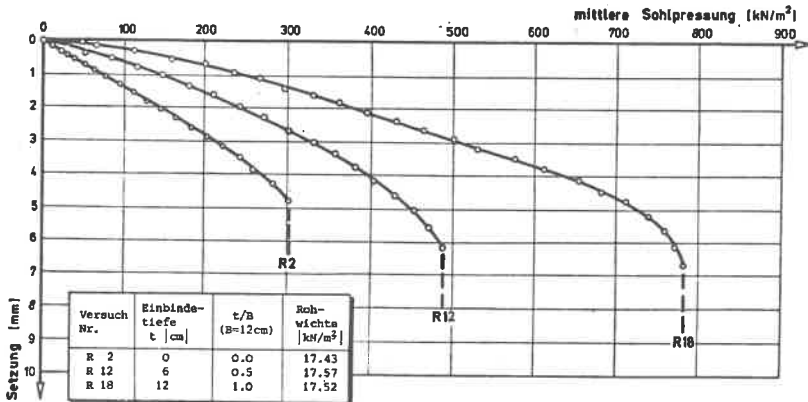
**Bild A10: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Breite**

Rheinsand
Betonfundamente
 $t = 0$
 $\beta = 180^\circ$



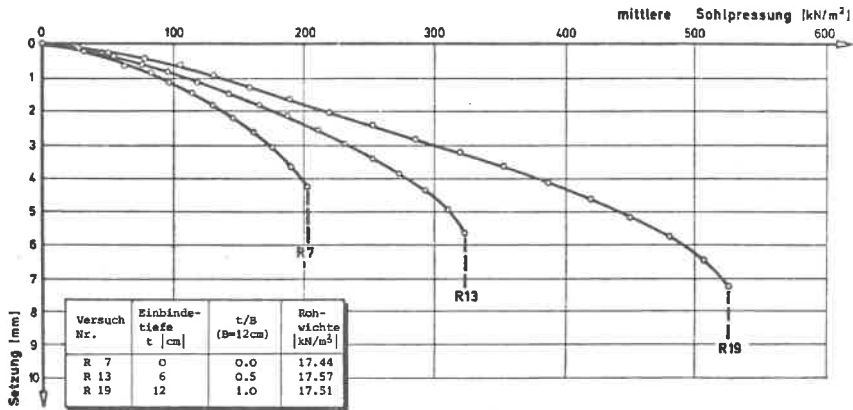
**Bild A11: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Breite**

Rheinsand
Holzfundamente, bespannt mit Schmirgelleinwand
 $t = 0$
 $\alpha = 180^\circ$



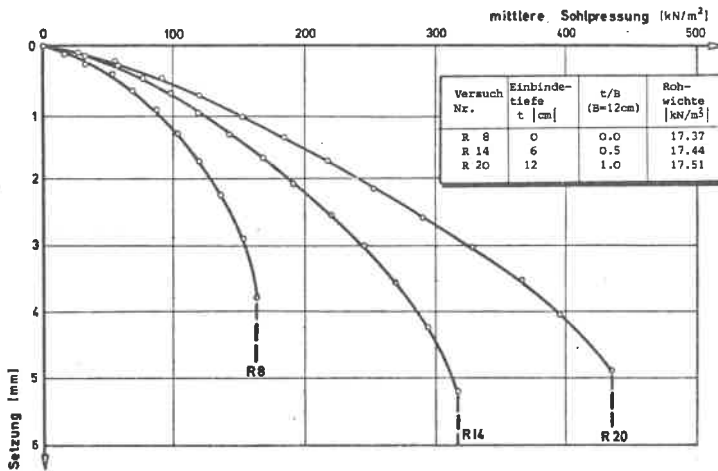
**Bild A12: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe**

Rheinsand
Betonfundamente
 $B = 12$ cm
 $\alpha = 180^\circ$



**Bild A13: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe**

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
θ = 120°



**Bild A14: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe**

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
θ = 90°

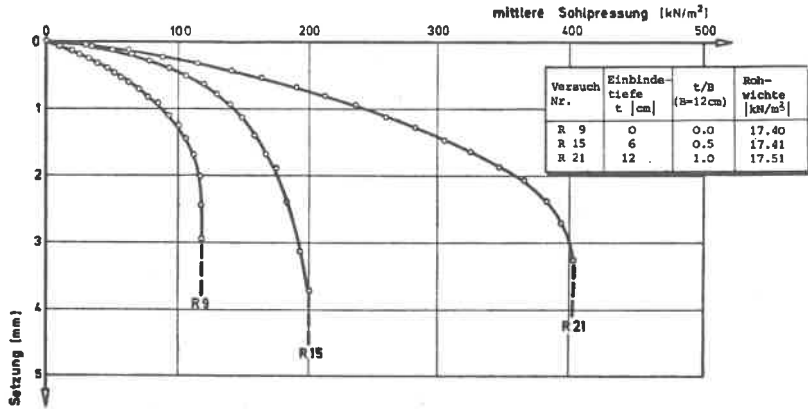


Bild A 15: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
β = 60°

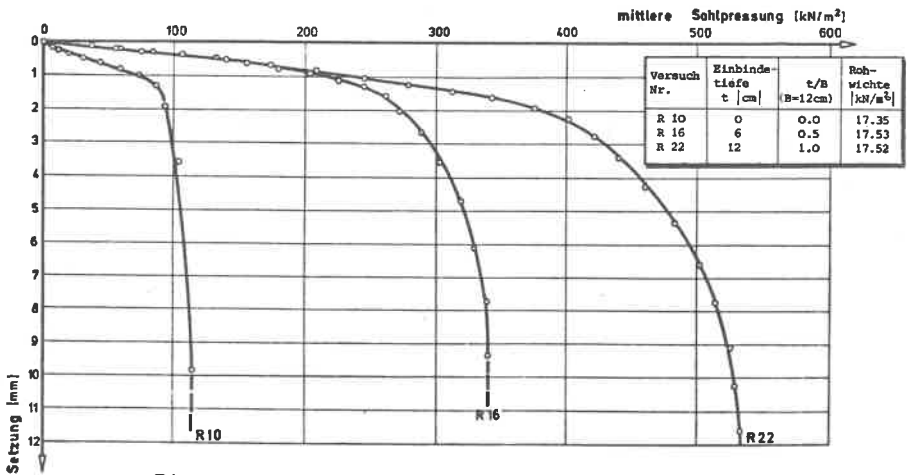


Bild A 16: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
β = 45°

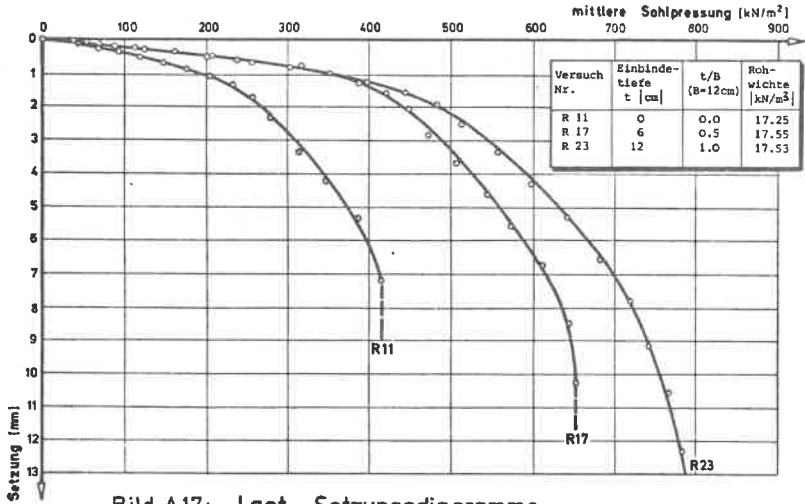


Bild A17: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß der Tiefe

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
 $\beta = 20^\circ$

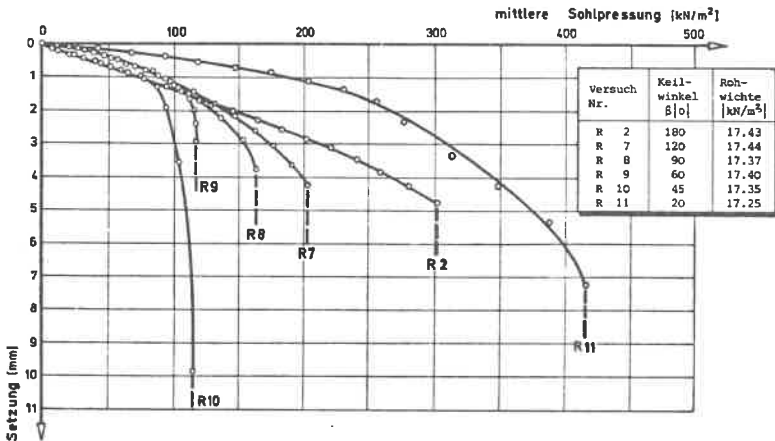


Bild A18: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Rheinsand
Betonfundamente
B = 12 cm
t = 0

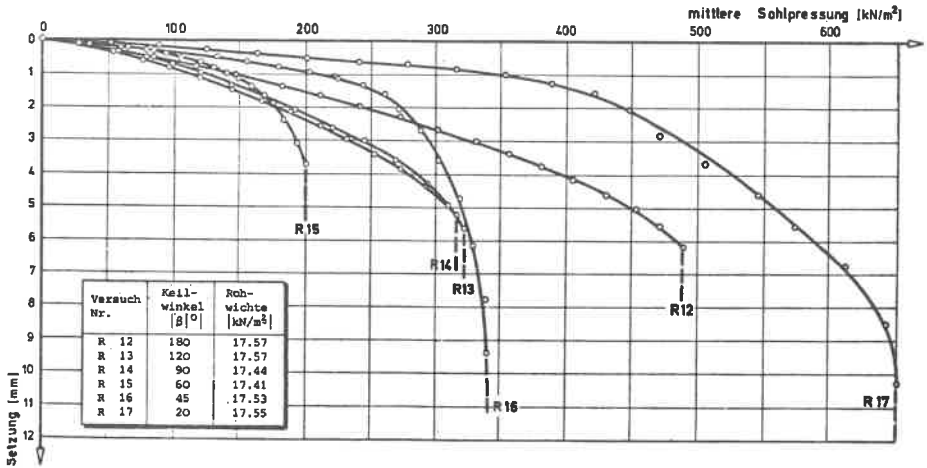


Bild A19: Last-Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Rheinsand
Betonfundamente
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 6 \text{ cm}$

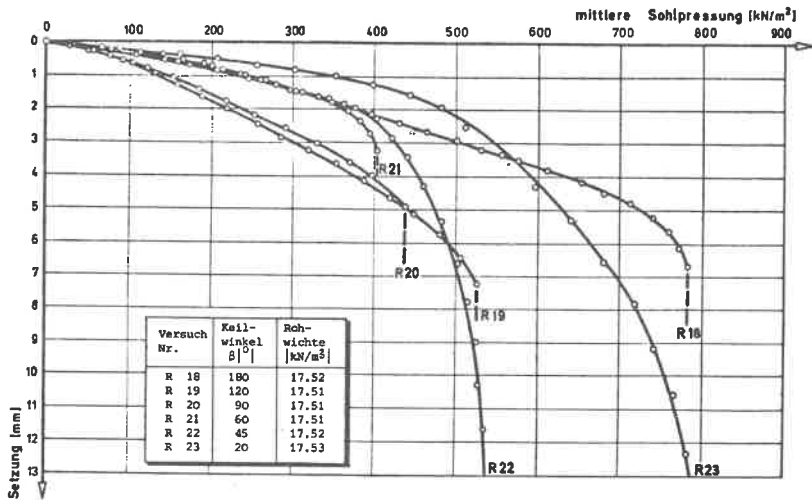


Bild A20: Last-Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Rheinsand
Betonfundamente
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 12 \text{ cm}$

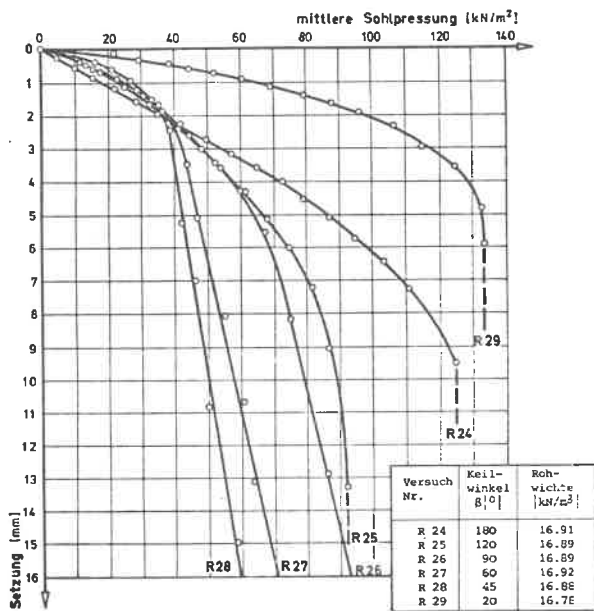


Bild A 21: Last-Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Rheinsand
Betonfundamente
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$

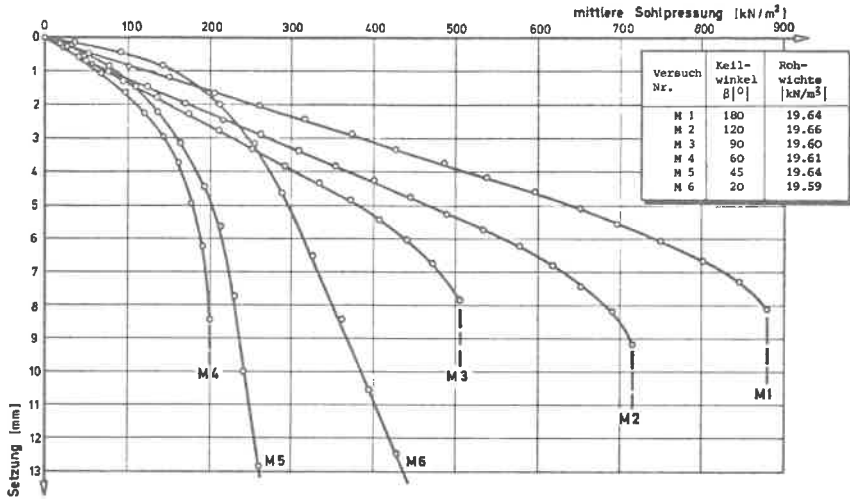


Bild A 22: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Moränekiessand
Betonfundamente
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$

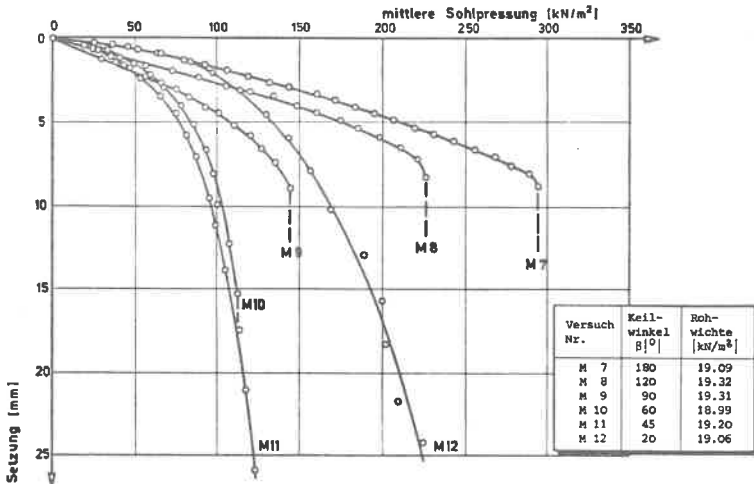


Bild A 23: Last - Setzungsdiagramme
Einfluß des Keilwinkels

Moränekiessand
Betonfundamente
 $B = 12 \text{ cm}$
 $t = 0$

Keiltragfähigkeiten nach einem Ansatz von MEYERHOF

1. BESTIMMUNG DER TRAGFÄHIGKEITSBEIWERTE FÜR EINE VÖLLIG GLATTE SOHLE ($\delta=0$).

Zur Untersuchung des Einflusses von Kohäsion und Einbindetiefe (seitliche Auflast) wird der Boden als gewichtslos angenommen. Da sich der Boden im plastischen Grenzzustand befindet, bestehen die Gleitlinien in den Dreiecken BCD (s. Bild 4.2) und BEF aus Geraden. Im Übergangsbereich BDE sind die Gleitlinien logarithmische Spiralen, deren Pol in B liegt und den zugehörigen Polstrahlen durch B.

Das Gewicht des Bodenkeils BFJ wird durch die auf der Linie BF wirkenden gleichmäßig verteilten Spannungen p_0 und τ_0 ersetzt. BF wird als "äquivalente freie Oberfläche" oder "Ersatzoberfläche" bezeichnet. Auf BF gilt:

$$\tau_0 = (c + p_0 \tan \phi) m, \quad (1)$$

wobei m einem Wert zwischen 0 und 1 annehmen kann.

Da die Linie BE eine Gleitlinie darstellt, muß auf ihr die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung erfüllt sein. Im Bereich BEF sind die Spannungen wegen der Vernachlässigung des Bodeneigengewichts ortsunabhängig und werden nur von der Schnittrichtung bestimmt.

Durch eine Betrachtung des Spannungszustandes im Punkt B lassen sich Beziehungen zwischen den auf der "äquivalenten freien Oberfläche" wirkenden Spannungen p_0 und τ_0 und den Spannungen p_1 und τ_1 auf BE herstellen.

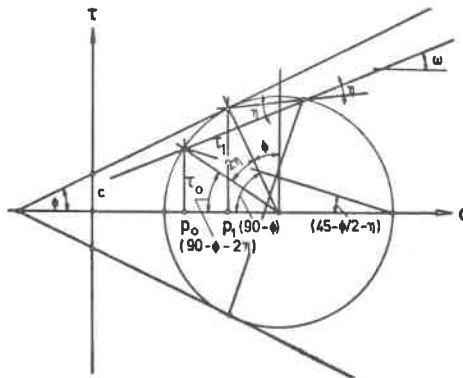


Bild A24: Hauptspannungskreis zur Ableitung der Zusammenhänge

Es ergibt sich nach einigen Umformungen:

$$p_1 = \frac{p_o \cos^2 \Phi + c \cos \Phi [\sin(2\eta + \Phi) - \sin \Phi]}{1 - \sin \Phi \sin(2\eta + \Phi)} \quad (2)$$

und

$$\sin(2\eta + \Phi) = \frac{m^2 \sin \Phi + \cos^2 \Phi \sqrt{1 - m^2}}{m^2 \sin^2 \Phi + \cos^2 \Phi} \quad (3)$$

Für $m = 1$ ergibt sich aus Gl. (3) $\eta = 0$, d.h. die "äquivalente freie Oberfläche" wird selbst zur Gleitlinie und die gekrümmten Gleitlinien laufen bis zur Ersatzoberfläche durch. Wirkt auf die Ersatzoberfläche nur eine Normalspannung, so ist $m = 0$ und $\eta = (\frac{\pi}{2} - \frac{\Phi}{2})$.

Im Sektor BDE sind die Gleitlinien logarithmische Spiralen und deren Polstrahlen. Nach Bild 4.2 beträgt der Winkel zwischen den Polstrahlen BD und BE

$$\vartheta = \frac{3}{4}\pi + \omega - \alpha - \frac{\Phi}{2} - \eta \quad (4)$$

Entsprechend der PRANDTL'schen Lösung ergeben sich die größten Hauptspannungen zu

$$\sigma_1 = (p_1 + c \tan \Phi) e^{2\theta \tan \Phi} \frac{1}{1 - \sin \Phi} - c \cot \Phi \quad (5)$$

Für $\varphi = 0$ erhält man σ_1 auf der Gleitlinie BD der dreieckförmigen Bruchzone BCD. σ_1 wirkt wegen $\delta = 0$ (glatte Sohle) normal zu der unter α geneigten Keilflanke. Wegen des fehlenden Bodeneigengewichts bleibt σ_1 im ganzen Bereich BCD nach Größe und Richtung unverändert.

Mit Hilfe der Gl. (2), (4) und (5) und unter Berücksichtigung der Neigung der Keilflanke, läßt sich der gleichmäßig über die Fundamentbreite b verteilte lotrechte Anteil p'_{Br} der Bruchspannung σ_{of} angeben:

$$\sigma_{of} = p'_{Br} + p'_{Br} \quad (6)$$

$$p_{Br} = p_o \lambda_{t\beta} + c \lambda_{c\beta}$$

mit

$$\lambda_{t\beta} = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi \sin(2\eta + \Phi)} e^{2(\frac{3}{4}\pi + \omega - \alpha - \frac{\Phi}{2} - \eta) \tan \Phi} \quad (7)$$

$$\lambda_{c\beta} = \cot \Phi \left[\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi \sin(2\eta + \Phi)} e^{2(\frac{3}{4}\pi + \omega - \alpha - \frac{\Phi}{2} - \eta) \tan \Phi} - 1 \right]$$

Wegen $\lambda_{c\beta} = \cot \Phi (\lambda_{t\beta} - 1)$ braucht weiter nur $\lambda_{t\beta}$ betrachtet zu werden.

Für $m = 0$ gilt:

$$(\lambda_{t\beta})_{m=0} = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} e^{2(\frac{\pi}{2} + \omega - \alpha) \tan \Phi} \quad (8)$$

und für $m = 1$:

$$(\lambda_{t\beta})_{m=1} = \frac{1 + \sin\Phi}{\cos^2\Phi} e^{2(\frac{3}{4}\pi + \omega - \alpha - \frac{\Phi}{2})\tan\Phi} \quad (9)$$

Die Werte $\lambda_{c\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ lassen sich hiermit in Abhängigkeit von m , Φ , ω und α bestimmen.

Für $\Phi = 0$ ($m = 0$) gilt: $\lambda_{t\beta} = 1$

$$\lim_{\Phi \rightarrow 0} \lambda_{c\beta} = 2(\frac{\pi}{2} + \omega - \alpha) + 2$$

mit dem Sonderfall $\alpha = \omega = 0$ (ebene Fundamentsohle, keine Einbindetiefe):

$$\lim_{\Phi \rightarrow 0} \lambda_{c\beta} = \pi + 2$$

Zur Berücksichtigung des Einflusses des Bodeneigengewichts wird unter der Keilflanke ein dreieckförmiger Gleitkörper ACG angenommen. Dieser Körper stützt sich auf einen weiteren Gleitkörper AGH ab, der durch eine logarithmische Spirale mit anschließender Endtangente begrenzt wird. Die logarithmische Spirale muß dabei nicht tangential in GC einmünden. Gesucht wird nun diejenige Lage der Spirale, für die die Kraft P_1 , die sich aus dem Momentengleichgewicht um den Spiralspol M ergibt, zum Minimum wird. Dazu werden folgende Kräfte berücksichtigt:

- das Gewicht G_2 des Körpers AGLK;
- die sich aus dem Kräftegleichgewicht des Körpers KLH ergebende Kraft P_2 , die im unteren Drittelspunkt von KL normal zu KL angreift;
- die Kraft P_1 , die im unteren Drittelspunkt von AG angreift und unter ϕ gegen die Normale auf diese Strecke geneigt ist.

Bei der Variation der Spiralen kann sowohl der Punkt M als auch der Punkt H, der auf der Ersatzoberfläche liegt, jede beliebige Lage einnehmen.

Aus den Kräftegleichgewichtsbedingungen für den Gleitkörper ACG ergibt sich der gleichmäßig auf die Fundamentbreite b verteilte lotrechte Anteil p''_{Br} der Bruchspannung σ_{of} :

$$p''_{Br} = \gamma b \lambda_{b\beta}$$

$$\lambda_{b\beta} = 2 \frac{p_{1min}}{\gamma b^2} \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{4} - \alpha + \frac{\Phi}{2}) + \cos(\frac{\pi}{4} - \alpha + \frac{\Phi}{2}) \cot(\frac{\pi}{4} - \alpha - \frac{\Phi}{2})}{1 - \tan\alpha \cot(\frac{\pi}{4} - \alpha - \frac{\Phi}{2})} - \frac{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2})}{8 \cos^2 \alpha \cdot 1 + \tan\alpha \cot(\frac{\pi}{4} - \alpha - \frac{\Phi}{2})} \quad (10)$$

Der dimensionslose Tragfähigkeitsbeiwert $\lambda_{b\beta}$ hängt von ϕ und α ab. Der Einfluß der Neigung ω der Ersatzoberfläche und von m ist in $\left[\frac{P_{lmin}}{\gamma b^2}\right]$ enthalten.

Um die Tragfähigkeit eines Streifenfundaments berechnen zu können, müssen noch Beziehungen zwischen der Einbindetiefe t und den Größen ω , p_0 und τ_0 hergestellt werden. Mit Hilfe der in Bild 4.2 für den gewichtslosen Boden dargestellten Beziehungen läßt sich ableiten:

$$\frac{t}{b} = \frac{\sin\omega \cos\phi e^{\delta \tan\phi}}{2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cos(\eta + \phi)} \cdot \frac{1}{2 \cos\alpha} \quad (11)$$

Zusammen mit Gl. (4) ergibt sich hieraus für $m = 0$:

$$\left(\frac{t}{b}\right)_{m=0} = \frac{\sin\omega \cos\phi e^{\left(\frac{\pi}{2} + \omega - \alpha\right) \tan\phi}}{2 \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{1}{2 \cos\alpha} \quad (12)$$

und für $m = 1$:

$$\left(\frac{t}{b}\right)_{m=1} = \frac{\sin\omega e^{\left(\frac{3}{4}\pi + \omega - \alpha - \frac{\phi}{2}\right) \tan\phi}}{2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \frac{1}{2 \cos\alpha} \quad (13)$$

Die Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$, $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ lassen sich jetzt für völlig glatte Sohle und beliebige Verhältnisse t/b in Abhängigkeit von m , ϕ und dem Keilwinkel α angeben.

Dazu wurde folgendermaßen vorgegangen:

1. Für jeden Keilwinkel α wurde das Verhältnis t/b in Abhängigkeit von ϕ , m , ω und der Sohlrauhigkeit (hier $\delta = 0$) bestimmt ($\gamma = 0$).
2. Für jeden Keilwinkel α wurden die Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$, $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ in Abhängigkeit von ϕ , m , ω und der Sohlrauhigkeit (hier $\delta = 0$) bestimmt.
3. Für gegebene Werte von t/b , m , ϕ und der Sohlrauhigkeit kann aus 1. ein Wert ω bestimmt werden, mit diesem ω aus 2. die Tragfähigkeitsbeiwerte. Die Ergebnisse sind in den Diagrammen des Bildes 4.5 und im Anhang in den Bildern A 28 bis A 32 dargestellt.

Bevor nun die Spannungen auf der Ersatzoberfläche bestimmt werden, sollen die Tragfähigkeitsbeiwerte für völlig raue Sohle abgeleitet werden.

2. BESTIMMUNG DER TRAGFÄHIGKEITSBEIWERTE FÜR VÖLLIG RAUHE SOHLE

($\delta = \phi$).

Wie im vorhergehenden Abschnitt zu sehen war, geht MEYERHOF bei gewichtslosem Boden davon aus, daß unter der völlig glatten Fundamentsohle zwei Bodenkeile abgleiten, die sich im plastischen Grenzzustand befinden.

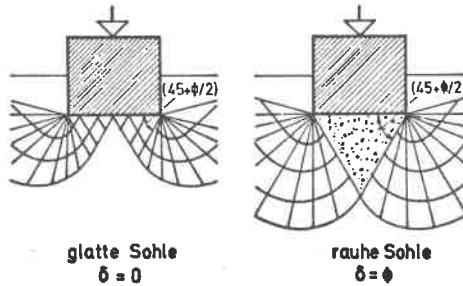


Bild A25: Einfluß der Sohlrauigkeit auf die Ausbildung der plastischen Zonen unter der Sohle zur Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ nach MEYERHOF (1961)

Dagegen bildet sich bei völlig rauher Sohle nur ein Bodenkeil aus, der sich im elastischen Zustand befindet. Dieser Keil wird durch zwei Geraden begrenzt, die unter $(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2})$ gegen die Sohle geneigt sind.

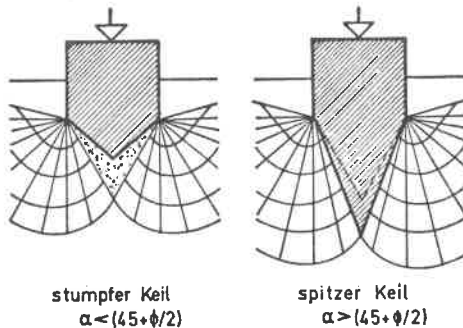


Bild A26: Einfluß des Keilwinkels auf die Ausbildung der plastischen Zonen unter der Sohle ($\delta = \phi$) bei der Bestimmung der Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ nach MEYERHOF (1961)

Tritt an Stelle der ebenen Fundamentsohle ein keilförmiges Fundament, so hat die Keilneigung keinen Einfluß auf die Tragfähigkeitsbeiwerte

λ_{tg} und $\lambda_{c\beta}$, solange der Keilwinkel $\alpha < (\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2})$ ist.

Für Keilwinkel $\alpha \geq (\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2})$ fehlt der elastische Bodenkeil, die Gleitlinien der logarithmischen Spirale, deren Pol in B liegt, beginnen hier direkt auf der geneigten Fundamentsohle. Das übrige Gleitlinienfeld entspricht dem der glatten Sohle.

Ausgehend von der "äquivalenten freien Oberfläche" lassen sich jetzt die auf den Gleitlinien wirkenden Spannungen analog zu den Ableitungen für die glatte Sohle bestimmen (s. Bild 4.3).

Da die Keilflanke selbst eine Gleitlinie ist, sind auch die hier wirkenden Spannungen bekannt.

Unter Beachtung von

$$\vartheta = \pi + \omega - \alpha - \eta \quad (14)$$

ergibt sich der gleichmäßig über die Fundamentbreite verteilte lotrechte Anteil p'_{Br} der Bruchspannung σ_{of} zu:

$$p'_{Br} = p_o \lambda_{tg} + c \lambda_{c\beta} \quad (15)$$

mit

$$\left. \begin{aligned} (\lambda_{tg})_{m=0} &= \frac{\cos^2 \Phi (1 + \tan \Phi \tan \alpha)}{1 - \sin \Phi} e^{2(\frac{3}{4}\pi + \omega + \frac{\Phi}{2} - \alpha) \tan \Phi} \\ (\lambda_{tg})_{m=1} &= (1 + \tan \Phi \tan \alpha) e^{2(\pi + \omega - \alpha) \tan \Phi} \\ \lambda_{c\beta} &= \cot \Phi (\lambda_{tg} - 1) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Mit Hilfe von Gl. (16) lassen sich die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_{tg} und $\lambda_{c\beta}$ für raue Sohle und $\alpha \geq (\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2})$ bestimmen. Für Keilwinkel $\alpha < (\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2})$ sind die Werte λ_{tg} und $\lambda_{c\beta}$ unabhängig von α und entsprechen den Beiwerten, die sich für die glatte Sohle aus Gl. (8) und (9) $\alpha = 0$ berechnen lassen.

Wie Bild (4.4) zu entnehmen ist, wird zur Berücksichtigung des Einflusses des Bodeneigengewichts genau so vorgegangen, wie bei den Fundamenten mit glatter Sohle ($\delta = 0$), mit dem Unterschied, daß der unter dem Fundament abgleitende Erdkeil hier durch Ebenen begrenzt wird, die um den Winkel ψ gegen die Horizontale geneigt sind.

Aus der Kräftegleichgewichtsbetrachtung an dem abgleitenden Bodenkeil ergibt sich der gleichmäßig über die Fundamentbreite b verteilte lotrechte Anteil p''_{Br} der Bruchspannung σ_{of} zu:

$$P_{Br}'' = \gamma b \lambda_{b\beta}$$

mit

$$\lambda_{b\beta} = 2 \cdot \frac{P_{1min}}{\gamma b^2} \cdot \cos(\psi - \phi) - \frac{1}{4} \tan \psi \quad (17)$$

Der Anteil $-\frac{1}{4} \tan \psi$ kann vernachlässigt werden, da er beim Fundament mit keilförmiger Sohle im Fundamenteigengewicht enthalten ist.

Zur Bestimmung von P_1 wird wie zuvor bei dem Fundament mit glatter Sohle vorgegangen. Hier ist jedoch zu beachten, daß P_1 jetzt auch von ψ abhängt. Bei festgehaltenem ϕ wird ψ jetzt so lange variiert, bis ein Minimalwert für den Tragfähigkeitsbeiwert $\lambda_{b\beta}$ gefunden ist. Für $\alpha < \psi$ hat der Keilwinkel keinen Einfluß auf den Tragfähigkeitsbeiwert. Für $\alpha > \psi$ beginnen die Gleitlinien direkt auf der geneigten Fundamentsohle und es kann gesetzt werden:

$$\alpha = \psi$$

$$\lambda_{t\beta} = 2 \cdot \frac{P_{1min}}{\gamma b^2} \cdot \cos(\alpha - \phi) \quad (18)$$

Das weitere Vorgehen bei der Bestimmung der dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$, $\lambda_{t\beta}$ und $\lambda_{c\beta}$ entspricht der für Fundamente mit glatter Sohle. Die Ergebnisse sind im Anhang in den Bildern A 28 bis A 32 dargestellt.

Wie diesen Diagrammen zu entnehmen ist, hat der Keilwinkel α bei Flachgründungen mit völlig rauher Sohle keinen Einfluß auf den Beiwert $\lambda_{b\beta}$, wenn α kleiner ist als $\approx 1,2 \cdot \phi$, was mit den Berechnungen von MEYERHOF für ebene Fundamentsohlen übereinstimmt.

3. BESTIMMUNG DER SPANNUNGEN p_0 UND τ_0 AUF DER "ÄQUIVALENTEN FREIEN OBERFLÄCHE".

Die Spannungen entlang der Ersatzoberfläche ergeben sich durch Gleichgewichtsbetrachtungen an dem herausgelösten Bodenkörper BFJ. Dabei werden folgende Kräfte berücksichtigt:

- Eigengewicht $W = \frac{1}{2} \gamma t^2 \cot \omega$
- Auflast $A = q t \cot \omega$
- Adhäsionskraft zwischen Fundament und Boden
 $C = c_a t \approx 0$

- Erddruck $E = k \frac{\gamma t^2}{2 \cos \delta}$

mit $\delta =$ Wandreibungswinkel $\approx \phi$

$k =$ Erddruckbeiwert

nach MEYERHOF (1961)

$K = 0,5$ für lockeren Sand

$K = 1,0$ für dichten Sand und für Ton.

- Reaktionskräfte Q_0 und T_0 .

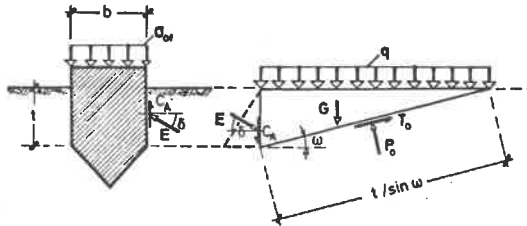


Bild A27: Der herausgelöste Bodenkörper

Nach einigen Umformungen erhält man aus der Gleichgewichtsbetrachtung:

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= \frac{1}{2} \gamma t^2 \left[\frac{\cos^2 \omega}{\sin \omega} + k \tan \delta \cos \omega + k \sin \omega \right] + q t \frac{\cos^2 \omega}{\sin \omega} \\ T_0 &= \frac{1}{\sin \omega} [P_0 \sin \omega - E \cos \delta] \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Diese Kräfte werden nun gleichmäßig (und nicht dreiecksförmig) auf die Ersatzoberfläche verteilt. Es ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} p_0 &= \frac{1}{2} \gamma t \left[\cos^2 \omega + k (\tan \delta \sin \omega \cos \omega + \sin^2 \omega) \right] + q \cos^2 \omega \\ t_0 &= \frac{T_0 \sin \omega}{t} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Zusammen mit den Gl. (4.13) und (4.14) lassen sich hieraus die Spannungen auf der "äquivalenten freien Oberfläche" bestimmen.

Zur Vereinfachung kann nach MEYERHOF (1961) gesetzt werden:

für $\frac{t}{b} = 0$: $p_0 = q$

für $\frac{t}{b} \leq 0$: $p_0 = \gamma t + q$

für $\frac{t}{b} \geq 4$ bis 10 : $p_0 = k_b \gamma t$

mit $k_b = 0,5$ für Sand

$k_b = 1,0$ für Ton

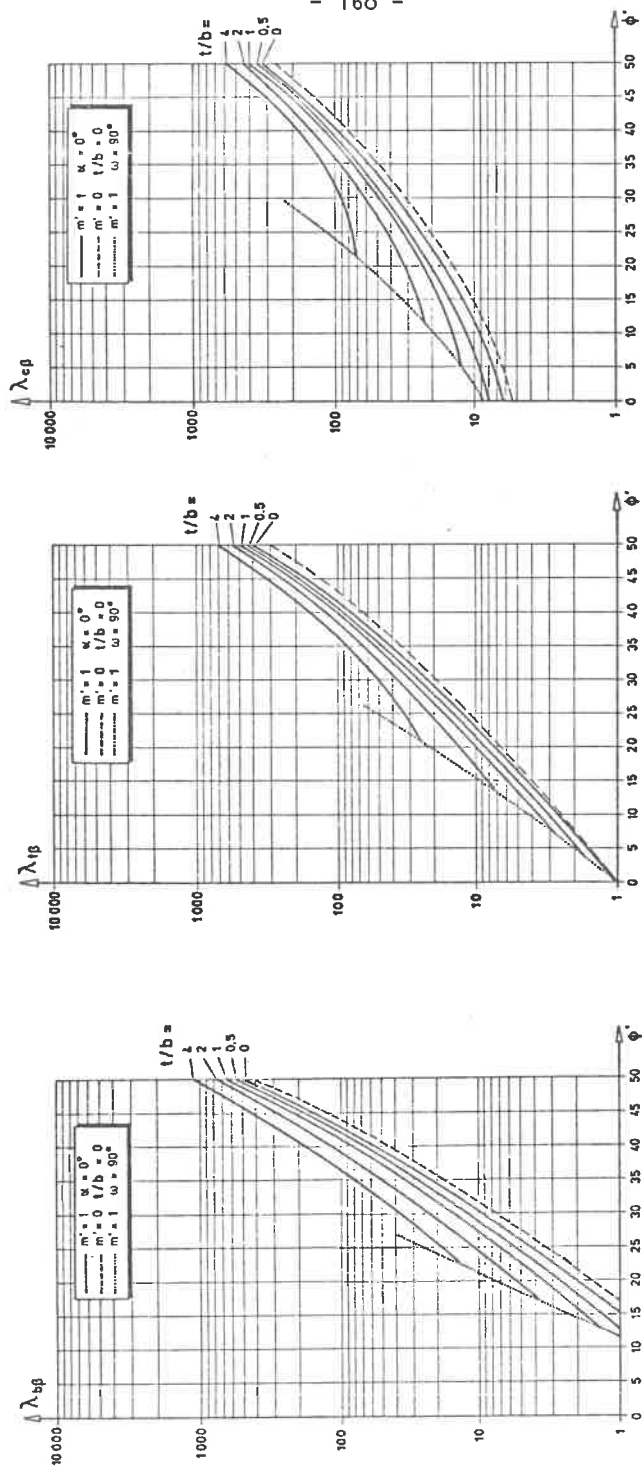


Bild A28: Tragfähigkeitsbeiwerte λ_{db} , λ_{tB} und λ_{cB} für die ebene Fundamentsohle ($\beta = 180^\circ$) nach dem Ansatz von MEYERHOF (1961)

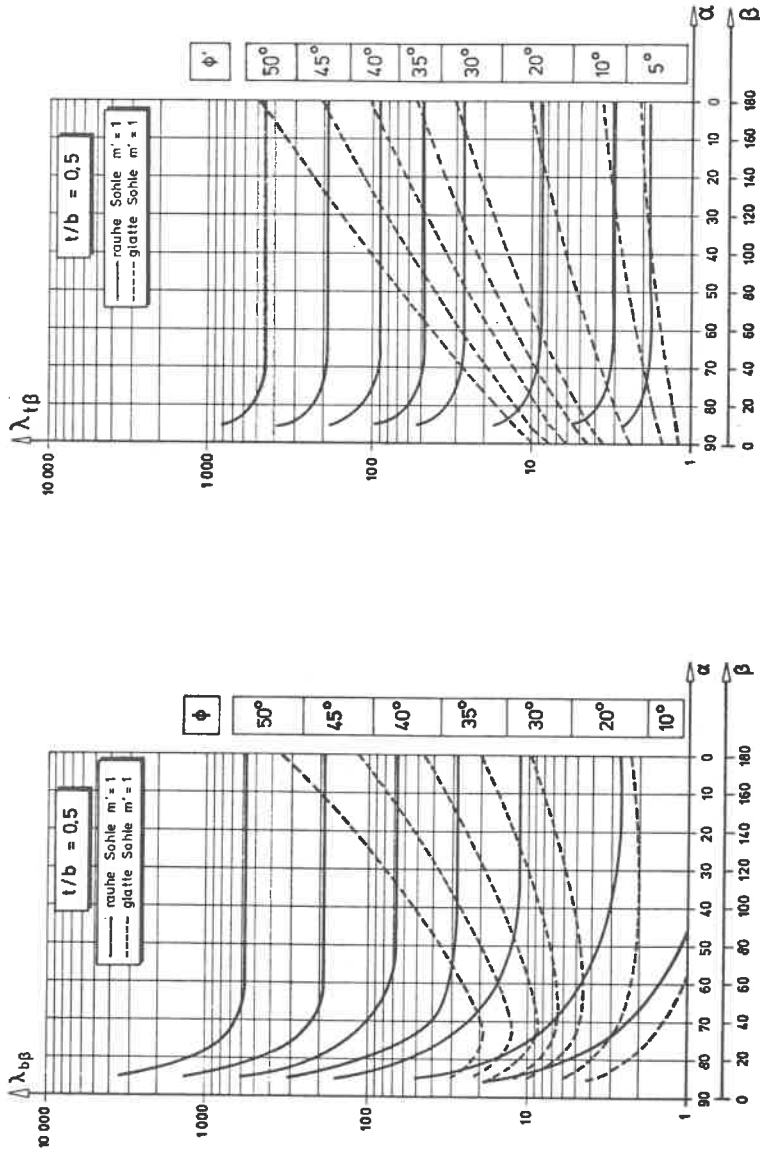


Bild A29: Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ für keilförmige Fundamente, $t/b = 0.5$

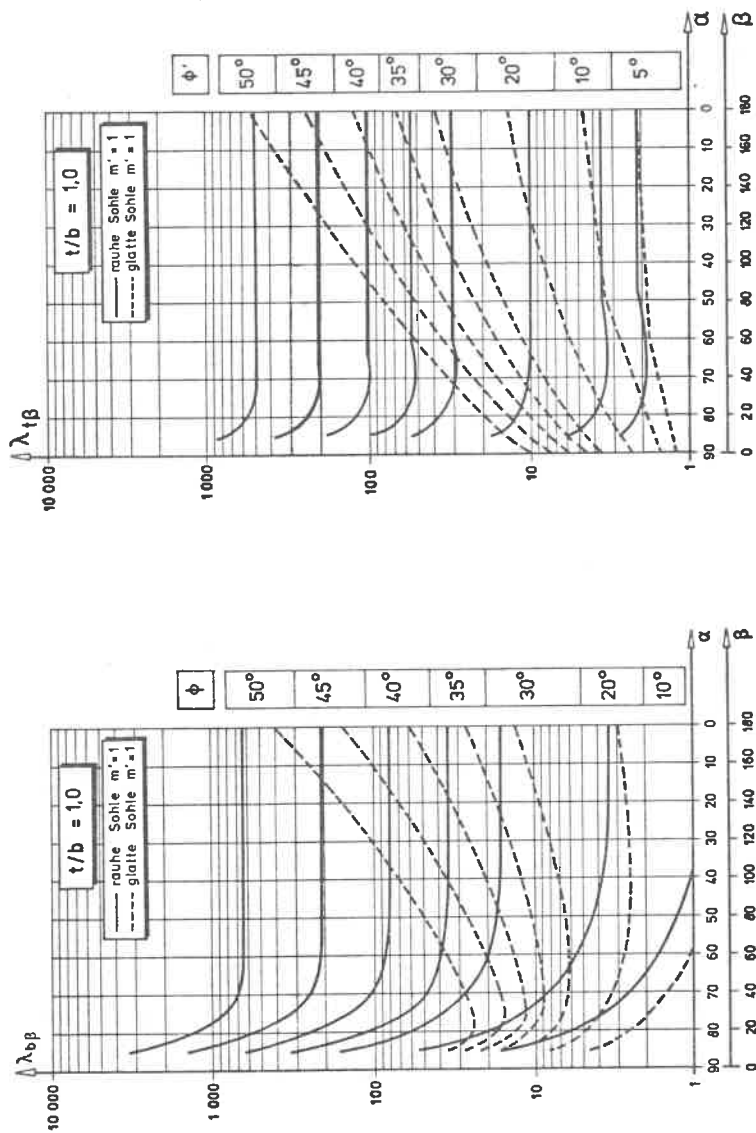


Bild A30: Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ für keilförmige Fundamente, $t/b = 1.0$

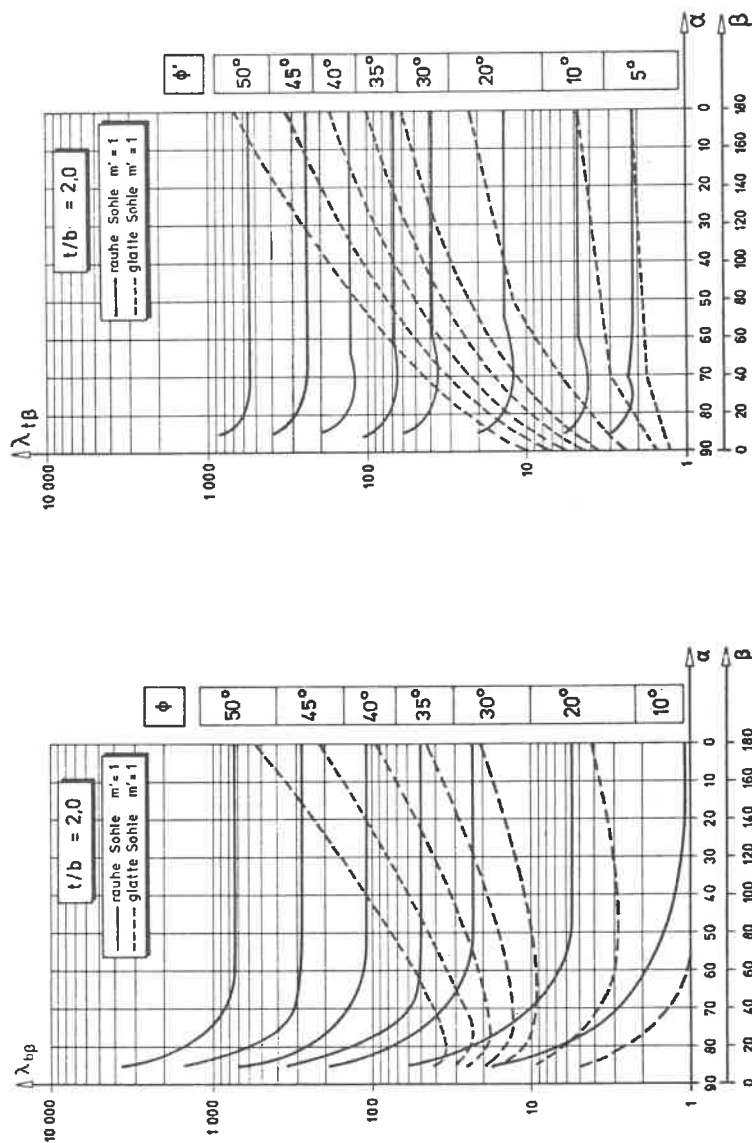


Bild A31: Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ für keilförmige Fundamente, $t/b = 2.0$

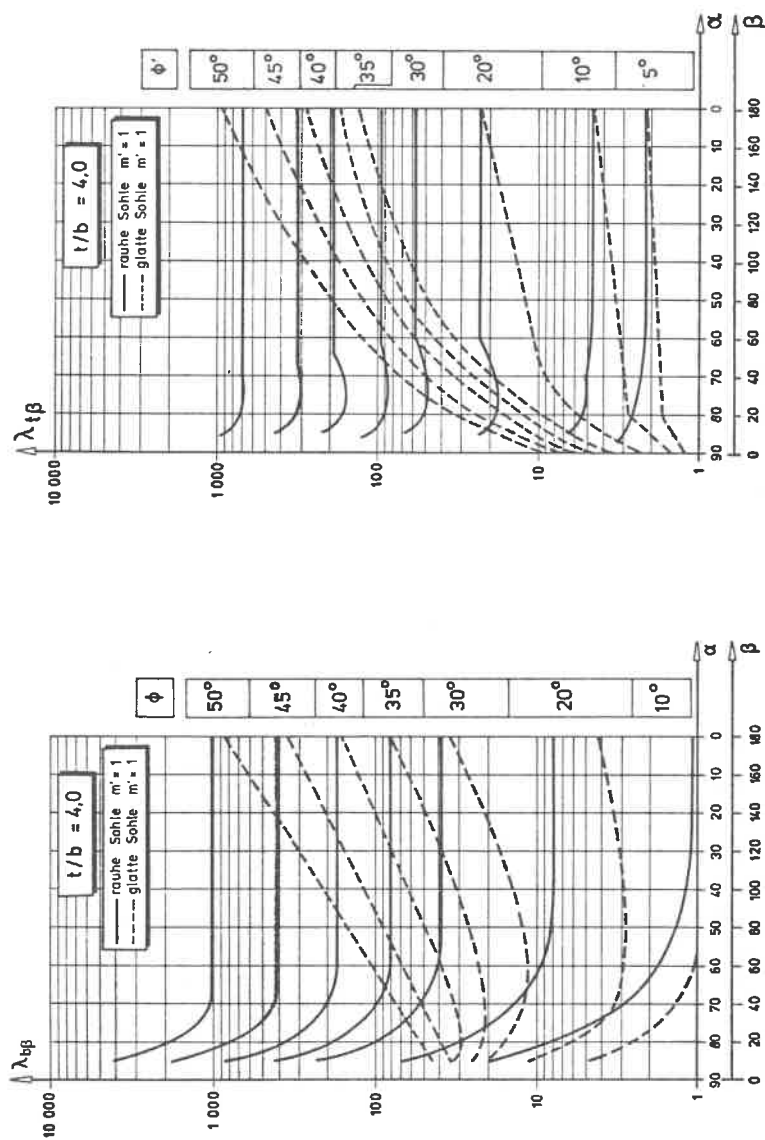


Bild A32: Tragfähigkeitsbeiwerte $\lambda_{b\beta}$ und $\lambda_{t\beta}$ für keilförmige Fundamente, $t/b = 4.0$

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner
Mitarbeiter

-
- | | | | | |
|----|---------------------------------------|--------|--|-------------|
| 1 | Smoltczyk, U. | (1974) | <i>Studienunterlagen</i>
330 Seiten, broschiert | DM 26,50 |
| 2 | Gußmann, P. | (1973) | <i>Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig dräniertter Tonschichten</i>
Die Bautechnik 50, 20 - 25 | Sonderdruck |
| 3 | Thamm, B. R. | (1973) | <i>Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept</i>
Der Bauingenieur 48, 311 - 314 | Sonderdruck |
| 4 | Gußmann, P./
Spotka, H. | (1973) | <i>Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden</i>
Die Bautechnik 50, 265 - 272 | Sonderdruck |
| 5 | Thamm, B. R. | (1973) | <i>Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden</i>
Der Bauingenieur 48, 370 - 374 | Sonderdruck |
| 6 | Gußmann, P. | (1974) | <i>Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 61 - 73 | |
| 7 | Gußmann, P./
Schad, H. | (1974) | <i>Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 74 - 90 | |
| 8 | Gußmann, P./
Spotka, H. | (1974) | <i>One-dimensional consolidation of multi-layered clays</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 91 - 102 | |
| 9 | Gußmann, P./
Thamm, B. | (1974) | <i>Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 103 - 117 | |
| 10 | Schad, H. et al. | (1974) | <i>Stresses in concrete caisson bells</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 118 - 121 | |
| 11 | Smoltczyk, U. | (1974) | <i>Improved technique for foundations on slopes</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 122 - 129 | |
| 12 | Smoltczyk, U./
Diem, P./Spotka, H. | (1974) | <i>Pressure cell for the measurement of normal and shear stress</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 130 - 136 | |
| 13 | Smoltczyk, U./
Ljötterud, L. | (1974) | <i>Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles</i>
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, 137 - 141 | |

Die Nrn. 6 bis 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. (1975) *Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis*
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe
- 15| Gußmann,P./ (1974) *Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben*
Thamm,B.R. 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./ (1974) *DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berechnungsbeispiele*
Gußmann,P./Schulz,H. 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.Engg.III, 213 - 222
- 20| Smoltczyk,U./ (1975) *Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitterungsböden*
Du Thinh 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
- 25| Smoltczyk,U./ (1976) *Erddruck auf Schleusenkamerwände*
Hilmer,K. Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, 245 - 265
- 26| Laumans,Q./ (1976) *Calculation of mat foundations on clayey silts*
Schad,H. Proc. Sec.Int.Conf.Num.Meth. in Geomechanics, Blacksburg, Vol 1
- 27| Smoltczyk,U./ (1977) *Earth Pressure Variations Due to Temperatur Change*
Hilmer,K./Franke,E./ ICOSFME Tokyo, Vol. 2, 225 - 233
Schuppener,B.
- 28| Smoltczyk,U./ (1977) *Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Boreholes*
Seeger,H. Int. Symp.The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol. 1, 443 - 447
- 29| Smoltczyk,U. (1978) *Wagnis Baugrund*
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift, 8/9, 12 - 16
- 30| Hilmer,K./ (1978) *Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
Vogt,N. Geotechnik 1, 75 - 83

- [31] Schad, H. (1978) *Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 141 - 161
- [32] Schulz, H./Smoltczyk, U. (1978) *Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen*
Vorträge Baugrundtagung Berlin, 275 - 296
- [33] Smoltczyk, U. (1978) *DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik*
GEOTECHNIK 1, 29 - 42
- [34] Gußmann, P. (1978) *Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften*
GEOTECHNIK 1, 68 - 74
- [35] Hilmer, K./Vogt, N. (1978) *Der Einfluß der Temperaturverformung auf den Erddruck hinter Bauwerkswänden*
GEOTECHNIK 1, 75 - 84
- [36] Gußmann, P. (1979) *Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich dränierter Laborversuche*
GEOTECHNIK 2, 148 - 154
- [37] Smoltczyk, U. (1979) *Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, 77 - 80*
- [38] Schmidt, H.-H. (1979) *Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forschungsbericht FA 5.042 G 77 H B.f.Verkehr*
- [39] Smoltczyk, U. (1979) *Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften*
Berichte Bundesvereinigung Prüfeningenieure für Baustatik, Arbeitstagung 4, 23 - 51
- [40] Smoltczyk, U./Vogt, N./Hilmer, K. (1979) *Lateral Earth Pressure Due to Surcharge*
Proc. 7.ECSMFE Brighton, 2, 131 - 140
- [41] Smoltczyk, U. (1979) *Influence of foundation depth on raft analyses*
Proc. 3.Int.Conf.Numerical Methods in Geomechanics, 4, 1503 - 1512
- [42] Smoltczyk, U. (1979) *Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart*
2.Nationale Tagung für Ingenieurgeologie, 113 - 119
- [43] Smoltczyk, U./Gartung, E. (1979) *Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone.* Proc. 4.Int.Congr.Rock Mechanics Montreux, 639 - 644
- [44] Smoltczyk, U./Schmidt, H.-H. (1979) *Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden*
Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d.Straßenwesen Koblenz
- [45] Smoltczyk, U./Gußmann, P./Schad, H. (1980) *Grundbautaschenbuch 3.Auflage Teil 1 mit Beiträgen:*
1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizierung des Fachschrifttums und Symbole
1.2 Baugrundgutachten; 1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik; 1.10 Berechnung von Zeitsetzungen. Verlag W.Ernst u.Sohn Berlin München

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

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

- Nr. 1 Thamm, B. (1974) Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones
Preis: DM 10,--
- Nr. 2 Gußmann, P. (1975) Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch
Preis: DM 5,--
- Nr. 3 Feeser, V. (1975) Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löß
Preis: DM 10,--
- Nr. 4 Du Thinh, K. (1976) Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,--
- Nr. 5 Smoltczyk, U. (1976) Messungen an Schleusen in der UdSSR
Pertschi, O. /
Hilmer, K. Schleusennorm der UdSSR (SN 303-65)
Preis: DM 18,--
- Nr. 6 Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände
Preis: DM 18,--
- Nr. 7 Laumans, Q. (1977) Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens
Preis: DM 18,--
- Nr. 8 Lächler, W. (1977) Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Preis: DM 15,--
- Nr. 9 Spotka, H. (1977) Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand
Preis: DM 15,--
- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
Preis: DM 20,--
- Nr. 11 Ulrich, G. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden
Gußmann, P. (1980) Zum Modellgesetz der Konsolidation
Preis: DM 20,--
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
Preis: DM 25,--
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
Preis: DM 25,--



