



BAUGRUNDINSTITUT
STUTTGART

MITTEILUNG 8

WALTER LÄCHLER

1977

BEITRAG
ZUM PROBLEM
DER TEILFLÄCHEN-
PRESSUNG BEI BETON AM
BEISPIEL DER PFAHL-
KOPFANSCHLÜSSE

**Beitrag zum Problem der
Teilflächenpressung
bei Beton am Beispiel
der Pfahlkopfanschlüsse**

**Universität Stuttgart/0208/
Institut für Geotechnik
Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. U. Smolczyk
Postfach 80 11 40
D-7000 Stuttgart 80**

von

Dr.-Ing. W. Lächler

BAUGRUNDINSTITUT STUTTGART

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

ISBN 3-921837-08-1

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

Herausgegeben 1977 im Eigenverlag des Baugrundinstituts

Umschlagentwurf: Studio Fink oHG, Altdorf

Vorwort des Herausgebers

Beim Anschluß von Stahlpfählen an den Stahlbetonüberbau treten im Übergangsbereich Stahl - Beton hohe örtliche Beanspruchungen auf. Der Abbau dieser Pressungen auf die zulässigen Betonspannungen nach DIN 1045 erfordert aufwendige und damit teure Anschlußkonstruktionen.

Der Herausgeber erhielt daher 1972 vom Land Nordrhein-Westfalen den Forschungsauftrag für die experimentelle Untersuchung von Möglichkeiten einer vereinfachten Pfahlkopfausbildung. Dem Auftraggeber ist für diese Förderung sehr zu danken.

Ein Teil der Ergebnisse dieser Versuche sind in der vorliegenden Arbeit wiedergegeben. Sie zeigten, daß es möglich ist, auch ohne besondere Kopfverstärkungen die Pfahllast direkt in den Stahlbetonüberbau einzuleiten. Die Versuche wurden in der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen in Stuttgart durchgeführt.

Im theoretischen Teil der Untersuchung werden drei Rechenverfahren gewählt, um die Ergebnisse der Versuche nachzuvollziehen. Zunächst wird ein Ansatz analog der Extremalmethode von Coulomb gewählt, um aus der bekannten Bruchfigur die Traglast zu bestimmen. Einen Grenzwert für diese Betrachtung liefert ein Ansatz nach der Plastizitätstheorie, wobei als Stoffgesetz wiederum die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung eingeführt wurde. Schließlich wurde mit Hilfe der Methode der finiten Elemente noch eine quasi-elastische Berechnung mit nichtlinearem Stoffgesetz durchgeführt. Ein Vergleich der Rechenergebnisse mit den Versuchen zeigte gute Übereinstimmung, sowohl beim Näherungsansatz nach der Extremalmethode, als auch mit der FE-Rechnung. Die in der Bodenmechanik entwickelten Verfahren lassen sich also auch für mehrdimensionale Probleme des Massivbaus nutzen.

In einer weiteren Untersuchung wurde der Einfluß der Profilform auf die Traglast untersucht. Es zeigte sich, daß räumlich aufgelöste Profile eine bis zu 50 % höhere Traglast als Vollprofile haben.

Einen ähnlich positiven Einfluß hat eine Wendelbewehrung. Wie anhand von Versuchsergebnissen gezeigt wird, kann eine entsprechend starke Wendel die Traglast mehr als verdoppeln.

Abschließend werden Hinweise zur praktischen Anwendung gegeben. Unter anderem wird dabei auf den Einfluß benachbarter Pfähle eingegangen. Eine Abgrenzung der Anwendbarkeit der gefundenen Ergebnisse und eine Sicherheitsbetrachtung schließen die Arbeit ab.

Smoltczyk

English Summary by Editor

The author's thesis deals with the problem of concrete blocks which are locally stressed with special emphasis to the connection of steel-piles to the pile cap.

First, a review of the state of the relevant technology is given by discussing pertinent test results and computation approaches. This is followed by a report of the tests which were carried out by the author. In five series of tests, the influence of lateral stress by bending (punching), the shape of the stressed area (I-profile, tube), and efficiency of reinforcement were investigated. In the theoretical part of the thesis, the test results were recalculated using different methods. Two approaches yield from the rupture theory. A nonlinear-elastic analysis by finite elements was applied also.

In a further section the test results were compared with the theory and thereby proving the reliability of the analysis used. Both the experimental and theoretical findings clearly indicate a "punch-type" pile top connection to the cap being feasible. This will considerably reduce expenses which have to be spent in current practice due to the standards of the profession when a pile cap connection by welded steel bars must be provided.

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk danke ich für die Anregung des Themas, die wohlwollende Förderung der Arbeit und die Übernahme des Hauptberichts. Mein Dank gilt in gleicher Weise Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Schlaich für die Übernahme des Korreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Schäfer für seinen fachlichen Rat.

Den Mitarbeitern des Otto-Graf-Instituts, die mir bei der Durchführung der Versuche hilfreich zur Seite standen, im besonderen Herrn Dr.-Ing. H. Dieterle, möchte ich an dieser Stelle ebenfalls meinen Dank aussprechen.

Schließlich gilt mein Dank dem Land Nordrhein-Westfalen, das die Versuche in großzügiger Weise finanzierte.

Stuttgart, im Juni 1977

Lächler

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
SCHRIFTTUM	7
BEZEICHNUNGEN	12
1. EINFÜHRUNG, ZIEL DER UNTERSUCHUNG	14
2. STAND DER TECHNIK	14
2.1. Einzelbeiträge	14
2.2. Zusammenfassung	25
3. NEUE VERSUCHE ZUM PROBLEM DER PFAHLKOPFANSCHLÜSSE	28
3.1. Allgemeines	28
3.2. Versuchstechnik	28
3.2.1. Allgemeines	28
3.2.2. Versuchskörper	28
3.2.3. Versuchsdurchführung	33
3.2.4. Meßtechnik	34
3.2.5. Aufbereitung der Meßwerte	34
3.3. Materialkennwerte	36
3.4. Versuche	36
3.4.1. Versuchsserien A, B und C	36
3.4.2. Versuchsserien D und E	37
3.5. Auswertung der Versuchsergebnisse	39
3.5.1. Versuche A1 - A3	39
3.5.2. Versuche B1 - B2	41
3.5.3. Versuche C1 - C2	43
3.5.4. Versuche A4, B3 und C3	44
3.5.5. Zusammenfassung Serien A, B und C	44
3.5.6. Versuche Serie D	45
3.5.7. Versuche Serie E	47
3.5.8. Zeiteinfluß	51
3.6. Durchstanzen der Platten bei Reihe A und C	51

4. BESTIMMUNG DER TRAGLAST ROTATIONSSYMMETRISCHER BETONKÖRPER MIT HILFE UNTERSCHIEDLICHER BERECHNUNGSANSÄTZE	Seite 53
4.1. Vorbemerkungen	53
4.2. Bruchtheorie	54
4.2.1. Ansatz nach der Extremalmethode	54
4.2.2. Ansatz nach der Plastizitätstheorie	59
4.3. Berechnungsverfahren mit nichtlinearem Stoffansatz	68
4.3.1. Vorbemerkungen	68
4.3.2. Wahl eines geeigneten Materialgesetzes	68
4.3.3. Rechenverfahren	72
4.3.4. Ergebnisse der Berechnung	77
5. VERGLEICH DER VERSUCHE MIT DEN RECHENERGEBNISSEN	84
6. HINWEISE FÜR DIE PRAKTISCHE ANWENDUNG	88
ANHANG	91

SCHRIFTTUM

- | | | | |
|---|------------------------------|--------|---|
| 1 | SZABO, G. | (1963) | <i>Über die Berechnung der Bruchlast örtlich belasteter Stahlbetonkörper</i>
Betonstein-Zeitung, 51 - 53 |
| 2 | MEYERHOF, G. G. | (1953) | <i>The bearing capacity of concrete and rock</i>
Magazine of Concrete Research (London),
5, 107 - 116 |
| 3 | HEILMANN, H. G.,
WURM, P. | (1974) | <i>Versuche über Teilflächenbelastung</i>
Forschungsbericht, Institut f. Massivbau
TU München |
| 4 | HEILMANN, H. G. | (1972) | <i>Versuche über Teilflächenbelastung von Leicht-
beton für tragende Konstruktionen</i>
Forschungsbericht, Institut f. Massivbau
TU München |
| 5 | RIECKMANN, H. P. | (1971) | <i>Zur Konstruktion und Berechnung der Moorbrücke
Bremerhaven</i>
Bauing. 46, 117 - 121
<i>Beitrag zum Problem der Druckkraftübertragung
von Stahlpfählen in Betonüberbauten</i>
Bauing. 46, 267 - 270 |
| 6 | COLLATZ, L. | (1955) | <i>Numerische Behandlung von Differentialgleichungen</i>
2. Aufl. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg,
New York, 297 - 307 |
| 7 | HILL, R. | (1950) | <i>The mathematical theory of plasticity</i>
Clarendon Press, Oxford, 1 - 160 |
| 8 | SYMONDS, S. | (1949) | <i>On the general equations of problems of axial
symmetry in the theory of plasticity</i>
Quarterly Applied Mathematics, VI, 448 - 452 |
| 9 | SHIELD, R. T. | (1956) | <i>On the plastic flow of metals under conditions
of axial symmetry</i>
Proceedings Royal Society London, Series A,
Mathematical and Physical Sciences, 233,
267 - 287 |

- [10] COX, A.D., (1961) *Axially - symmetric plastic deformations in soils*
EASON, G.,
HOPKINS, H.G. Phil. Trans. Roy. Soc. A1036, 254, 1 - 45
- [11] COX, A.D. (1962) *Axially - symmetric plastic deformations in soils - II. Indentation of ponderable soils*
Int. J. Mech. Sci., 4, 371 - 380
- [12] PRAGER, W. (1976) *Einführung in die Mechanik ideal plastischer Stoffe*
ISD - Bericht Nr. 196, Institut f. Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen Uni Stuttgart
- [13] SPIETH, H.P. (1959) *Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen*
Diss. TH Stuttgart
- [14] HILTSCHER, R. (1972) *Spaltzugspannungen in kreiszylindrischen Säulen, die durch eine kreisförmige Flächenlast zentrisch - axial belastet sind*
Bautechnik 49, 90 - 94
FLORIN, G.
- [15] WEIGLER, H., (1963) *Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung*
Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 157
BECKER, G.
- [16] HILSDORF, H. (1965) *Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons*
Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 173
- [17] REIMANN, H. (1965) *Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung*
Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 175, 35 - 63
- [18] KUPFER, H.B. (1973) *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*
Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 229
- [19] KUPFER, H.B. (1972) *The Non - linear Behavior of Concrete under Biaxial Stress States*
National Structural Engineerings Meeting, Cleveland Ohio
GERSTLE, K.H.

- [20] LINK, J., (1974) *Eine Formulierung des zweiachsialen Bruch- und Verformungsverhaltens von Beton*
SCHÄFER, H.,
MEHLHORN, G. Beton u. Stahlbeton 69, 206 - 214
- [21] LIU, T.C.Y., (1972) *Biaxial Stress - Strain relations for Concrete*
NILSON, A.H.,
SLATE, F.O. Proc. ASCE, ST5, May, 1025 - 1034
- [22] BREMER, F. (1970) *Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*
FIP Congress Prag, Fried. Krupp GmbH Universalbau
- [23] LAUNAY, P., (1970) *Déformation et résistance ultime du beton sous étirement triaxiale*
GACHON, H.,
POITEVIN, P. FIP Congress Prag
- [24] LAUMANS, Q. (1976) *Verhalten einer ebenen im Sand eingespannten Wand bei nicht - linearem Stoffverhalten des Bodens*
Diss. Uni. Stuttgart
- [25] ZIENKIEWICZ, O.C. (1971) *The Finite Element Method in Engineering Science*
Mac Graw - Hill, London
- [26] DESAI, C.S., (1972) *Introduction to the Finite Element Method*
ABEL, J.F. van Nostrand Reinhold Company, London, New York
- [27] BUCK, K.E. (1974) *Finite Elemente in der Statik*
et.al. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin
- [28] ARGYRIS, J.H. (1973) *Finite Elemente zur Berechnung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern*
et.al. ISD - Bericht Nr. 137, Institut f. Statik und Dynamik der Luft- und Raumfahrtkonstruktionen Uni. Stuttgart
- [29] EIBL, J. (1976) *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*
IVANY, G. Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 260
- [30] POHLE, W. (1951) *Lastübertragung auf Stahlpfähle*
Bauing. 26, 257 - 259
(1952) Bauing. 27, 374 - 377
- [31] POHLE, W. (1957) *Konzentrierte Lasteintragung in Beton*
Dt. Ausschluß f. Stahlbeton, Heft 122, 37 - 52

- [32] AU, T., (1960) *Bearing Capacity of Concrete Blocks*
BAIRD, D.L. ACI Journal Proceedings 56/March, 869 - 879
- [33] HAWKINS, N.M. (1968) *The bearing strength of concrete loaded through rigid plates*
Mag. Concrete Research, 20, 31 - 40
- [34] HAWKINS, N.M. (1968) *The bearing strength of concrete loaded through flexible plates*
Mag. Concrete Research, 20, 95 - 102
- [35] HAWKINS, N.M. (1970) *The bearing strength of concrete for strip loadings*
Mag. Concrete Research, 22, 87 - 98
- [36] YETTRAM, A.L., (1969) *Anchorage zone stresses in axially posttensioned members of uniform rectangular section*
ROBBINS, K. Mag. Concrete Research, 21, 103 - 112
- [37] IYENGAR, K.T.S.R., (1969) *A Three Dimensional Elasticity Solution for Rectangular Prism under End Loads*
PRABHAKARA, M.K. ZAMM, 49, 321 - 332
- [38] HYLAND, M.W., (1970) *Bearing Capacity of Concrete Blocks*
CHEN, W.F. ACI Journal, 67, 228 - 236
- [39] NIYOGI, S.K. (1975) *Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks*
Proc. ASCE, ST5, 101, 1125 - 1137
- [40] SMOLTCZYK, U., (1974) *Pfahlkopfanschlüsse besonders unter Hochhäusern und Rahmen unter Hochhäusern*
LÄCHLER, W. Bericht an das Innenministerium d. Landes NRW, unveröffentlicht
- [41] NYLANDER, H., (1960) *Punching of Concrete Slabs*
KINNUNEN, S. Kgl. Techn. Högsk. Handlingar, 158, 159, 212, Stockholm
- [42] MOE, J. (1960) *Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads*
Research and Development Laboratories, Portland Cement Association
- [43] LEONHARDT, F. (1975) *Vorlesungen über Massivbau*
Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Teil 2, 53 - 85
- [44] BAY, H. (1955) *Die Schrägbewehrung von Stahlbetonfundamenten unter Einzelpfählen*
Beton u. Stahlbeton, 50, 279 - 283

- [45] GROSS, D. (1975) *Bruchmechanik*
Vorlesungsmanuskript, Institut für Mechanik der Universität Stuttgart
- [46] SMOLTCZYK, U. (1975) *Studienunterlagen*
Institut für Grundbau u. Bodenmechanik der Universität Stuttgart
- [47] SCHAEIDT, W. (1970) *Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen*
LADNER, M., RÖSLI, A. Eidgen. Materialpr. und Versuchsanstalt (EMPA) Dübendorf
- [48] REIMANN, H. (1963) *Zur Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne Kopf gegen Durchstanzen*
Diss. Techn. Hochschule Stuttgart
- [49] BLEVOT, J., (1967) *Semelles sur pieux*
FREMY, R. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux, Publics, 20.
- [50] DIETERLE, H. (1973) *Über die Beanspruchungen in quadratischen Einzelfundamenten aus Stahlbeton*
Diss. Universität Stuttgart
- [51] SIEVERS, H. (1952) *Die Berechnung von Auflagerbänken und Auflagerquadern von Brückenpfeilern*
Bauing. 27, 209 - 213
- [52] SARGIOUS, M. (1961) *Hauptzugkräfte am Endauflager vorgespannter Betonbalken*
Bautechnik, 38, 91 - 97
- [53] EL-BEHAIRY, S. (1968) *Zugkräfte in der Nähe der Ankerplatte eines im Innern einer Rechteckscheibe verankerten Spanngliedes*
Beton- u. Stahlbeton, 63, 135 - 137
- [54] KÖCHEL, M. (1965) *Die Berechnung der Spaltzugspannungen hinter den Ankerplatten vorgespannter Balken*
Wiss. Zeitschr. d. Hochschule f. Arch. u. Bauwesen Weimar, 12, 261 - 270
- [55] HILTSCHER, R., (1962) *Die Spaltzugkraft in einseitig eingespannten, am gegenüberliegenden Rande belasteten rechteckigen Scheiben*
FLORIN, G. Bautechnik, 39, 325 - 328
- [56] HILTSCHER, R., (1963) *Spalt- und Abreißzugspannungen in rechteckigen Scheiben, die durch eine Last in verschiedenem Abstand von einer Scheibenecke belastet sind*
FLORIN, G. Bautechnik, 40, 401 - 408

BEZEICHNUNGEN und DIMENSIONEN

a_w	(cm)	Ganghöhe der Wendel
A	(1)	Auflösungsverhältnis ($A = \bar{F}/F_1$)
c	(MN/m ²)	Kohäsion
D	(cm)	Durchmesser der Gesamtfläche F
d	(cm)	Durchmesser der Lastfläche F_1
d_e	(cm)	Durchmesser des Bewehrungsstabes
d_w	(cm)	Wendeldurchmesser
F	(cm ²)	Gesamtfläche des Betonkörpers
F_1	(cm ²)	Querschnittsfläche des Stempels bzw. Stahlprofils
\bar{F}	(cm ²)	Umschriebene Fläche (des Stahlprofils)
F/F ₁	(1)	Teilflächenverhältnis
f_e	(cm ²)	Querschnittsfläche des Bewehrungsstabs
G	(MN/m ²)	Schubmodul
G_T	(MN/m ²)	Tangenten - Schubmodul
$G_{T,O}$	(MN/m ²)	Tangenten - Schubmodul im Nullzustand
K	(MN/m ²)	Kompressionsmodul
K_T	(MN/m ²)	Tangenten - Kompressionsmodul
$K_{T,O}$	(MN/m ²)	Tangenten - Kompressionsmodul im Nullzustand
N_c	(1)	Tragfähigkeitsbeiwert
n	(1)	Verhältnis Bruchspannung zu Prismenfestigkeit bei unbewehrten Versuchskörpern (p_u/β_p)
n_{be}	(1)	Verhältnis Bruchspannung zu Prismenfestigkeit bei bewehrten Versuchskörpern ($p_{u,be}/\beta_p$)
P	(MN)	Last auf der Querschnittsfläche F_1
P_u	(MN)	Bruchlast
$P_{u,A}$	(MN)	Bruchlast beim aufgelösten Profil
p	(MN/m ²)	Flächenlast bezogen auf die Querschnittsfläche F_1
p_a	(MN/m ²)	Atmosphärischer Luftdruck
p_u	(MN/m ²)	Bruchspannung bezogen auf F_1
$P_{u,be}$	(MN/m ²)	Bruchspannung bezogen auf F_1 bei bewehrten Versuchskörpern
q	(MN/m ²)	Flächenlast bezogen auf die Gesamtfläche F
R	(cm)	Radius der Gesamtfläche F
r_s	(cm)	Radius der Querschnittsfläche F_1
Z	(MN/cm)	Ringzugkraft je cm Körperhöhe

α	(⁰)	Bruchkeilwinkel
β_{bZ}	(MN/m ²)	Zugfestigkeit des Betons (bei Eindeutigkeit β_Z)
β_c	(MN/m ²)	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
β_p	(MN/m ²)	Prismendruckfestigkeit von Beton
β_w	(MN/m ²)	Würfeldruckfestigkeit von Beton
β_s	(MN/m ²)	Streckgrenze (von Stahl)
$\beta_{0,2}$	(MN/m ²)	0,2 % Dehngrenze von Stahl
ϵ	(1)	Dehnung
ϵ_{br}	(1)	Betondehnung in radialer Richtung
ϵ_{bt}	(1)	Betondehnung in tangentialer Richtung
ϵ_{bZ}	(1)	Betondehnung im Zugbereich
ϵ_{eZ}	(1)	Stahldehnung im Zugbereich
ϕ	(⁰)	Reibungswinkel
γ_b	(MN/m ³)	Wichte von Beton
μ	(1)	Querdehnzahl
ν	(1)	Sicherheitsbeiwert
τ	(MN/m ²)	Schubspannung
$\sigma_{\theta\theta}$	(MN/m ²)	Tangentialspannung
σ_e	(MN/m ²)	Stahlspannung
σ_{eD}	(MN/m ²)	Stahlspannung im Druckbereich
σ_s	(MN/m ²)	Spaltzugspannung
Bn	(MN/m ²)	Güteklasse für Beton (der Übersicht halber wird noch die im Augenblick gültige Bezeichnung verwandt; z. B.: Bn 250 - $\beta_w = 25$ MN/m ²)

1. EINFÜHRUNG, ZIEL DER UNTERSUCHUNG

Im Bereich der Kopfanschlüsse von Stahlpfählen treten in Pfahlkopflplatten sehr hohe örtliche Beanspruchungen auf. In der Praxis wurde bisher mit erheblichem Aufwand versucht, diese Spannungsspitzen auf die für Beton zulässige Druckspannung abzubauen. Dabei ergaben sich recht umständliche und aufwendige Konstruktionen. Aufgabe der vorliegenden Arbeit ist es, eine Vereinheitlichung und Vereinfachung dieser Anschlüsse zu erreichen.

Wenn man annimmt, daß Beton unter bestimmten Voraussetzungen erheblich höhere Spannungen als die in DIN 1045 festgelegte Würfeldruckfestigkeit aushält, erscheint es nicht erforderlich, die im Stahlprofil vorhandenen Spannungen bis auf die zulässige Betonpressung abzubauen. In der Übergangzone Stahl-Beton werden sich zwar plastische Bereiche ausbilden. Solange diese Plastifizierung aber örtlich begrenzt bleibt und nicht progressiv zum Bruch führt, besteht keine Gefahr für die Konstruktion.

Anhand von Versuchen und theoretischen Überlegungen soll im folgenden nachgewiesen werden, in welchen Fällen die obige Annahme gerechtfertigt ist.

2. STAND DER TECHNIK

2.1 Einzelbeiträge

Aus vielen Veröffentlichungen zum Teilflächenpressungsproblem (vgl. auch LEONHARDT [43]) seien nur die herausgegriffen, die sich im engeren Sinne mit dem hier gestellten Problem befassen.

Grob lassen sich die Artikel in zwei verschiedene Gruppen einteilen. Einmal die mehr praktisch orientierten, in denen Versuchsergebnisse mitgeteilt und Bemessungsansätze angegeben werden, zum anderen Arbeiten, die sich nur theoretisch mit der Ermittlung der Tragfähigkeit teilweise belasteter Stahlbetonkörper beschäftigen. Im weiteren werden die Arbeiten in ihrer zeitlichen Reihenfolge zusammengestellt.

POHLE (1951 [30]; [31]) war wohl einer der ersten, die sich ganz speziell mit dem Problem des Anschlusses von Stahlpfählen an Stahlbetonüberbauten beschäftigt haben. Er war der Meinung, daß der Aufwand für die Verstärkung der Stahlpfähle im Anschlußbereich bei Kaimauern und Brückenwiderlagern entschieden

zu groß sei. Zur Unterstreichung seiner Aussage führte er mehrere Versuchsreihen mit verschiedenen Profilformen und Betongüten durch.

Seine ersten Versuche an Quadern mit den Abmessungen 30 x 30 x 20 cm und zwei verschiedenen Profilformen, dem Rohr und dem I-Profil, haben seine Annahme bestätigt. Die Tragfähigkeit seiner wendelbewehrten Versuchskörper drückte er in der "Zersprengbeanspruchung Z" aus, womit er das Verhältnis zwischen Stahlspannung σ_e und Betondruckfestigkeit β_p bezeichnete. Er erreichte Werte von $Z = 7,5 - 12,0$, was einer Stahlspannung im Profil von im Mittel 269,0 MN/m² entsprach.

Bei diesen ersten Versuchen trat Versagen stets durch Zersprengen des Betonkörpers ein. Um dies zu vermeiden, bildete er die Versuchskörper bei seinen folgenden Versuchen so aus, daß sie stets noch mit einem Stahlmantel umhüllt waren. Dabei versagte das Stahlrohr (ϕ 89,4 mm) durch Ausbeulen bei einer Spannung von $\sigma_e = 285,5$ MN/m², ohne daß der Beton zerstört wurde. Um festzustellen, ob sich seine im Labor durchgeführten Versuche mit den Verhältnissen auf der Baustelle deckten, führte er noch zwei großmaßstäbliche Versuche durch. Dabei stellte er fest, daß bei ausreichender Wendelbewehrung allein der Schneidendruck ausreichen würde, um die Last aus dem Betonüberbau in den Pfahl zu übertragen.

Um dieses Ergebnis zu untermauern, führte er zu einem späteren Zeitpunkt nochmals eine Reihe von Versuchen in natürlichem Maßstab durch. Prinzipiell stellte er fest:

- a.) Z wächst mit zunehmendem Abstand des Stahlprofils vom Rand des Betonkörpers, ferner mit zunehmendem Stahlquerschnitt der Wendelbewehrung;
- b.) Z nimmt ab mit zunehmender Betonfestigkeit

Seine wichtigsten Ergebnisse stellte er in Tabellenform zusammen und veröffentlichte sie als Richtwerte für die praktische Anwendung.

Die zum Teil sehr hohen Teilflächenpressungen, die POHLE erzielte, sind auf die günstig gewählten Abmessungen seiner Versuchskörper zurückzuführen.

1953 formulierte MEYERHOF [2], ausgehend von der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung, einen Ansatz für die Traglast. Für den ebenen Fall zeigt seine Gleichung

chung eine proportionale Abhängigkeit der Traglast vom Verhältnis (h/b) . (h = Höhe des Versuchskörpers; b = Breite des Laststreifens). Sein Ansatz zum Nachweis der Bruchlast für den Halbraum geht auf die Grundbruchtheorie und die dort ermittelten Tragfähigkeitsbeiwerte zurück. Für den rotationssymmetrischen Lastfall weist er kurz auf ähnliche Lösungsmöglichkeiten hin.

Zur Bestätigung seiner Ansätze führte er verschiedene Kleinmaßstäbliche Versuche durch. Dabei wurden insbesondere die Abmessungen der Versuchskörper variiert. In Tabellen und Diagrammen wurden die Ergebnisse zusammengestellt und mit früheren Untersuchungen und entsprechenden Untersuchungen an anderen Materialien verglichen.

Seine theoretischen Ergebnisse stimmen allerdings nur in einem kleinen Bereich mit den Messungen überein und weichen mit zunehmender Abmessung der Versuchskörper immer mehr von diesen ab.

Hier sei vor allem auf zwei Versuche hingewiesen, die MEYERHOF mit einer kräftigen Wendelbewehrung an Betonkörpern ausführte, die auch in ihren Abmessungen überdimensioniert waren. Die Sprengwirkung reichte nun nicht mehr aus, um die Körper zu zerstören, sondern es bildete sich eine Art von Grundbruch an der Betonoberfläche aus. Die Bruchfigur ist im Abschnitt 4, Bild 4.07 dieser Arbeit wiedergegeben. Die Betonfestigkeit dieser Versuchskörper wurde mit $\beta_w = 20,0 \text{ MN/m}^2$ angegeben. Im Bruchzustand betrug die Flächenbelastung im Mittel $p_u \approx 380,0 \text{ MN/m}^2$. Dieser Wert kann damit wohl als oberer Grenzwert der Belastbarkeit angesehen werden.

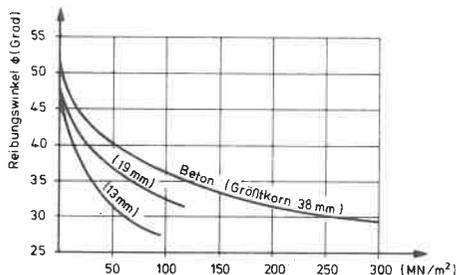


Bild 2.01: Abhängigkeit des Reibungswinkels ϕ von der Belastung (MEYERHOF | 2 |)

Erwähnt seien abschließend noch die Hinweise für die Wahl der Eingangparameter bei Anwendung der Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung. Aufgrund zahlreicher anderer Veröffentlichungen kam MEYERHOF zu dem Schluß, daß die Kohäsion c näherungsweise ein Fünftel der Prismenfestigkeit betrage. Des weiteren stellte er fest, daß der Reibungswinkel ϕ

- entsprechend den bodenmechanischen Eigenschaften der Zuschlagstoffe - abhängig von der Belastung sei, wie obenstehendes Bild 2.01 zeigt.

Ausgehend vom Problem der Spannglied-Rückverankerung lieferte SPIETH (1959 |13|) einen umfangreichen Beitrag zum Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Presung. In einem ersten theoretischen Teil seiner Arbeit ermittelte er den Spannungszustand unter Teilflächenbelastung, ausgehend von der klassischen Elastizitätstheorie. Da dies zu einer sehr aufwendigen Lösung führte, gab er ergänzend eine Reihe von Näherungsverfahren an.

Im zweiten Teil der Arbeit SPIETHS wird über sieben Versuchsreihen berichtet, wobei verschiedene Einflüsse auf die Bruchspannung untersucht wurden. Im vorliegenden Zusammenhang sind vor allem folgende Untersuchungen von Interesse:

- a.) Einfluß der Würfeldruckfestigkeit auf die Bruchspannung,
- b.) Einfluß des Flächenverhältnisses Lastfläche zur gesamten Betonoberfläche,
- c.) Einfluß einer Wendelbewehrung.

Die Ergebnisse zu (a) zeigen, daß mit zunehmender Würfeldruckfestigkeit das Verhältnis Bruchspannung p_u/β_w linear abnimmt. Im praktischen Bereich, also zwischen $B_n 250$ und $B_n 550$, beträgt die Abnahme etwa 15 %. Die Abhängigkeit der Bruchspannung vom Flächenverhältnis F/F_1 näherte SPIETH durch eine Parabel 2. Ordnung an. Damit ergab sich folgende Bruchbedingung:

$$p_u = \beta_p \sqrt{F/F_1} \quad (2.1) \quad \begin{array}{l} F = \text{gesamte Betonoberfläche} \\ F_1 = \text{Lastfläche} \end{array}$$

Für das Flächenverhältnis $F/F_1 = 100$ wurden 3 verschiedene Wendeldurchmesser untersucht. Dabei zeigte sich eine Abnahme der Tragfähigkeit mit zunehmendem Wendeldurchmesser. Bei zwei Versuchen wurde die Bruchlast nicht durch Zersprengen der Stahlbetonkörper erreicht, sondern es trat auch wieder eine Art von Grundbruch in der oberen Zone rings um die Lastfläche ein. Die Betongüte betrug bei diesen beiden Versuchen im Mittel $\beta_w = 41,0 \text{ MN/m}^2$ und die Bruchspannung $p_u = 417,0 \text{ MN/m}^2$.

AU/BAIRD |32| haben 1960 ebenfalls einen Beitrag zu diesem Problem geliefert. Sie beschränken sich bei ihren kleinmaßstäblichen Versuchen (Versuchskörperabmessungen $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}$ bzw. $20 \times 20 \times 10 \text{ cm}$) auf Verhältnisse Betonkörperoberfläche/Fläche der Lastplatte zwischen 2 und 16. Innerhalb dieses Bereiches untersuchen sie zum einen den Einfluß der Versuchskörperhöhe und zum anderen die Bedeutung der Größe der Zuschlagstoffe. Die verschiedenen Versuchsergebnisse

sind in Tabellenform zusammengestellt bzw. in einem Diagramm graphisch dargestellt. Es zeigte sich, daß die Traglast der flacheren Prüfkörper stets größer war als die der Würfel. Ferner kann zum Einfluß der Zuschlagstoffe folgendes gesagt werden: mit zunehmender Korngröße nimmt auch das Verhältnis Traglast zu Betonfestigkeit zu.

Im zweiten Teil der Arbeit wird eine Näherungslösung für die Bruchbedingung hergeleitet. Ausgehend vom Bruchbild ihrer Versuche setzen sie im Bruchzustand die Gleichgewichtsbedingungen an, die dann zu folgender Gleichung führen:

$$p_u = (2 \cdot s_o + k \cdot \beta_{DZ}) \cdot \cot \alpha$$

- mit
- α - halber Bruchkeilwinkel ($19^\circ = \alpha = 25^\circ$)
 - s_o - Scherwiderstand für $p = 0$
 - k - von der Geometrie abhängiger Faktor

In diesem Ansatz sind $\cot \alpha$ und k sehr empfindlich selbst gegen kleinste Änderungen von α . Für die Nachrechnung der Versuche wurde ein Mittelwert des Bruchkeilwinkels $2\alpha = 44^\circ$ eingesetzt. In einem Diagramm wurden die Versuchsergebnisse den Rechenergebnissen gegenübergestellt. Die Kurve für die rechnerischen Bruchspannungen liegt dabei etwas über den Versuchsergebnissen. Bei zunehmendem Verhältnis F/F_1 weicht die rechnerische Kurve immer stärker von den Versuchsergebnissen ab.

Den ersten Versuch, auch die Wendelbewehrung in den Versuchskörpern mit zu erfassen, unternahm SZABO (1963 [1]). Auch er ging von der Vorstellung aus, daß sich beim Bruch in der Regel ein statisch bestimmter Zustand einstelle. Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen und dem Arbeitssatz bestimmte er die Bruchlast. Im einzelnen ging er so vor, daß er sich zunächst abhängig von der Geometrie und der Betongüte die Größe des Bruchkeilwinkels bestimmte. Durch Einsetzen in die Gleichgewichtsbedingung ergab sich dann die Bruchlast.

Er unterschied zwei Arten des Versagens: den Bruch des Betons bzw. das Versagen der Wendelbewehrung. Für die Definition des ersten Falles benutzte er die der Prismenfestigkeit des Betons entsprechende Last. Im zweiten Fall ist die Bruchlast direkt proportional dem eingelegten Stahlquerschnitt.

An zwei Beispielen zeigte SZABO die praktische Anwendung der erhaltenen Bruchbedingung. Die erzielten Ergebnisse wurden jedoch nicht mit Versuchsergebnissen

verglichen, so daß zunächst über die Berechtigung des Ansatzes nichts ausgesagt werden kann.

HAWKINS ([33], [35]) veröffentlichte 1968 die Ergebnisse kleinmaßstäblicher Versuche. An etwa 100 zentrisch belasteten und 130 exzentrisch belasteten Versuchskörpern untersuchte er die Einflüsse von Betongüte, Körperabmessungen und Form der Lastplatte auf die Bruchlast und in weiteren 31 Versuchen den Einfluß der Lastplattendicke [34].

Die umfangreichen Ergebnisse sind in Tabellenform zusammengestellt. Als Bruchursache wurde bei allen Versuchskörpern Versagen infolge Sprengwirkung festgestellt. Unter der Lastfläche selbst bildete sich jeweils ein Bruchkeil aus. Das Bruchbild diente auch HAWKINS als Versagensmodell, für das er die Gleichgewichtsbedingungen ansetzte. Sie führten bei ihm zu folgender Bruchbedingung für quadratische und kreisförmige Lastplatten:

$$p_u / \beta_p = 1 + k / \sqrt{\beta_p} \cdot (R - 1) \quad (2.3)$$

- p_u - Bruchspannung (MN/m^2)
- R - Flächenverhältnis F/F_1
- k - Konstante (abhängig von der Betongüte)

Die Konstante k hängt von der Zugfestigkeit des Betons und dem Reibungswinkel ϕ ab. Durch Rückrechnung verschiedener Versuchsergebnisse ergab sich für den Bruchzustand $4,20 \leq k \leq 5,45$. Für praktische Fälle wurde $k = 4,20$ empfohlen. Für den Reibungswinkel griff er wieder auf andere Veröffentlichungen zurück und setzte $\phi = 40^\circ$ ein.

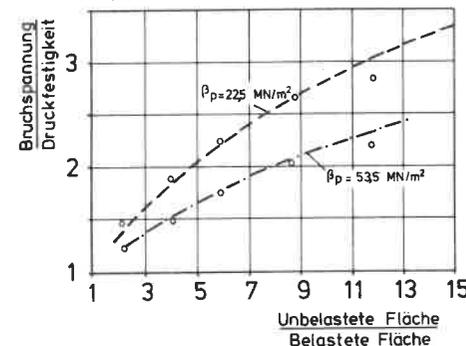


Bild 2.02: Einfluß der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit [33]

Für rechteckige Lastplatten erhielt er eine ähnliche Bruchbedingung wie bei Gleichung (2.3). In [35] erfolgte dann der Übergang zur Streifenlast, worauf hier aber nicht näher eingegangen wird.

Die gewonnenen rechnerischen Ergebnisse wurden in einigen Diagrammen den Versuchswerten gegenübergestellt und damit die Brauchbarkeit der Lösung gezeigt (Bild 2.02).

YETTRAM/ROBBINS [36] befaßten sich 1969 in einem theoretischen Beitrag mit dem Problem der Spannungsverteilung im Ankerbereich vorgespannter Stahlbetonbalken. Unter der Voraussetzung linear-elastisch isotropen Materialverhaltens von Beton ermittelten sie die Spannungen mit Hilfe der Methode der finiten Elemente für den dreidimensionalen Fall. Das Programm wurde an einem Testbeispiel mit den Ergebnissen einer geschlossenen Lösung des ebenen Falles verglichen und zeigte befriedigende Ergebnisse. Unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften konnte

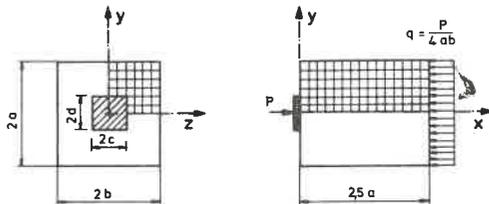


Bild 2.03: Bezeichnungen und Netzaufbau der FE-Berechnung [36]

das räumliche Problem dann mit vertretbarem Aufwand berechnet werden (Bild 2.03). In der Berechnung wurden sowohl die Abmessungen der rechteckigen Betonkörper als auch der Ankerplatten variiert.

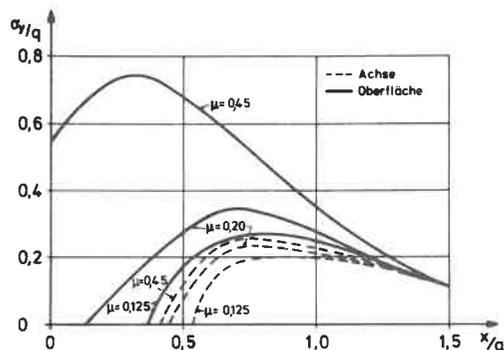


Bild 2.04: Einfluß der Querdehnzahl auf den Spannungsverlauf [36]

Die Ergebnisse sind in mehreren Diagrammen zusammengestellt. In einer zusätzlichen Untersuchung wurde der Einfluß der Querdehnzahl μ untersucht. Bild 2.04 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchung: die Annahme von $\mu = 0,45$ änderte die Spannungsverteilung entscheidend.

Die Vergleichsrechnung wurde mit $\mu = 1/6$ durchgeführt. Abschließend wurden die wichtigsten Ergebnisse zusammengestellt und mit früheren Lösungen verglichen.

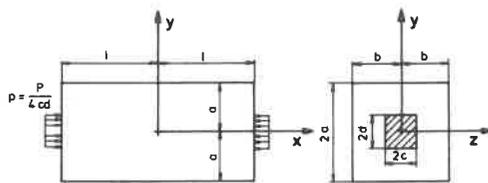


Bild 2.05: Geometrie für den Rechenansatz nach IYENGAR [37]

Mit einer ähnlichen Problemstellung beschäftigten sich auch IYENGAR/PRA BHAKARA (1969 [37]). Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie berechneten sie die Spannungsverteilung in einem an den Enden belasteten Rechteckprisma. Sie erhielten eine Lö-

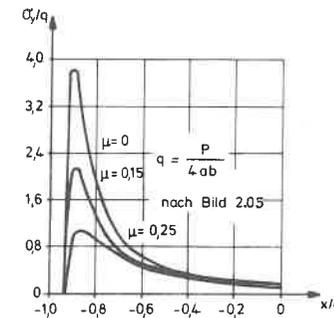


Bild 2.06: Einfluß der Querdehnzahl auf den Spannungsverlauf [37]

sung in Form eines Galerkin-Vektors, dessen Komponenten in Doppel-Fourier-Reihen entwickelt sind. Es wurden Rechteckprismen mit symmetrischer und exzentrischer Normalbelastung an den Enden untersucht und für typische Fälle die numerischen Ergebnisse angegeben (Bild 2.05). Außer den Abmessungen des Prismas wurde auch die Querdehnzahl variiert ($\mu = 0$; $\mu = 0,15$; $\mu = 0,25$). Vor allen Dingen im Endbereich zeigte sich ein erheblicher Einfluß von μ auf die Spannungsverteilung (Bild 2.06) selbst bei noch relativ

geringen Änderungen. In einem abschließenden Vergleich mit einer zweidimensionalen Lösung zeigten sie, daß die Spannungsverteilungen beider Lösungen im Innern des Prismas einander ähnlich waren.

HYLAND/CHEN [38] führten 1970 210 kleinmaßstäbliche Versuche durch. Dabei untersuchten sie den Einfluß der Körperhöhe und der Auflagerungsbedingungen auf die Bruchlast der zylindrischen Versuchskörper. Ferner kontrollierten sie den Einfluß eines Hohlraumes direkt unter der Belastungsfläche (Simulation eines Spannkanals). Die Versuchskörper wurden vergleichsweise aus einem Zementmörtel (Sand und Portlandzement) und aus Beton hergestellt. Der Durchmesser der Lastfläche betrug 3,8 bzw. 5,1 cm, die Verhältnisse der unbelasteten Oberfläche zur Lastfläche waren 9 bzw. 16.

Mit zunehmender Körperhöhe nahm auch das Verhältnis Bruchspannung zur Zylinderdruckfestigkeit zu, und zwar bis zu einer Probenhöhe gleich dem doppelten Durchmesser der Lastfläche. Danach blieb die Bruchlast annähernd konstant.

Versagen trat jeweils durch Zersprengen des Betonzylinders ein. Die Dehnungsverteilung wurde bei einigen Proben in der Körperachse ermittelt. Dabei zeigte sich, daß die Versuchskörper, die auf Kunststoff aufgelagert waren, eine günstigere Dehnungsverteilung hatten als die auf Stahlplatten aufgelagerten.

Abschließend wurde versucht, die Bruchlast mit Hilfe eines Lösungsansatzes nach der Plastizitätstheorie nachzurechnen, und zwar mit Ansätzen aus einer früheren Veröffentlichung.

Zusammenfassend wurde folgendes festgestellt: der Einfluß der Reibung in der Auflagerfläche sei von untergeordneter Bedeutung auf die Traglast, jedoch nicht auf die Dehnungsverteilung. Die maximale Zugspannung im Versuchskörper sei maßgebend für die Bruchlast. Bei den Versuchskörpern mit Hohlraum habe sich keine entscheidende Verminderung der Bruchspannung ergeben.

RIECKMANN berichtet 1971 [5] über drei großmaßstäbliche und mehrere kleinmaßstäbliche Versuche zum Problem der Druckkraftübertragung von Stahlpfählen in Betonüberbauten. Anlaß war der Bau der Moorbrücke Bremerhaven, die auf Stahlpfählen gegründet wurde. Der übliche Anschluß der Stahlpfähle an den Betonüberbau hätte bei der großen Anzahl der Pfähle erhebliche Kosten verursacht.

An wendelbewehrten Stahlbetonkörpern mit den Abmessungen 56 x 80 x 120 cm mit einem 30 cm tief einbetonierten Pfahlstück (UP 103) wurde die Traglast ermittelt. Das Last-Verformungs-Diagramm wurde angegeben. Im Mittel betrug die Traglast 1,58 MN, was einer Betonpressung von 152,0 MN/m² oder siebenfacher Würfelfestigkeit entsprach. Das Rißbild beim Bruch ließ erkennen, daß die Bruchursache eine Zerstörung durch Spaltzugkräfte war. Das gewünschte Ziel, vollständig auf eine Anschlußbewehrung zu verzichten, konnte nicht erreicht werden. Die Ursache dafür war hauptsächlich, daß aus technischen Gründen die Abmessungen der Prüfkörper kleiner gewählt wurden als die des Bauwerkes.

Durch einen einfachen Ansatz versuchte RIECKMANN den gefährdeten Bereich unterhalb der Lasteinleitungszone abzugrenzen. Mit Hilfe der Gleichungen zur Ermittlung der Spannungen infolge Streifenlast auf der halbumendlichen Scheibe suchte er die Spannungstrajektorie, bei der $\sigma < \beta_p/3$ wird. Diese kritische Zone war dann durch eine ausreichende Betonüberdeckung und Bewehrung zu sichern.

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente berechneten FLORIN/HILTSCHER 1972 [14] die Spaltzugspannungen in kreiszylindrischen Säulen, die durch eine kreisförmige Flächenlast zentrisch-axial belastet werden. Die Berechnung wurde für linear-elastisches Materialverhalten durchgeführt. Der Einfluß der Querdehnzahl wurde besonders untersucht. Dabei stellten sie fest, daß mit zunehmender Querdehnzahl die maximale Spaltzugspannung abgebaut wird.

Bild 2.07 zeigt den Einfluß des Lastkonzentrationsfaktors F/F_1 auf Verlauf und Größe der Spaltzugspannungen. Beim Verhältnis $F/F_1 = 2,25$ ergibt sich ein deutliches Maximum der Ringspannungen mit etwa 6,5 % der Spannung an der Lasteinleitungsstelle. Für drei verschiedene Lastkonzentrationsfaktoren wurden die

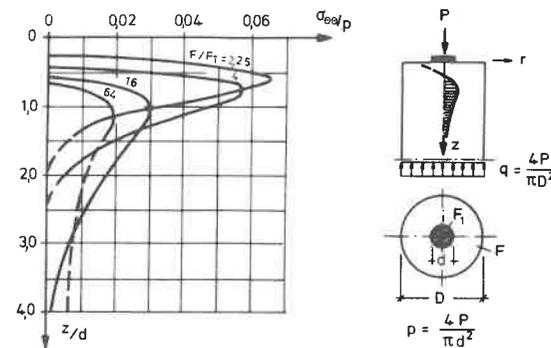


Bild 2.07: Einfluß des Teilflächenverhältnisses auf die Tangentialspannung [14]

Zugspannungen in radialer und tangentialer Richtung Bereichsweise integriert und die Zugkräfte angegeben. Daraus ließ sich die erforderliche Bewehrung zur Abdeckung der Zugkräfte ermitteln.

In einem abschließenden Abschnitt wurde die gefundene Lösung gegenüber der Lösung beim Halbraum und der Halbebene abgegrenzt.

In den Jahren 1968 - 1974 wurden an der TU München Versuche zum Problem der Teilflächenbelastung durchgeführt. Die von HEILMANN/WURM betreuten Untersuchungen waren zur Klärung der Probleme im Endbereich der Spanngliedverankerungen durchgeführt worden. In drei Berichten [3] wurde ausführlich auf diese Untersuchungen eingegangen. Eine weitere Arbeit [4] befaßte sich mit der Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen. Im folgenden seien die wichtigsten Punkte dieser Berichte kurz zusammengefaßt.

Insgesamt wurden 14 Versuchsreihen durchgeführt, bei denen die verschiedensten Einflüsse untersucht wurden. Unter anderem:

- der Einfluß des Flächenverhältnisses bei Teilbelastung unbewehrter Betonkörper;
- der Einfluß der Querbewehrung (Anordnung, Form, Stahlmenge);
- Dauerstandfestigkeit;
- der Einfluß einer exzentrischen Krafteinleitung.

Für Teilflächenverhältnisse $F/F_1 \leq 9$ wurde an unbewehrten Versuchskörpern die Bruchspannung ermittelt. Es ergab sich analog zu SPIETH in etwa eine Proportionalität zu $\sqrt{F/F_1}$.

Bei der Untersuchung der optimalen Bewehrungsform zeigte die Wendelbewehrung die besten Ergebnisse. Im günstigsten Fall war eine Steigerung der Bruchspannung von über 100 % möglich. Ferner zeigte sich, daß die Traglast nicht pro-

portional mit der eingelegten Stahlmenge zunimmt, sondern von einem bestimmten Bewehrungsprozentsatz an nahezu konstant bleibt. Zufällige und ungewollte Exzentrizitäten der Lastplatte hatten insgesamt einen relativ geringen Einfluß auf die Tragfähigkeit. Die Bruchlast war im Mittel um 8 % geringer als bei vergleichbaren, zentrisch belasteten Proben. Auf die ebenfalls untersuchte Querschnittsschwächungen braucht hier nicht näher eingegangen zu werden.

Die Versuche mit Leichtbeton zeigten, daß auch hierbei eine erhebliche Steigerung der Bruchspannung gegenüber der Würfeldruckfestigkeit erzielt werden konnte. Als brauchbare Näherung zur Ermittlung der Bruchspannung bot sich die Formel von HAWKINS an.

Anschließend sei der Artikel von NIYOGI (1975 [39]) erwähnt. Der Autor befaßte sich hauptsächlich mit der Tragfähigkeit bewehrter Betonkörper und führte dazu kleinmaßstäbliche Versuche durch. Außer dem Teilflächenverhältnis F/F_1 variierte er die Bewehrungsform (Wendel/Schlaufen) und den Bewehrungsgehalt. Bei seinen Versuchen hielt er außer der Eindrückung der Lastplatte in den Betonkörper und der Bruchspannung auch die Spannung fest, bei der sich der erste Riß am Versuchskörper bildete. Dabei zeigte sich, daß bei zunehmendem Flächenverhältnis F/F_1 der Abstand zwischen "Rißspannung" und Bruchspannung abnimmt. NIYOGI stellte ebenfalls wieder fest, daß die Wendelbewehrung die größte Erhöhung der Bruchlast brachte.

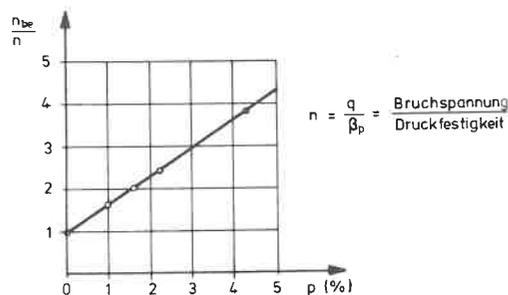


Bild 2.08 zeigt den Einfluß des Bewehrungsgehaltes auf die Traglastzunahme. Als Gleichung der Geraden ergibt sich

$$\frac{n_{be}}{n} = 1 + k \cdot p$$

Bild 2.08: Einfluß des Bewehrungsgehaltes auf die Bruchspannung

- mit
- n_{be} - Verhältnis p_u/β_p bei bewehrten Körpern,
 - n - Verhältnis p_u/β_p bei unbewehrten Körpern,
 - p - Prozentsatz der Bewehrung,
 - k - Faktor (in der Praxis für Wendelbewehrung $k = 55$ für alle Verhältnisse F/F_1).

Zum Abschluß der Literaturzusammenstellung sollen der Vollständigkeit halber noch einige Verfasser erwähnt werden, die sich ebenfalls mit dem vorliegenden Problem beschäftigten. Dazu gehört zunächst eine ältere Veröffentlichung von SIEVERS [51]. Ausgehend von Auflagerbänken von Brückenpfeilern beschäftigte er sich mit Teilflächenpressungsproblemen. Er führte sowohl numerische als auch spannungsoptische Untersuchungen durch. Die Beiträge von SARGIOUS [52], EL-BEHAIRY [53], KÖCHEL [54] und weitere Veröffentlichungen von HILTSCHER/FLORIN [55] und [56] befassen sich mit den Spaltzugspannungen hinter den Ankerplatten vorgespannter Balken. Dabei handelt es sich jedoch um ebene Probleme, die hier nur zum Vergleich interessant sind.

2.2 Zusammenfassung

Zunächst seien die Ergebnisse nach der Elastizitätstheorie [14], [36] und [37] miteinander verglichen. IVENGAR [37] ging von einer definierten Länge seines Körpers aus, während in den FE-Berechnungen von YETTRAM [36] und FLORIN [14] die Länge so gewählt wurde, daß sie ohne Einfluß auf den Einleitungsbereich blieb (siehe Bilder 2.03 und 2.05). Da die Körperlänge aber einen erheblichen Ein-

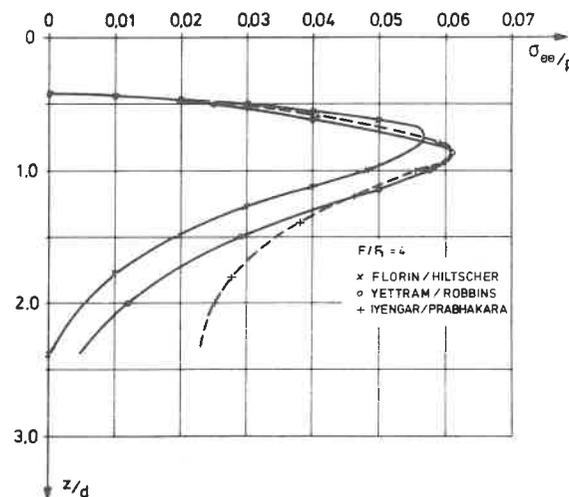


Bild 2.09: Vergleich der Spaltzugspannungen nach verschiedenen Rechenansätzen [14], [36], [37]

fluß auf die Spannungen hatte, sind die Ergebnisse nur beschränkt vergleichbar. Bild 2.09 zeigt die Ergebnisse im Vergleich bei dem Flächenverhältnis $F/F_1 = 4$. Vor allem im lastfernen Bereich zeigt sich deutlich der Einfluß der symmetrischen Belastungsannahme nach [37]. Ein für die weitere Arbeit wichtiges Ergebnis zeigt Bild 2.10. Hierbei sind die jeweils maximalen Spaltzugspannungen in der Achse über dem Flächenverhältnis aufgetragen. Der Unterschied zwischen einer Berechnung als quadratisches Prisma und als Zylinder ist

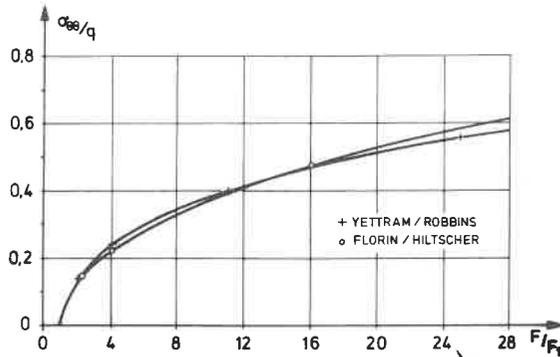


Bild 2.10: Vergleich der maximalen Spaltzugspannungen im allgemeinen räumlichen und rotationssymmetrischen Fall [14], [36]

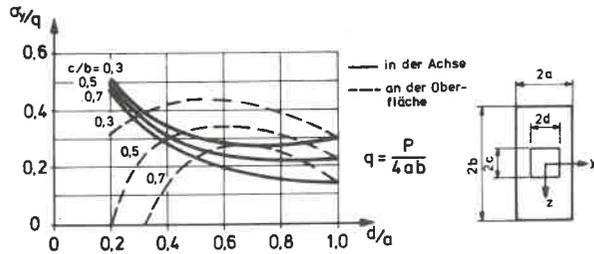


Bild 2.11: Änderung der Spaltzugspannung beim Übergang vom Quadrat zum Rechteck [36]

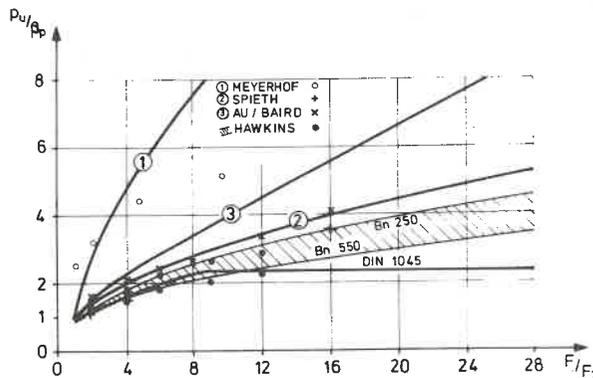


Bild 2.12: Ergebnisse verschiedener Ansätze nach der Bruchtheorie

vernachlässigbar. Das bedeutet also, daß die erheblich weniger aufwendige rotations-symmetrische Berechnung ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Zur Abschätzung des Einflusses beim Übergang auf rechteckige Probleme sind in Bild 2.11 die Ergebnisse aus [36] wiedergegeben. Zu-mindest im Bereich $0,5 \leq d/a \leq 1,0$ ist der Einfluß gering. Lösungsansätze nach der Bruchtheorie bzw. empirische Ansätze sind in [2], [13], [32] und [33] enthalten. Stets wurden, ausgehend vom Bruchbild, die Gleichgewichtsbedingungen angesetzt und daraus die Bruchlast ermittelt. Der Bruchkeilwinkel wurde aus den Versuchsergebnissen entnommen.

Bild 2.12 zeigt die einzelnen Lösungen im Vergleich. Nur bei HAWKINS kann das Verhältnis Bruchspannung zu Betonfestigkeit nicht direkt angegeben werden. Deshalb wird der für praktische Belange relevante Bereich angegeben. Beim Vergleich mit Versuchsergebnissen ergibt über den gesamten Bereich gesehen die Näherung von HAWKINS die beste Über-

einstimmung. Der Wert nach DIN 1045 ist ebenfalls eingezeichnet und zeigt die sehr konservative Abschätzung des Bruchverhaltens.

Von der großen Anzahl der vorliegenden Versuchsergebnisse ist nur ein Teil direkt miteinander vergleichbar. Abgesehen von den Unterschieden in den Auflagerbedingungen, den Körperabmessungen (Höhe der Versuchskörper) und den Betongütern, hat bei kleinmaßstäblichen Versuchskörpern auch die Größe der Zuschlagstoffe einen nicht unerheblichen Einfluß [32], [33]. Beim Vergleich der Ergebnisse können im folgenden deshalb nur Versuche mit etwa gleichen Ausgangsbedingungen einander gegenübergestellt werden.

Die Mehrzahl der Versuche wurde mit voller Lastfläche durchgeführt. Nur in [5] und [31] findet man auch Versuche mit aufgelösten Profilen, wie dies beim Problem der Pfahlkopfanschlüsse auftritt. Es bedarf deshalb hier noch einer Untersuchung, welchen Einfluß die Profilform und der "Auflösungsgrad" auf die Traglast haben. Da bei allen Versuchen von starrer Auflagerung der Prüflinge ausgegangen wurde, blieb weiter die Frage offen, welchen Einfluß eine Biegebeanspruchung in der Pfahlkopfplatte auf die Traglast hat, bzw. ob die hohe örtliche Beanspruchung am Pfahlkopf Auswirkungen auf das Tragverhalten der Platte hat.

Zur Klärung dieser für die praktische Anwendung wichtigen Fragen erschien es deshalb sinnvoll, gezielte Versuche in dieser Richtung zu unternehmen. Allerdings muß einschränkend gleich hinzugefügt werden, daß bezüglich der Biegebeanspruchung nur der Sonderfall behandelt wurde, daß der Pfahlkopfanschluß im Biegedruckbereich liegt. Der Einfluß einer Querkzugbeanspruchung wurde nicht untersucht.

Im Rahmen eines Forschungsauftrages des Landes Nordrhein-Westfalen [40] war es möglich, die erforderlichen Versuche durchzuführen. Die wichtigsten Ergebnisse dieser empirischen Untersuchung werden in die vorliegende Untersuchung übernommen und im nächsten Abschnitt zusammengestellt.

3. NEUE VERSUCHE ZUM PROBLEM DER PFAHLKOPFANSCHLÜSSE

3.1 Allgemeines

Bei den vom Verfasser durchgeführten Versuchen sollte vor allen Dingen der Einfluß der Plattenbiegung, der Profilform und der Wendelbewehrung auf die Tragfähigkeit näher erforscht werden.

Das gesamte Versuchsprogramm umfaßte folgende Reihen:

Reihe A	}	Versuche an dicken Platten
Reihe B		(Einfluß der Biegung, Durchstanzen,
Reihe C		Tragverhalten der Platte)
Reihe D		Versuche an massiven Körpern
		(Einfluß der Teilflächenform)
Reihe E		Versuche an massiven Körpern
		(Einfluß einer Wendelbewehrung)

Die dem Forschungsbericht entnommenen, im folgenden aufgeführten Diagramme, Tabellen und Blätter sind im Anhang wiedergegeben.

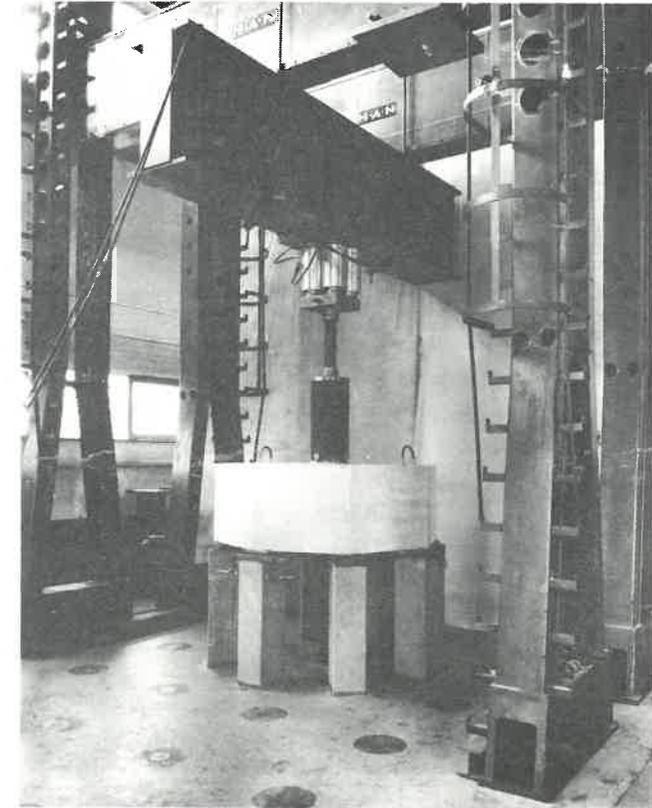
3.2 Versuchstechnik

3.2.1 Allgemeines

Sämtliche Untersuchungen wurden bei der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfungsanstalt, Otto-Graf-Institut, der Universität Stuttgart durchgeführt. Die Abmessungen und die maximale Belastbarkeit der dortigen Prüfrahmen stellte eine obere Grenze für die Versuchskörper dar. Andererseits sollten die Prüflinge möglichst groß werden, um nahe an naturgetreue Abmessungen heranzukommen und damit den Maßstabseinfluß auszuschalten.

3.2.2 Versuchskörper

Zur Durchführung der ersten Versuchsreihen (A, B und C, s. u.) wurde der auf Blatt A01 dargestellte Versuchsrahmen aufgebaut, der eine maximale Belastung von 4,0 MN zuläßt. Bild 1 zeigt den Prüfrahmen mit eingebauter Versuchsplatte A1.



B i l d 1

Versuchsaufbau für die
Reihen A, B, C

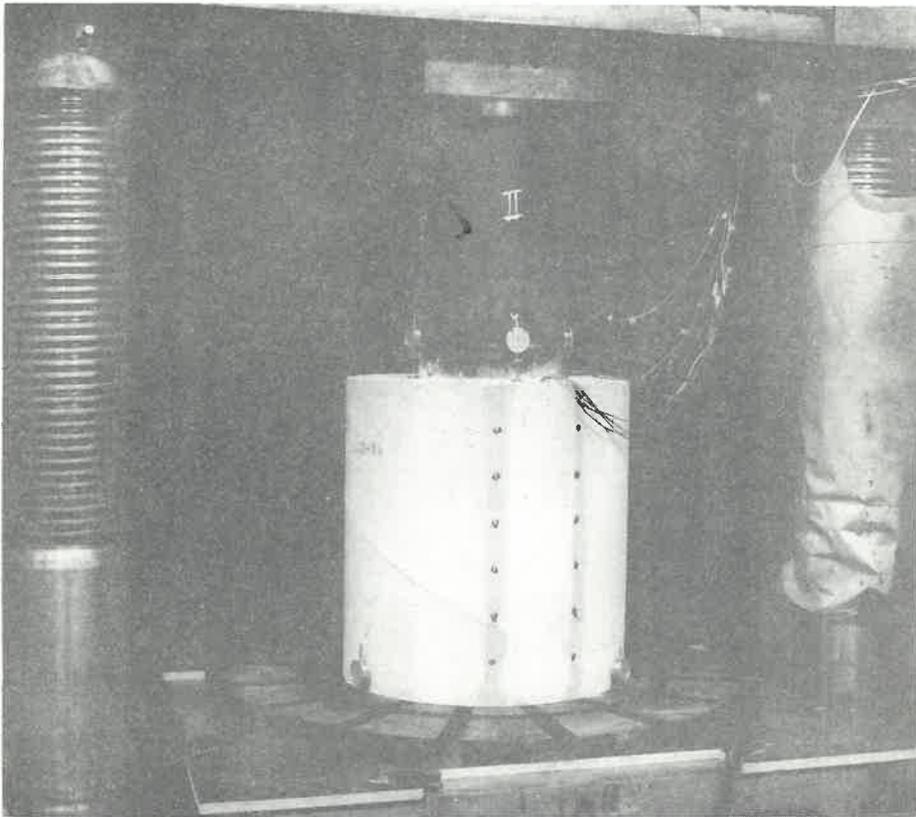


Bild 2

Prüfpresse der Reihen D und E
mit Versuchskörper E2

In Bild 2 ist die Versuchseinrichtung zu den Reihen D und E zu sehen. Hierbei handelt es sich um eine fest installierte 15,0 MN-Pressen, die für unsere Versuche im Lastbereich bis 5,0 MN ausgefahren wurde.

Die Abmessungen und Bewehrungen sämtlicher Versuchskörper sowie deren Herstellung sind in Tabellen zusammengestellt (s. u.). Da in der Praxis meist Träger- bzw. Rohrpfähle zum Einsatz kommen, wurden für die Versuche ebenfalls entsprechende Profile gewählt. Aus den Tabellen kann das jeweils gewählte Profil entnommen werden. Die erreichten Betonfestigkeiten werden gesondert im Abschnitt 3.3 "Materialkennwerte" dargestellt.

Versuchsreihen A, B, C

Hierbei handelt es sich um die biegebeanspruchten Platten, die beim Versuch auf 8 Punkten des Umfangs aufgelagert waren. Die Abmessungen der Platten waren stets gleich. Dabei handelt es sich in der Draufsicht um ein regelmäßiges Achteck, dem ein Kreis mit Durchmesser $D = 1,94 \text{ m}$ einbeschrieben ist. Die Plattendicke betrug 70 cm.

Auf Blatt AO2 ist die Bewehrung dargestellt. Aus Tabelle AO2 kann dazu die entsprechende Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe für jede Platte entnommen werden. In nachfolgender Tabelle 1 sind alle Versuche dieser Reihen zusammengestellt.

Versuchskörper	Versuch Nr.	Datum	Tage bis Versuch	Festigkeit β_v (MN/m ²)	Stahlprofil	Stahlfläche F_1 (cm ²)	Streckgrenze β_s (MN/m ²)
	A 1 *	18.05.73	30	26,5	Rohr ϕ 355,6	96,0	340,0
	A 2	25.05.73	37	27,5	Rohr ϕ 355,6	96,0	340,0
	A 3	23.05.73	35	27,5	Rohr ϕ 355,6	96,0	340,0
	A 4 *	13.06.73	28	24,5	Rohr ϕ 355,6	96,0	340,0
	B 1 *	03.07.73	26	28,0	IPB 120	34,0	260,0
	B 2	18.10.73	36	22,5	IPB 120	34,0	260,0
	B 3 *	25.10.73	35	14,5	IPB 120	34,0	260,0
	C 1 *	05.07.73	28	28,5	IPB 240	106,0	260,0
	C 2	16.10.73	34	22,5	IPB 240	106,0	260,0
C 3 *	23.10.73	41	22,5	IPB 240	106,0	260,0	

* keine Wendelbewehrung eingebaut

Tabelle 1: Zusammenstellung der Versuchskörper
der Reihen A, B, C

Versuchsreihen D, E

Hierbei handelt es sich durchweg um zylindrische Betonkörper verschiedener Abmessungen, wobei der Durchmesser jeweils gleich der Höhe des Prüfkörpers gewählt wurde. Aus der folgenden Tabelle 3 sind die einzelnen Abmessungen zu entnehmen. Die Wendelbewehrungen der Reihe E sind in Tabelle A04 zusammengestellt.

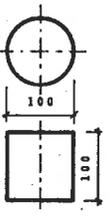
Versuchskörper	Versuch Nr.	Datum	Tage bis Versuch	Festigkeit β_w (MN/m ²)	Stahlprofil	Stahlfläche F_1 (cm ²)
 Kreis- Zylinder Maße in cm	D1	20.08.74	26	26,0	● Rund ϕ 107,0	89,92
	D2	19.08.74	25	26,0	○ Rohr ϕ 173,8	90,04
	D3	21.08.74	15	31,5	○ Rohr ϕ 355,6	89,16
	D4	16.08.74	10	30,0	■ "Kunst" IPB 120	89,91
	D5	06.09.74	15	27,0	I IPB 240	90,10
	D6	05.09.74	14	26,5	I I 360	90,06
 Kreis- Zylinder	E1	08.08.74	21	25,0	○ Rohr ϕ 355,6	89,16
	E2	01.08.74	20	26,0		89,16
 Kreis- Zylinder	E3	02.08.74	21	26,5	○ Rohr ϕ 355,6	89,16
	E4	05.08.74	24	27,0		89,16
	E7	06.08.74	19	25,0	I IPB 240	90,10
 Kreis- Zylinder	E5	07.08.74	20	25,0	○ Rohr ϕ 355,6	89,16
	E6	31.07.74	19	25,5		89,16

Tabelle 3: Zusammenstellung der Versuchskörper
der Reihen D, E

Die Herstellung der Versuchskörper war jedesmal gleich: zunächst wurde aus drei ausgerichteten Stahlträgern ein horizontales Planum geschaffen und darauf die Schalung aufgebaut. In die Schalung wurden fertig gebundene Bewehrungskörbe bzw. die Wendeln hineingestellt. Ein zusätzliches Gerüst hielt das Pfahlprofil in seiner planmäßigen Lage.

Nach einem ausgewählten Rezept wurde von einem Fertigbetonwerk der Beton geliefert. Zusammensetzung und Eigenschaften des Frischbetons sind in Tabelle A05 zusammengestellt. Vor dem Betonieren wurde das Ausbreitmaß kontrolliert. Das Betonieren erfolgte in der Versuchshalle, wo die Körper dann auch bis zum Einbau in die Prüfpressen lagerten. Verdichtet wurden die Körper mit einem Tauchrüttler. Das Ausschalen erfolgte stets innerhalb der ersten drei Tage. Als zusätzliche Maßnahme wurden die Körper in der ersten Woche mit feuchten Tüchern abgedeckt. Aus jeder Mischung wurden je 9 Prüfwürfel mit einer Kantenlänge von

20 cm zur Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit hergestellt. Abschließend bleibt noch zu bemerken, daß sämtliche bei den Versuchen verwendeten Rohrprofile ausbetoniert wurden, um ein frühzeitiges Ausbeulen zu vermeiden (siehe hierzu auch Blatt A03).

Nach Erhärten des Betons wurden die Körper in den Versuchsrahmen eingebaut.

3.2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche der Reihe A, B und C waren gleich aufgebaut. Zur Erzeugung einer Biegebeanspruchung in den Platten wurden diese auf Stützen abgesetzt. Zwischen Stützen und Platte wurden zur genauen Festlegung der Auflagerbedingungen bewehrte Elastomerlager mit den Abmessungen 100 x 150 x 42 mm eingebaut. Um eine genaue Ausrichtung der Platte zu ermöglichen, wurden sie immer in ein Mörtelbett (zwischen Versuchskörper und Auflagerplatte) gelegt.

Die Belastungspressen wurden am Querträger des Prüfrahmens befestigt. Um eine exakte Krafteinleitung zu erreichen, wurde auf die plangedrehte Oberkante der Stahlprofile (Rohr- bzw. Trägerprofil) eine eingepaßte Stahlplatte gelegt. Zum Schutz der Pressenstempel gegen Verkanten wurde zwischen Presse und Versuchskörper ein Pendelstab eingesetzt. Der Versuchsaufbau ist auf Blatt A03 dargestellt. Blatt A04 zeigt die Anordnung der Stützen, auf die die Platten abgesetzt wurden.

Der Versuchsaufbau für die Reihen D und E war erheblich einfacher, da die Versuchskörper in eine stationäre Presse eingebaut werden konnten. Die Abmessungen der Körper untereinander waren nicht alle gleich, so daß die Einbauhöhe der Presse jeweils verändert werden mußte. Mit Hilfe des beweglichen Belastungswagens konnte der Versuchskörper in der Presse so ausgerichtet werden, daß das lasteintragende Stahlprofil genau lotrecht zum starren Querhaupt stand und damit eine absolut zentrische Belastung möglich war. Als Auflager für den Betonkörper wurden die auf Blatt A04 dargestellten Auflagerplatten verwendet. Es handelt sich dabei um Neopreneplatten, die auf eine Sperrholzplatte aufgeklebt waren. Diese etwas aufwendige Konstruktion sollte verhindern, daß Querdehnungsbehinderung in der Aufstandsfläche auftrat.

Die Belastung des Versuchskörpers erfolgte von einer Grundlast ausgehend in Stufen, die rund 1/10 der rechnerischen Bruchlast entsprechen. Es wurde nicht kontinuierlich weiterbelastet, sondern zwischen 2 Lastschritten jeweils wieder

auf die Grundlast entlastet. Die Grundlast wurde so klein gewählt, daß sie als volle Entlastung des Versuchskörpers angesehen werden konnte, und diente nur zur Erhaltung der Versuchsbedingungen auch während der Entlastung.

Das Belastungsschema mit dem dazugehörigen Meßprogramm ist in Tabelle AO6 zusammengestellt. Die Messungen wurden 1 Minute nach Erreichen der jeweiligen Laststufe durchgeführt, um den Einfluß gewisser Anfangsstörungen bei sofortiger Messung zu vermeiden. Ferner wurden bei manueller Ablesung die Meßstellen stets in der gleichen Reihenfolge abgelesen, so daß innerhalb jeder Meßreihe einheitliche Verhältnisse herrschten.

3.2.4 Meßtechnik

Durch die sehr gute Ausrüstung der Forschungsanstalt mit elektrischen Meßeinrichtungen war es weitgehend möglich, auf manuelle Messungen zu verzichten. Nur die Eindringung der Stahlprofile in die Betonkörper und die Zusammendrückung der Neopreneauflager wurde mit Uhren (1/100 mm) gemessen. Bei den Reihen A, B und C wurden sämtliche Dehnungen mit Dehnmeßstreifen (DMS) in Viertelbrückenschaltung gemessen. Bei den Versuchen der Reihe D und E wurden die Wendeldehnungen mit DMS gemessen und die Umfangsdehnungen mit Setzdehnungsmessern (SDM) (20 cm Meßlänge). Die Ergebnisse der DMS-Messungen wurden sofort auf Lochstreifen abgeleht. Zusätzlich erhielt man über Drucker noch einen Klartext. Der elektrische Setzdehnungsmesser dagegen war nur mit einem Drucker ausgerüstet, so daß die Ergebnisse nur im Klartext vorlagen. Die Ablesung der Uhren erfolgte manuell, und die Meßwerte wurden in vorbereitete Protokolle eingetragen.

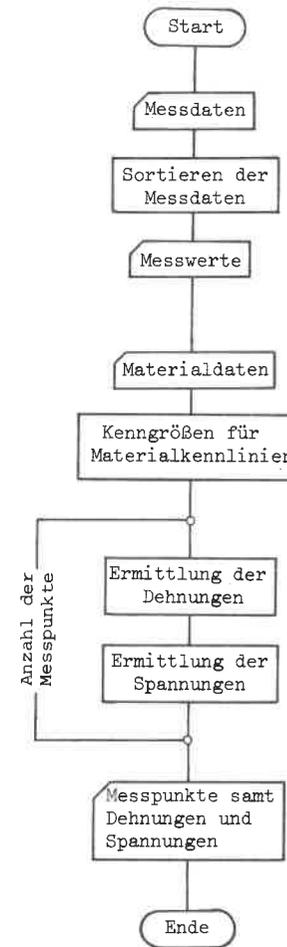
Während des Versuches wurde der Prüfkörper ständig nach Rissen untersucht, diese wurden dann entweder wie bei Reihe A, B und C mit farbiger Ölkreide nachgezeichnet oder wie bei Reihe D und E in ein besonderes Protokoll eingetragen. Wegen der weiteren Einzelheiten der Versuchstechnik und -durchführung wird auf [40] verwiesen.

3.2.5 Aufbereitung der Meßwerte

Die Meßwerte auf den Lochstreifen wurden auf Lochkarten umgesetzt, und damit war es möglich, die Auswertung mit elektronischer Hilfe vorzunehmen. Zu diesem Zweck wurde das Programm SIGEPS geschrieben.

Das Programm SIGEPS ist so aufgebaut, daß es zunächst die ganzen Meßwerte nochmals, nach Meßzyklen geordnet, ausdrückt. Im nächsten Schritt bildet es die absoluten Dehnungen durch Abzug eines mittleren Nullwertes. Die so ermittelten Werte werden in zwei verschiedenen Formaten ausgedrückt: einmal wieder nach Meßzyklen und dann nach Meßstellen geordnet.

Zur Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen können die bei den Werkstoffuntersuchungen gewonnenen Spannungs-Dehnungs-Diagramme punktweise eingegeben werden. Die Verbindung der Punkte erfolgt durch quadratische Parabeln, wobei immer drei aufeinanderfolgende Punkte zur Berechnung herangezogen werden. Da die Stahldiagramme in der Regel einen ziemlich großen linearen Anfangsbereich haben, wird zwischen Nullpunkt und erstem eingegebenen Punkt eine Gerade gelegt. In einem Unterprogramm erfolgt dann die Umrechnung der vorhandenen Dehnungen in die zugehörigen Spannungen mit Hilfe des entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Diagrammes. Die Ergebnisse - Dehnung, Spannung, Laststufe und zugehöriges Materialgesetz - werden wieder meßstellenweise ausgegeben.



Flußdiagramm von
SIGEPS

3.3 Materialkennwerte

Um eine genaue Auswertung der Meßergebnisse zu ermöglichen, wurden die Arbeitslinien der verwendeten Werkstoffe bestimmt. Die Durchführung der Werkstoffprüfungen des Betons erfolgte gemäß den gültigen Materialprüfnormen an Prismen $10 \times 10 \times 53 \text{ cm}^3$.

An Prüfkörpern aus der ersten Mischung für die Versuche A1, A2, A3 wurde ein Lastverformungsdiagramm für Beton gemessen. Da bei allen weiteren Versuchen stets der gleiche Beton verwendet wurde und sich auch immer etwa die gleiche Festigkeit einstellte, wurde diese Arbeitslinie als für alle Versuche gültig angesehen. Mit den bei jedem Betoniertermin mithergestellten 9 Prüfwürfeln konnte die Erhärtung kontrolliert und die Prüffestigkeit der einzelnen Versuchskörper ermittelt werden. Der Verlauf der Erhärtung und die Ermittlung der Festigkeit sind in [40] dargestellt.

Beim Bewehrungsstahl wurde bei jeder Lieferung die Festigkeit untersucht. Um einen Anhaltspunkt über die zu erwartenden Bruchlasten zu erhalten, wurde auch von den Stahlprofilen das Last-Verformungsverhalten bestimmt.

Tabelle 1 bringt eine Zusammenfassung der für die Reihen A - C verwendeten Werkstoffdaten.

3.4 Versuche

3.4.1 Versuchsreihen A, B, C

In den Versuchsreihen A, B und C wurde für verschiedene Profilformen und Wendeldurchmesser der Einfluß auf die Eindrückung der Stahlprofile in die Stahlbetonplatte untersucht. Die Einbindetiefe des Stahlprofils in die Stahlbetonplatte war bei allen Normalkraftversuchen konstant $t = 10 \text{ cm}$. Als zusätzlicher Einfluß im Gegensatz zu früher schon durchgeführten Versuchen wurde hier noch die Biegung berücksichtigt. Da bisher ebenfalls noch nicht eindeutig klar ist, wie eine dicke Platte mit diesen Abmessungen zu bemessen ist, wurden die Dehnungen der Bewehrung ebenfalls mit erfaßt. Als Übergang zu den in [40], Teil B, durchgeführtenmomentbeanspruchten Versuchen wurde außerdem bei den Versuchskörpern A4, B3, C3 eine im Kernpunkt angreifende Normalkraft aufgebracht. Dabei sollte abgeklärt werden, welchen Einfluß kleine Exzentrizitäten auf die Tragfähigkeit haben.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser ersten Serie zeigt anschließend Tabelle 7.

Versuch	Bruchlast (MN)	$\sigma_{e, \text{Pfahl}}$ (MN/m ²)	$\frac{\sigma_{e, \text{Pfahl}}}{\beta_s}$	$\frac{\sigma_{e, \text{Pfahl}}}{\beta_w}$	Bruchursache
A1	2,348	267	0,79	10,0	Durchstanzen der Stahlbetonplatte
A2	2,739	340	1,00	12,4	Fließen des Stahlrohres; Ausbeulen an mehreren Stellen
A3	2,739	340	1,00	12,4	Fließen des Stahlrohres; Ausbeulen an mehreren Stellen
A4 *	1,810	340	1,00	13,9	Fließen des Stahlrohres; Ausbeulen an mehreren Stellen
B1	0,970	260	1,00	9,3	Fließen des Stahlprofiles
B2	1,070	260	1,00	11,6	Fließen des Stahlprofiles; Ausknicken
B3 *	0,668	260	1,00	18,9	Fließen des Stahlprofiles; Ausknicken
C1	2,579	237	0,91	8,3	Durchstanzen der Stahlbetonplatte
C2	2,490	217	0,84	9,6	Durchstanzen der Stahlbetonplatte
C3 *	1,870	260	1,00	11,6	Fließen des Stahlprofiles

* exzentrisch belastete Versuchskörper

Tabelle 7: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Reihen A, B, C

Um den Einfluß der Zeit auf die Eindrückung mit zu erfassen, wurde ferner bei einem Versuchskörper, der im folgenden mit B4 bezeichnet wird, ein Dauerstandsversuch durchgeführt. B4 entsprach in Geometrie und Bewehrung genau Körper B1.

3.4.2 Versuchsreihen D, E

Diese Versuche stellten eine Fortsetzung der Untersuchungen von SPIETH [3] dar. Bei SPIETH war jedoch die Lastfläche F_1 stets ein Vollquerschnitt. In der Praxis kommen aber häufiger aufgelöste Querschnitte, z. B. Rohr- oder Trägerprofile vor; der Einfluß solcher Flächenformen bei konstantem Verhältnis F/F_1 wurde deshalb in einer Serie D untersucht. Die Einbindetiefe der Pfahlprofile in den Betonkörper wurde auch hier wieder mit 10 cm festgelegt.

In der Reihe E schließlich wurden 7 Versuchskörper mit zusätzlicher Wendelbewehrung und unterschiedlichen Abmessungen, d. h. unterschiedlichen Verhältnissen F/F_1 , geprüft: von zwei Versuchskörpern gleicher Abmessungen wurde jeweils einer mit einer schwachen Wendelbewehrung ($d_e = 8 \text{ mm}$) und der andere mit einer kräftigen Wendelbewehrung ($d_e = 16 \text{ mm}$) versehen. Die Versuchskörperabmessungen wurden so gewählt, daß die Ergebnisse der Serien D und E miteinander vergleichbar sind.

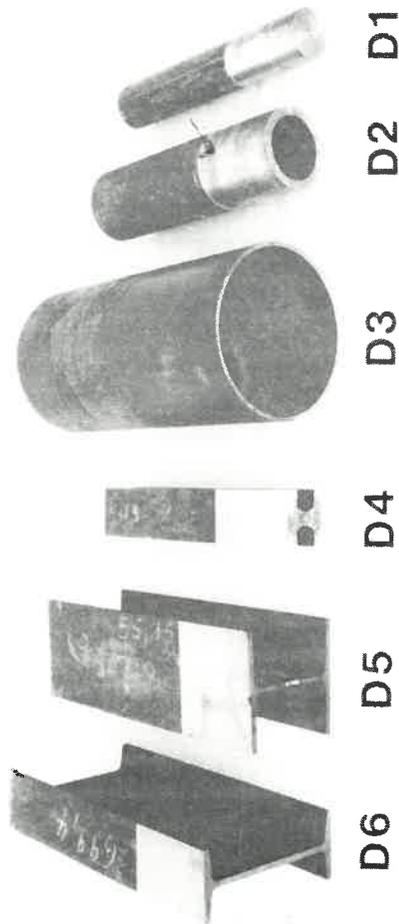


Bild 3
Profilformen für die Serie D

Die gewählten Profilformen für die Serie D zeigt Bild 3; die genauen Abmessungen sind in Tabelle A09 angegeben.

Tabelle 8 enthält eine Zusammenstellung der Ergebnisse.

Versuch	Bruchlast (kN)	$\sigma_{e,Pfahl}$ (kN/m ²)	$\frac{\sigma_{e,Pfahl}}{\beta_s}$	$\frac{\sigma_{e,Pfahl}}{\beta_w}$	Bruchursache
D1	1,600	178	0,74*	6,8	Auseinanderbrechen des Betonkörpers
D2	2,400	267	1,11*	10,3	Auseinanderbrechen des Betonkörpers
D3	4,720	292	1,00	9,3	Fließen des Stahlrohres; nach Lastumlagerung Bruch des Betonkörpers
D4	2,400	267	1,11*	8,9	Bruch des Betonkörpers
D5	2,400	266	1,11*	9,9	Bruch des Betonkörpers
D6	2,000	222	0,93*	8,4	Bruch des Betonkörpers
E1	2,000	224	0,77	9,0	Bruch des Betonkörpers
E2	3,690	292	1,00	11,2	Fließen des Stahlrohres; nach Lastumlagerung Bruch des Betonkörpers
E3	3,330	292	1,00	11,0	Fließen des Stahlrohres; nach Lastumlagerung Bruch des Betonkörpers
E4	3,800	292	1,00	10,8	Fließen des Stahlrohres; nach Lastumlagerung Bruch des Betonkörpers
E5	5,000	292	1,00	11,7	Fließen des Stahlprofils
E6	2,600	292	1,00	11,5	Fließen des Stahlprofils
E7	2,800	311	1,30*	12,4	Bruch des Betonkörpers

* Bei diesen Stählen wurde β_s nicht versuchsmäßig bestimmt, sondern nur mit der theoretischen Streckgrenze für St 37 ($\beta_s = 240 \text{ kN/m}^2$) verglichen.

Tabelle 8: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Reihen D, E

3.5 Auswertung der Versuchsergebnisse

3.5.1 Versuche A1 - A3 (Rohrprofil ϕ 355,6 mm)

Hierbei sollte der Einfluß einer Wendel und des Wendeldurchmessers auf das Zusammenwirken von Pfahl und Platte, insbesondere auf die Eindrückung des Stahlprofils in die Platte geprüft werden. Auf Diagramm A01 ist die Eindrückung in Abhängigkeit von der Belastung für die verschiedenen Ausführungen aufgetragen: man sieht deutlich den Einfluß des Wendeldurchmessers (A1: keine Wendel; A2: $d_w = 52 \text{ cm}$; A3: $d_w = 103 \text{ cm}$). Der erste Bereich der Kurve mit der starken Eindrückungszunahme kann außer Betracht bleiben, da es sich hierbei sicher um Anfangsstörungen handelt (der Beton direkt unter dem Stahlprofil ist herstellungsbedingt etwas schlechter). Im zweiten Bereich zeigt sich eine Stabilisierung der Eindrückung. Die Kurven sind bis auf einen kurzen Endbereich Geraden; es besteht also ein linearer Zusammenhang zwischen der Spannung im Stahlprofil bzw.

der Flächenpressung σ_1 des Betons und Eindrückung. Woher die wieder stärkere Zunahme der Eindrückung im Endbereich der Kurven kommt, kann bei diesen Versuchen hier nicht eindeutig gesagt werden, da es sich sowohl um den Übergang in den Versagensbereich des Betons infolge der hohen örtlichen Pressung als auch um den Beginn des Durchstanzens handeln kann.

Daß die Bruchlast bei Versuch A1 niedriger ist als bei den beiden anderen Versuchen, liegt an dem vorzeitigen Versagen des Körpers A1 durch Durchstanzen. Um dies bei den anderen Versuchen zu vermeiden, wurde der Auflagerabstand von 188 cm auf 160 cm verkürzt. Wie man aber anhand des Verlaufs der Spannung in der Biegebewehrung sehen kann, waren die Platten A2 und A3 auch jeweils kurz vor der kritischen Durchstanzlast. Auf die Bemessung der Platten und das Durchstanzen wird in Abschnitt 3.6 noch eingegangen.

Bei Versuch A1 hatte das Rohr im Bruchzustand noch nicht ganz die Fließgrenze erreicht ($\sigma_{eD} = 267,0 \text{ MN/m}^2$), die Beanspruchung war jedoch schon oberhalb der theoretischen Fließgrenze für St 37. Der Bruch bei den Versuchen A2 und A3 trat infolge Fließens des Stahlrohrs ein ($\beta_s = 340,0 \text{ MN/m}^2$). Die Einleitungsstelle in den Betonkörper hat diese Beanspruchung ohne Zerstörung aufgenommen. Das zeigt also sehr deutlich, daß eine zusätzliche Bearbeitung der Pfahlköpfe in den meisten praktischen Fällen nicht erforderlich ist.

Mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen wurden bei den Versuchen A2 und A3 die Dehnungen auf der Plattenoberfläche in der Umgebung des Rohres gemessen. Die Ergebnisse aus beiden Versuchen sind annähernd gleich. Bei A2 zeigten sich lediglich direkt am Rohrrand in tangentialer Richtung etwas größere Dehnungen. Auf Diagramm A02 ist der typische Verlauf der Dehnungen in radialer und tangentialer Richtung für zwei Punkte (40) und (44) aufgetragen, die im Abstand 4 cm bzw. 32 cm vom Rohrrand liegen. Durch die Biegebeanspruchung liegt in tangentialer Richtung von Anfang an eine Druckbeanspruchung vor, die annähernd linear mit der Belastung zunimmt. In radialer Richtung wirkt sich zunächst stärker der Einfluß der Einleitungszone aus, d. h. die Plattenoberfläche wird durch die Belastung in den "Einleitungsbereich" hineingezogen. Mit zunehmender Belastung überwiegt dann aber immer mehr der Biegeeinfluß, und die anfänglich positive Radialdehnung wird überdrückt. Es besteht dann ebenfalls wieder ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Belastung und Stauchung. Bei Biegebeanspruchung kann also davon ausgegangen werden, daß eventuell auftretende Zugspannungen im Einleitungsbereich sehr schnell überdrückt werden.

Der Verlauf der Wendeldehnung über die Plattenhöhe ist für Versuch A2 in Diagramm A03 aufgetragen. Ein Vergleich mit den Ergebnissen von A3 zeigt, daß infolge der Verdoppelung des Wendeldurchmessers von 52 cm auf 103 cm bei A3 die Beanspruchung wesentlich geringer wurde. Im übrigen zeigt aber dieses Diagramm nichts anderes als den Verlauf der Plattendehnung in einem Vertikalschnitt infolge der Biegebeanspruchung. Einen leichten Einfluß des Einleitungsbereiches könnte man bei A2 im Bereich des Meßpunktes (21) vermuten, weil dort die Dehnung wieder etwas ins Positive zurückgeht. Damit zeigt sich auch hier wieder, daß die sehr hohe örtliche Pressung im Vergleich zur Biegebeanspruchung eine untergeordnete Rolle spielt oder zumindest auf einen sehr kleinen Bereich beschränkt bleibt.

Die Beanspruchung der Wendel im Versuch A3 rührt also nicht mehr aus der Kräfteinleitung her, sondern spiegelt allein die Biegebeanspruchung wieder. Das starke Anwachsen der Wendeldehnung für die Last $P = 2,6 \text{ MN}$ zeigt somit nur den Beginn des Durchstanzens an.

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse zur Dehnung in der Biegebewehrung zeigt Diagramm A04. Die Platte zeigt also entgegen der Berechnungsannahme eines Sprengwerkes ein reines Biegeverhalten bis nahe zur Durchstanzlast. Bei Ausbildung des Bruchkegels wird die Biegebewehrung dann plötzlich auf die volle Länge gleich stark beansprucht. Das gleiche Verhalten zeigt die Umfangsdehnung, die im Bruchzustand wie ein Sprengring wirkt, der den Betonkörper außerhalb des Bruchkegels zusammenhält.

3.5.2 Versuche B1 - B2 (Trägerprofil IPB 120)

Die Veränderung der Profilform sollte Aufschluß darüber geben, inwieweit sich die Ergebnisse des Rohrprofils auf andere Pfahlquerschnitte übertragen lassen. Auch hier wurde wieder der Einfluß einer Wendel untersucht. Nachdem sich aber schon bei Serie A gezeigt hatte, daß große Wendeldurchmesser keinen Einfluß für den Einleitungsbereich haben, wurde bei B2 nur der Durchmesser 24 cm untersucht. Die Eindrückung der beiden Profile in die Stahlbetonplatte wird in Diagramm A05 dargestellt. Im Gegensatz zur Serie A ist die Eindrückung beim Versuch mit Wendel nicht kleiner als ohne Wendel. Das kann hier zwei Ursachen haben. Zunächst kann man davon ausgehen, daß das Einbringen von Beton in eine Wendel vom Durchmesser 24 cm stark behindert ist, wenn zusätzlich noch ein Trägerprofil (IPB 120) einbindet. Eine fachgerechte Verdichtung ist schon beinahe nicht mehr möglich. Damit wird also der Beton innerhalb der Wendel schlechter

ausfallen und damit auch die Eindrückung größer werden.

Zum zweiten sind bei diesen beiden Versuchen die Betonfestigkeiten um 24 % verschieden. Wird die Eindrückung des Profils B1 auf die niedrigere Festigkeit von B2 umgerechnet, so ergibt sich wieder das gleiche Bild wie bei Serie A. Die Kurve $\bar{B1}$ in Diagramm A05 stellt diese umgerechnete Eindrückung dar (Umrechnungsfaktor: $f = 1/1,24$; die Last wurde reduziert).

Die Bruchlast wurde bei beiden Versuchen durch Versagen des Stahlprofils erreicht ($\beta_{0,2} = 260,0 \text{ MN/m}^2$). An der Plattenoberfläche war wiederum keine Zerstörung des Betons zu erkennen. Nach dem Versuch wurde das Stahlprofil beim Körper B2 ausgestemmt. Direkt unter dem Stahlprofil war der Beton in einem Bereich von rund 1,0 cm Durchmesser stark zerstört, d. h. die Festigkeit war so gering, daß ein Zerreiben mit den Fingern möglich war. Nur Zuschlagstoffe waren teilweise in ihrer Form erhalten geblieben. Außerhalb dieses eng begrenzten Bereiches blieb der Beton in seiner Struktur erhalten.

Der Verlauf der Wendeldehnung über die Plattenhöhe ist in Diagramm A06 dargestellt. Im Gegensatz zu der Serie A zeigt sich hier sehr deutlich der Einfluß des Einleitungsbereiches. Durch die wesentlich kleinere Belastung kommt der Biegeeinfluß überhaupt nicht zum Tragen, und ist hier vernachlässigbar klein. Die maximale Beanspruchung der Wendel tritt bei Meßstelle (22) auf, also knapp unterhalb des Profils, und beträgt $\sigma_e = 105,0 \text{ MN/m}^2$.

Wenn man nun wieder die Dehnungen an der Betonoberfläche betrachtet, stellt man für die Meßstellen senkrecht zum Flansch folgendes fest: im Anfangsbereich, in dem die Biegung noch keinen Einfluß hat, verlaufen die Kurven in etwa gleich wie bei der Serie A. Auch hier geht die Radialspannung im Bereich größerer Plattenbiegung wieder in den negativen Bereich (vergleiche Diagramm A02). Entsprechend sind die Dehnungen der Plattenoberfläche in der Ebene senkrecht zum Steg ähnlich den Ergebnissen in Diagramm A02. Bei den Tangentialspannungen ist praktisch kein Unterschied feststellbar. Die Radialzugspannung direkt am IPB-Profil ist jedoch erheblich größer. Diese hohe Zugspannung rührt wahrscheinlich daher, daß der Beton sich innerhalb der Flansche verspannt und somit mit dem Profil in den Betonkörper hineingedrückt wird. Damit treten dann im Übergangsbereich - vom verspannten Beton zum Beton außerhalb des Profils - hohe Zugspannungen auf. Dafür spricht auch, daß schon in geringer Entfernung vom Profil die Radialspannungen wieder gleich groß sind, sich also nur innerhalb des St. Venant'schen Einleitungsbereichs Unterschiede ergeben.

3.5.3 Versuche C1 - C2 (Trägerprofil IPB 240)

Hier wurde nochmals der Einfluß eines Trägerprofils auf den Einleitungsbereich untersucht. Die Belastung lag wieder in der Größenordnung der Serie A. Zunächst wurden auch wieder die Eindrückung der Stahlprofile in die Stahlbetonplatten mit und ohne Wendel einander gegenübergestellt. Da sich die Betonfestigkeiten der Versuche C1 und C2 um ca. 24 % unterscheiden, mußte hier zum Vergleich die Kurve C1 in Diagramm A07 umgerechnet werden. $\bar{C1}$ ist die mit dem Faktor $f = 1/1,24$ umgerechnete Kurve (Umrechnung der Last). Selbst nach dieser Korrektur zeigt die wendelbewehrte Platte noch deutlich größere Eindrückungen. Die Ursache könnte in der schlechten Verdichtung des Betons unter der Pfahlschneide liegen.

Beide Platten versagten bei $P_U = 2,50 \text{ MN}$ infolge Durchstanzen des Pfahles. Die Spannung in den Stahlprofilen erreichte etwa die theoretische Streckgrenze für Stahl St. 37. Der Nachweis des Durchstanzens wird an anderer Stelle behandelt.

Auch hier wurde der Verlauf der Dehnungen auf der Plattenoberfläche mit Hilfe von elektrischen Dehnungsmeßstreifen kontrolliert. Beim Vergleich mit den Ergebnissen der Versuchsserie A ergibt sich für die Tangentialspannung vor dem Flansch wiederum eine sehr gute Übereinstimmung: die Radialdehnungen bleiben bei Versuch C2 etwas kleiner. Erstaunlicherweise tritt bei dem Meßpunkt, der am nächsten zum Flansch liegt, in radialer Richtung keine Zugspannung auf, wie eigentlich erwartet werden müßte. Da derselbe Effekt auch bei dem Meßpunkt auftritt, der senkrecht zum Steg liegt, dürfte kein Meßfehler vorliegen. Erklärt werden kann das eventuell wieder durch Verspannung des Betons innerhalb des Profils.

Der Verlauf der Wendeldehnungen über die Höhe des Versuchskörpers ist analog Serie B, d. h. die Querdehnung im Einleitungsbereich kann von der Biegebeanspruchung nicht überdrückt werden. Die Stahlspannungen in der Wendel steigen bis zu einem maximalen Wert von $\sigma_e = 340,0 \text{ MN/m}^2$ direkt in der Einleitungszone an. Andererseits darf aber der Einfluß, den die Biegebeanspruchung hat, auch nicht unterschätzt werden. Es zeigt sich nämlich, daß sich das Tragverhalten der Platte ab einer Belastung $P = 2,0 \text{ MN}$ vollständig ändert: in der bisher rein auf Biegung abtragenden Platte bildet sich ein Zugband aus; die Ursache liegt wahrscheinlich wieder im Beginn des Durchstanzvorgangs. Durch die damit verbundene Umlagerung nimmt im Wendelbereich die Biegedruckbeanspruchung erheblich ab, d. h. die Wendel im Einleitungsbereich wird zusätzlich zugbeansprucht. Aus

diesen Betrachtungen geht also deutlich hervor, daß ein Trägerprofil eine erheblich höhere Beanspruchung im Betonkörper hervorruft als ein Rohrprofil.

3.5.4 Versuche A4, B3, C3

Die Einleitung der Normalkraft in die Stahlprofile erfolgte exzentrisch im Kernpunkt angreifend. Damit sollte ein Übergang von den reinen N-Versuchen zu den N, M-Versuchen geschaffen werden. Ferner sollte untersucht werden, welchen Einfluß durch den Einbau bedingte, ungewollte Exzentrizitäten haben. Die Eindrückungen sind in dem Diagramm A08 aufgetragen. Bei den beiden großen Profilen (Rohr, IPB 240) zeigte sich die Eindrückung sehr deutlich in Abhängigkeit von der Spannungsverteilung im Stahlprofil. Der unbelastete Rand drückte sich kaum ein, der belastete dagegen stark. Im Vergleich zum zentrisch belasteten Profil ist die Eindrückung hier größer. Beim kleinen Trägerprofil (IPB 120) ist der Eindrückungsunterschied zwischen den beiden Rändern relativ klein. Das bedeutet, daß bei kleineren Profilen trotz exzentrischer Belastung die Abtragung im Einleitungsbereich über das ganze Profil erfolgt. Auch hier war die Eindrückung wieder größer als bei reiner N-Belastung.

Bei allen Körpern trat Versagen infolge Fließens der Stahlprofile ein, d. h. auch bei exzentrischer Belastung tritt kein örtliches Versagen in der Einleitungszone auf.

3.5.5 Zusammenfassung Serien A, B, C

Um die verschiedenen Profile miteinander vergleichen zu können, wurde in Diagramm A14 die Eindrückung in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Pfahl für die Versuchsplatten ohne Wendel dargestellt. Dabei zeigt sich, daß die Kurven für B1 und C1 annähernd parallel verlaufen, also die beiden Trägerprofile gleiches Verformungsverhalten zeigen. Die Kurve für A1 dagegen hat im Mittelbereich eine größere Steigung, d. h. beim Rohrprofil treten kleinere Eindrückungen auf.

Bei den Wendeldehnungen zeigten die Versuche mit Rohrprofilen gegenüber Trägerprofilen grundsätzlich unterschiedliches Verhalten. Während bei Serie A die Querdehnung im Einleitungsbereich so gering ist, daß sie von der Biegebeanspruchung voll überdrückt wird, ist das bei den Trägerprofilen nicht mehr der Fall. Hier dominiert eindeutig der Einfluß der lokalen Kräfteinleitung gegenüber dem der Biegebeanspruchung. Wenn man davon ausgeht, daß die sehr starke Zunahme der Dehnung bei C2 durch den Beginn des Durchstanzens verursacht wird, treten im

Lasteinleitungsbereich nur Wendeldehnungen auf, die max. $\epsilon_e = 0,5\%$ betragen.

Der Verlauf der Dehnungen auf der Plattenoberfläche war bei allen Versuchen grundsätzlich gleich. Nur in unmittelbarer Nähe des Pfahles ergaben sich zwischen Rohr- und Trägerprofil Unterschiede, die sich aber aus der Unregelmäßigkeit des Trägers und der daraus resultierenden Verspannung erklären lassen. Selbst die Größe der Dehnungen war direkt vergleichbar; und zwar bleiben die Tangentialdehnungen stets größer als $\epsilon_{Dt} = -0,5\%$ bzw. die Radialdehnungen stets kleiner als $\epsilon_{br} = +0,15\%$. Eine Ausnahme bildete der Meßpunkt (54) bei C2, der innerhalb der Flansche lag und damit hohen örtlichen Verspannungen unterlag.

Zur Biege- bzw. Umfangsbewehrung kann folgendes gesagt werden: die Platte trägt die Last zunächst nur über Biegung ab. Erst in einem Bereich, in dem die Durchstanzlast kritisch wird, vollzieht sich eine Umlagerung. Dann erhält plötzlich, von einer Laststufe zur anderen, die Biegebewehrung über die ganze Länge eine nahezu konstante Spannung. Auch die Umfangsbewehrung, die bis dahin nahezu ohne Beanspruchung war, wird zur Lastabtragung herangezogen, indem sie wie ein Sprengring wirkt (vgl. BLEVOT/FREMY |49|).

Die Versuchskörper A1, C1, C2 versagten infolge Durchstanzen. Daher muß die Frage geklärt werden, ob die hohen örtlichen Pressungen einen Einfluß auf die Durchstanzlast haben, was durch Sprengwirkung (hohe Tangentialspannungen) durchaus erklärbar wäre. Im Abschnitt 3.6 dieses Berichtes wird auf dieses Problem eingegangen.

Auch die Versuche mit exzentrischer Belastung haben gezeigt, daß die örtliche Beanspruchung nie so groß wird, daß sie zum Versagen führt. Allerdings ergaben sich durch die Verkantungen größere Eindrückungen als bei den reinen Normalkraftversuchen. Das läßt sich wohl dadurch erklären, daß nun die Verspannung innerhalb des Profils wesentlich kleiner wird und die einzelnen Flansche (beim Trägerprofil z. B.) wie Schneiden wirken.

3.5.6 Versuche Serie D

Bei dieser Serie wurde der Einfluß der Profilform auf die Traglast untersucht. Bei jedem Versuch wurde wieder die Eindrückung des Trägerprofils in den Betonkörper und die Umfangsdehnung mit Hilfe eines Setzdehnungsmeßgeräts gemessen. Ferner wurde die Bruchfigur festgehalten. Die Ergebnisse sind in Tabelle 8 zusammengestellt.

Vergleicht man zunächst einmal die Versuche D1 - D3 (Diagramm A09), also die Kreisprofile, untereinander, so zeigt sich sehr deutlich, daß mit zunehmender Auflösung der Fläche die Eindrückung abnimmt. Zwar liegt die Betonfestigkeit des Körpers D3 auch erheblich über der der beiden anderen Körper, aber die Verbesserung ist so eindeutig, daß es eigentlich keine Zweifel gibt. Bei den Versuchen D4 - D6 (Diagramm A09) wirkt sich beim Vergleich zunächst wieder erschwerend aus, daß die Festigkeit des Körpers D4 ~13 % höher war. Wenn die Eindrückung dieses Versuches im Verhältnis der Betonfestigkeiten zurückgerechnet wird, fallen die Kurven von D4 und D6 annähernd zusammen. Eine Auflösung des Profils in Form eines IPB-Trägers (D5), bringt also bei der Eindrückung eine gewisse Verbesserung. Wenn das Quadrat dagegen nur nach einer Richtung auseinandergezogen, also eine Art Schneide gebildet wird, wie es der I-Träger ja schon annähernd darstellt, ergibt sich keine Verbesserung - im Gegenteil, durch die Spannungsmöglichkeit bei Profil D4 wird dort die Aufstandsfläche vergrößert und somit ein noch etwas günstigeres Ergebnis als bei D6 erzielt.

Wenn man nun noch die Bruchlasten der Versuche miteinander vergleicht, wird obige Erklärung ebenfalls bestätigt. Bei D1 - D3 nimmt mit zunehmender Flächenauflösung auch die Bruchlast stark zu. Wenn man zum Vergleich der Versuche D4 - D6 die höhere Betonfestigkeit des Versuches D4 mit in die Betrachtung einbezieht, zeigt sich, daß das nahezu volle Profil D4 den Mittelwert liefert. Die Auflösung in eine annähernd räumlich gleichmäßige Fläche, wie sie der IPB 240 darstellt, bringt eine Verbesserung. Die Ausbildung einer Schneidenform (I-Profil) liefert eine etwas geringere Bruchlast.

Die Messungen der Umfangsdehnungen gestalteten sich recht schwierig. Da in den niedrigen Lastbereichen die Umfangsdehnungen sehr klein waren, lagen sie meist noch innerhalb der Meßgenauigkeit des Setzdehnungsmeßgerätes. Erst kurz vor der Bruchlast wurde eine einigermaßen sinnvolle Messung möglich. Die Ergebnisse der Versuche D1, D3, D4 und D5 sind im Diagramm A10 zusammengestellt. Danach war bei allen Versuchen die Bruchdehnung bei $\epsilon_{bZ} = 0,1\%$ erreicht.

Die Bruchfiguren der einzelnen Versuchskörper sind in Tabelle A10 zusammengestellt. Beim Vergleich der Brucharten ergibt sich ebenfalls ein interessantes Bild. Bei allen kompakten Profilen (D1, D2, D4) erfolgte der Bruch entlang einer einzigen Fläche, die den Körper in zwei gleich große Teile trennte. Analog war der Bruch bei Versuch D6, wobei die Bruchfläche genau mit dem Steg zusammenfiel, also der Steg wie eine Schneide wirkte. Ein Einfluß der Flansche war nicht erkennbar. Die beiden restlichen Versuche mit den räumlich aufgelösten

Flächen versagten in mehreren Bruchflächen. Im Gegensatz zu D6 gingen bei D5 die Bruchflächen nicht vom Steg, sondern von den Flanschen aus.

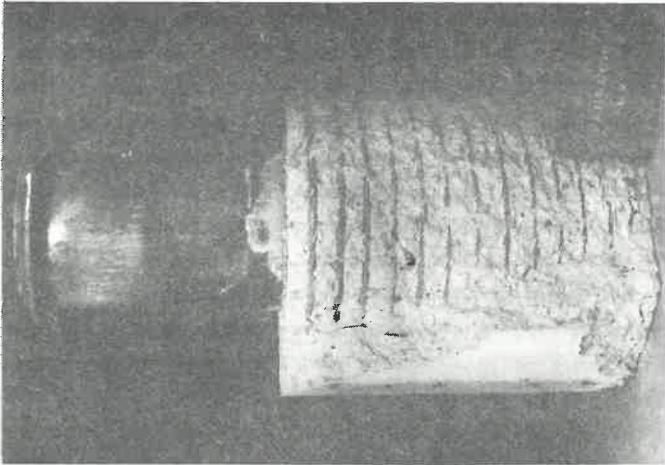
Wenn man nun noch zwischen der Anzahl der Bruchflächen und der Bruchlast eine Verbindung herstellt, zeigt sich, daß bei günstiger Auflösung der Profilflächen auch die Anzahl der Bruchflächen und damit auch die Bruchlast zunehmen. Die ebenfalls etwas höheren Bruchlasten bei D2 und D4 widersprechen obiger Aussage keineswegs. Denn bei diesen beiden Versuchen resultierte die höhere Last aus einer Vergrößerung der Aufstandsfläche F_1 . Wie sich nach den Versuchen zeigte, hatte sich der Beton innerhalb des Profils verspannt und damit eine größere Aufstandsfläche geschaffen. Unter dieser neuen Fläche F_1 , die dann wie ein Vollquerschnitt wirkte, bildete sich ein richtiger Prandtl'scher Bruchkeil aus (Bild 4). Dabei würde man bei kreisförmiger Aufstandsfläche ja eigentlich auch einen Kegel als Bruchkeil erwarten. Demgegenüber bildete sich aber eine richtige Keilform aus, wobei ein Horizontalschnitt nahezu eine Ellipse ergab. In Verlängerung der Hauptachse bildete sich dann die Bruchfläche. Aus den Bruchkörpern konnte der spitze Winkel des Bruchkeils näherungsweise zu $2\omega \sim 40^\circ$ bestimmt werden.

3.5.7 Versuche Serie E

Zur Untersuchung des Wendeleinflusses auf die Tragfähigkeit wurden in dieser Versuchsserie bei verschiedenen Verhältnissen F/F_1 die Wendeldurchmesser variiert. Als Pfahlprofil wurde ein Rohrprofil ($\phi 355,8$) gewählt und zum Vergleich bei E7 noch ein Trägerprofil. Während der Versuche wurden die Eindrückung in den Betonkörper, die Wendeldehnung (DMS) und die Umfangsdehnung (SDM) gemessen. Sofern erforderlich wurde die Rißentwicklung festgehalten (Zusammenstellung der Ergebnisse Tabelle 8).

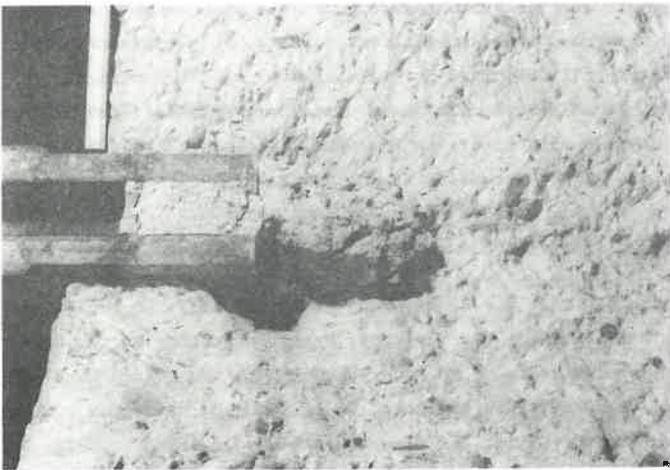
Versuche E1 und E2

Vergleicht man zunächst wieder die Eindrückung (Diagramm A11), so ergibt sich durch die stärkere Wendel bei E2 ein kleinerer Wert. Bei beiden Kurven sieht man den Einfluß des ersten Risses. Die Eindrückung nimmt von diesem Punkt ab stärker zu, während es sich vorher annähernd um eine Gerade handelte. Der Verlauf der Umfangsdehnung für E2 ist auf Diagramm A12 dargestellt. Nach der Rißlast bei $P = 2,0$ MN nimmt die Dehnung sehr schnell zu, bis der Wendelstahl schließlich die Streckgrenze erreicht. An der Wendel selbst ist das gleiche Verhalten sichtbar. Bis zur Rißlast des Körpers E1 bei $P = 1,6$ MN sind die Dehnungen der beiden Körper annähernd gleich. Die kritische Dehnung ist auch



B i l d 5

Ansicht des zerstörten Körpers E2
(Am oberen Rohrrand ist deutlich zu
sehen, wie das Stahlprofil ausbeulte)



B i l d 4

Versuchskörper D4
(Krafteinleitungsbereich
mit Bruchkegel)

hier wieder $\epsilon_{bZ} = 0,1\%$. Erst von da an kommt die stärkere Wendel zum Tragen, während die Traglast der schwachen Wendel dann sehr schnell erschöpft ist.

Das Rißbild ist bei beiden Körpern annähernd gleich: zunächst bilden sich am Körper nur Radialrisse. Bei weiterer Laststeigerung entsteht ein Tangentialriß am gesamten Körperumfang. Der oberhalb des Einleitungsbereiches liegende Teil des Versuchskörpers versucht sich also der Belastung zu entziehen. (Die Unterkante des Stahlprofils bindet 10 cm in den Betonkörper ein, der Tangentialriß entsteht etwa 15 cm unterhalb der Oberkante Körper). Bei Erreichen der Bruchlast platzt der Beton außerhalb der Wendel in Schalen ab, so daß hinterher die Wendel frei liegt (Bild 5).

Die stärkere Wendelbewehrung ermöglicht hier eine Zunahme der Bruchlast um $\sim 30\%$.

Versuche E3, E4 und E7

Gegenüber den Versuchen E1, E2 wurde das Verhältnis $F/F1$ verdoppelt. Um wieder einen Vergleich Rohrprofil-Trägerprofil zu haben, wurde bei E7 nochmals ein Trägerprofil untersucht. Die Eindrückung der Stahlprofile in den Betonkörper ist entsprechend Diagramm A11. Hierbei zeigte sich, daß die Kurven für die Rohrprofile zusammenfallen, d. h. bei diesem Verhältnis $F/F1$ ist die Stärke der Wendel ohne Einfluß. Wie erwartet lieferte der Versuch E7 etwas schlechtere Werte.

Im Bruchzustand war bei E7 die Umfangsdehnung ebenfalls wieder $\epsilon_{bZ} = 0,1\%$. Bei den beiden anderen Versuchen wurde der Bruchzustand nicht erreicht, da das Rohrprofil vorher zum Fließen kam. Die bei der Fließgrenze erreichte Betondehnung war $\epsilon_{bZ} = 0,06\%$.

Auch hier zeigte sich bei den Versuchen E3 und E4 wieder, daß der Einfluß der Wendelstärke im Bereich unterhalb der Rißlast nur gering war. Der Versuch E7 ergab, verursacht durch das Trägerprofil, allerdings von Anfang an schon größere Dehnungen. Die maximale Wendeldehnung bei E7 im Bruchzustand war $\epsilon_{eZ} = 0,56\%$. Die beiden Wendeln in E3 und E4 hatten bei Abbruch des Versuches erst eine Dehnung von $\epsilon_{eZ} = 0,15\%$ erreicht.

Bei Versuch E7 war zu beobachten, daß der Bruch im Gegensatz zu E1 und E2 wieder sehr schnell erfolgte. Während bei diesen ersten Versuchen die Entstehung eines Rißbildes genau verfolgt werden konnte, war das bei E7 nicht mehr möglich. Das

bedeutet also, daß der bewehrte Versuchskörper mit zunehmender Dicke ähnlich wie ein Betonkörper ohne Querbewehrung plötzlich versagt.

Bei den Versuchskörpern E1 und E2 lag die Wendelbewehrung mit einer Betondeckung von 8 cm nahe der Außenfläche, und der Beton außerhalb der Wendel konnte nicht viel zur Traglast beitragen. Sobald die äußere Betonschale aber wieder dicker wird, wie bei den Körpern E3 bis E6, leistet sie einen immer größeren Beitrag zur Traglast. Dieser umhüllende Beton ist aber unbewehrt und versagt damit plötzlich; der Unterschied zu einem völlig unbewehrten Körper besteht lediglich darin, daß nicht der ganze Körper auseinanderbricht, sondern nur die äußere Hülle abgesprengt wird.

Bei einer Last von $P = 2,6 \text{ MN}$ versagte bei den Versuchen E3 und E4 das Rohr. Die dabei auftretenden starken Fließerscheinungen verursachten eine Lastumlagerung vom Stahl auf den Füllbeton des Rohres. Danach war eine weitere Laststeigerung möglich. Die Ergebnisse sind aber nicht mit denen unterhalb der Streckgrenze des Stahles vergleichbar, da sich das Verhältnis F/F_1 sehr stark veränderte. Die Bruchlast der Betonkörper betrug $P_U = 3,33 \text{ MN}$ bzw. $3,8 \text{ MN}$.

Versuche E5 und E6

Bei diesen Versuchen wurde das Flächenverhältnis F/F_1 gegenüber E1 und E2 verdreifacht. Wie bei allen anderen Versuchen wurde auch hier wieder die Eindrückung des Stahlprofils, die Wendeldehnung und die Umfangsdehnung gemessen. Obwohl gleiche Betonfestigkeiten vorhanden waren, lieferte der Versuch E6 mit der stärkeren Wendel schlechtere Ergebnisse. Man kann das wieder auf die etwas schlechtere Verdichtungsarbeit innerhalb der Wendel zurückführen. Insgesamt wird aber die Aussage aus Serie E3, E4 bestätigt, daß bei größeren Flächenverhältnissen der Einfluß der Wendelstärke auf die Eindrückung immer mehr abnimmt.

Die Umfangsdehnung bei Versuch E5 wurde nicht aufgetragen, da die Meßwerte so klein waren, daß keine sinnvolle Interpretation möglich ist. Auch die Ergebnisse aus Versuch E6 sind nicht ganz einleuchtend, da sich von einer Laststufe zur anderen gleich relativ große Werte einstellten, ohne daß eine kontinuierliche Entwicklung vorhanden war.

Die Wendeldehnungen sind bei diesen beiden Versuchen annähernd gleich, d. h. es kann in diesen Lastbereichen noch kein Unterschied durch die verschiedenen Wendelstärken festgestellt werden. Auch im Vergleich mit den Versuchen E3 und E4

zeigten sich in etwa die gleichen Ergebnisse.

Bei beiden Versuchen war die Bruchlast wieder durch Fließen des Stahlrohrs erreicht. Nach Lastumlagerung auf den Füllbeton wurde bei E5 bis zur Last $P = 5,0 \text{ MN}$ weiterbelastet. Da die maximale Belastbarkeit der Presse bei dieser Laststufe erreicht war, mußte der Versuch abgebrochen werden.

3.5.8 Zeiteinfluß

Um den Einfluß der Zeit auf die Eindrückung zu untersuchen, wurde bei Körper B4 ein Dauerstandsversuch durchgeführt. Die Zeitabhängigkeit wurde für drei verschiedene Laststufen untersucht:

1. $\sigma = 1/2 \text{ zul } \sigma_e$
2. $\sigma = \text{zul } \sigma_e$
3. $\sigma = 0,95 \beta_s$

($\sigma =$ Spannung im Stahlprofil; $\text{zul } \sigma_e = 140,0 \text{ MN/m}^2$)

Die ersten beiden Laststufen wurden bis zum Abklingen der Eindrückung gefahren. Bei der dritten Laststufe wurde der Versuch nach $t = 135 \text{ min}$ abgebrochen, als sich hier keine wesentliche Zunahme der Eindrückung zeigte.

Die Ergebnisse sind in Diagramm A13 zusammengestellt. Der Meßzeitraum war natürlich noch relativ kurz, und im Laufe der Jahre würde sich die Eindrückung infolge Kriechens des Betons noch weiter fortsetzen. Das Abklingen war aber zumindest bis zum Bereich der Gebrauchslast so stark, daß ein Versagen der Konstruktion auch über Jahre hinaus ausgeschlossen werden kann. Ferner dürfte der Gesamtbeitrag der Eindrückung stets so klein bleiben, daß ein Versagen infolge großer Verformungen ebenso unwahrscheinlich ist. Im übrigen macht sich bei diesen hohen Betonspannungen eine deutlich zeitlich nachlaufende Verformung im Korngerüst bemerkbar, wie sie auch in der Bodenmechanik bekannt ist. Aus den Diagrammen kann ebenfalls entnommen werden, daß die Eindrückung nach einer Minute, wie sie im Versuch gemessen wurde, schon $\sim 80 \%$ des Gesamtwertes umfaßt.

3.6 Durchstanzen der Platten bei den Reihen A, C

Bei den Versuchen A1, C1 und C2 versagten die Prüflinge infolge Durchstanzens der Pfähle. Im folgenden wird der Frage nachgegangen, ob die bei A1, C1 und C2 erreichten Durchstanzlasten etwa denjenigen entsprechen, wie sie bei Fundamenten

und Deckenplatten mit Stahlbetonstützen auftreten und die man mit Hilfe von empirischen Formeln vorausberechnen kann, oder ob die hohen örtlichen Pressungen unter den Stahlprofilen zu einem vorzeitigen Spalten der Betonplatte und damit zu einer Verminderung der Sicherheit gegen Durchstanzen führen.

Die Auflagerentfernung betrug beim ersten Versuch A1 noch 188 cm. Hierbei trat aber kurz vor Erreichen der Fließgrenze des Stahlprofils Durchstanzen ein. Um dies bei den weiteren Versuchen zu verhindern, wurde die Feldweite auf 160 cm verkürzt; trotzdem versagten die Platten C1 und C2 ebenfalls infolge Durchstanzens.

Die einzelnen Verfahren zum Nachweis des Durchstanzens sollen hier nicht näher erläutert werden (siehe hierzu [41], [42], [47], [48] und [50]). Die Durchstanznachweise wurden im vorliegenden Fall nach DIN 1045, KINNUNEN und NYLANDER [41] und nach MOE [42] geführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle A11 zusammengestellt. Die im einzelnen getroffenen Annahmen sind [40] zu entnehmen.

Wie die Zusammenfassung der Ergebnisse in Tabelle A11 zeigt, liefert die Formel von MOE im Mittel die besten Resultate. Das ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß er in seiner empirischen Formel auch dicke Platten (Fundamente) berücksichtigt. Die Werte nach [41] liegen in allen Fällen weit auf der unsicheren Seite, d. h. dieses Verfahren ist für dicke Platten nicht anwendbar. Die DIN 1045 dagegen liefert stets unter der Bruchlast liegende Werte, also auf der sicheren Seite. Damit kann festgestellt werden, daß üblicherweise der Durchstanznachweis nach DIN erfolgen kann und nur für Grenzfälle auf den Nachweis nach MOE, der einen erheblich größeren Aufwand erfordert, zurückgegriffen werden sollte. Die Ergebnisse zeigen aber auch, daß die Spannungsspitzen im Einleitungsbereich - selbst bei relativ kleinen Plattenabmessungen - keinen Einfluß auf die Durchstanzlast haben.

4. BESTIMMUNG DER TRAGLAST ROTATIONSSYMMETRISCHER BETONKÖRPER MIT HILFE UNTERSCHIEDLICHER BERECHNUNGSANSÄTZE

4.1. Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt sollen die Versuchsergebnisse an rotationssymmetrischen Betonkörpern durch theoretische Ansätze nachvollzogen werden, um eine rechnerische Erfassung der Teilflächenpressungsprobleme zu ermöglichen.

Bei der Beobachtung des Bruchvorgangs können zwei grundsätzlich verschiedene Arten des Versagens beobachtet werden, je nach dem Verhältnis der Aufstandsfläche zur Stempelfläche. Als untere Grenze kann der Zylinderdruckversuch betrachtet werden, mit dem üblicherweise im Massivbau die einachsige Druckfestigkeit des Betons ermittelt wird. Die obere Grenze ergibt sich für den mit Stempel belasteten unendlichen Halbraum. Während im ersten Fall Versagen durch Zerstörung des gesamten Betonkörpers eintritt, versagt im zweiten Fall nur der örtliche Bereich unter der Lastfläche, was in der Bodenmechanik allgemein als Grundbruch bezeichnet wird. Analog diesen Versagensarten werden die Rechenansätze entwickelt.

Für die Nachrechnung des ersten Falles, bei dem der Bruch nicht nur örtlich begrenzte Bereiche umfaßt sondern den gesamten Betonkörper, eignet sich in besonderer Weise ein Verfahren mit nichtlinear-elastischem Stoffansatz. Dies um so mehr, als man damit nicht nur die Beanspruchung des Gesamtkörpers während des Belastungsvorgangs erhält, sondern sich der Bruchvorgang nachvollziehen läßt. Zum Vergleich hierzu wird die Bruchlast ergänzend auch nach einem Traglastansatz bestimmt. Dabei werden im Bruchzustand Gleichgewichtsbetrachtungen angestellt, die die Belastungsgeschichte bis zum Bruch außer Ansatz lassen.

Die Grenzlaster für den unendlich ausgedehnten Halbraum wird nach einem Ansatz der Plastizitätstheorie bestimmt.

Einschränkend muß hier vorweg noch darauf hingewiesen werden, daß vor allem die in Abschnitt 4.2 'Bruchtheorie' gemachten Ansätze einfache Näherungen darstellen. Den komplexen Werkstoff Beton nur mit Hilfe zweier Werkstoffgrößen, ϕ und c , zu charakterisieren, ist eine grobe Vereinfachung, besonders bei den hier vorliegenden Größenordnungen, wo die Struktur des Betons bereits einen erheblichen Einfluß hat. Andererseits würde aber ein Ansatz, der das Stoffverhalten von Beton wirklichkeitsnäher beschreibt, für eine praktikable Lösung viel zu aufwen-

dig. Erste Untersuchungen, die Betonstruktur auch im Mikrobereich zu erfassen, wurden bereits durchgeführt. Einen Überblick über den Stand der Forschung gibt [29].

4.2 Bruchtheorie

4.2.1 Ansatz nach der Extremalmethode

Bei den Versuchen der Serie D konnte beobachtet werden, daß die Versuchskörper stets in der gleichen Weise versagten. Infolge der hohen örtlichen Belastung hatte sich unter dem Stempel ein plastifizierter Keil gebildet. Dieser Keil sprengte den gesamten Versuchskörper in der Regel in zwei Hälften. Damit kann das Bruchbild im Grenzzustand als bekannt vorausgesetzt werden.

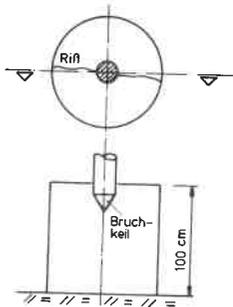


Bild 4.01: Versuchskörper D1

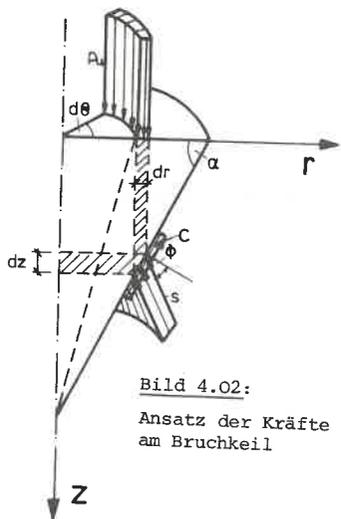


Bild 4.02:
Ansatz der Kräfte
am Bruchkeil

Nebenstehend ist ein Versuchskörper im Bruchzustand dargestellt (Bild 4.01).

Die Bruchlast kann mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen für den Bruchzustand ermittelt werden. Dazu wird nur der obere, kritische Bereich des Körpers betrachtet.

Den Ansatz der Kräfte am Bruchkegel zeigt Bild 4.02. Hierzu wird vereinfacht angenommen, daß der Bruchkeil streng die Form eines Kegels hat. Ferner soll die Spannungsverteilung entlang der Kegeloberfläche konstant sein. Der Einfluß örtlicher Störungen durch die heterogene Struktur des Betongefüges wird vernachlässigt. Für den Ansatz der Kräfte am Bruchkeil wird das Coulombsche Reibungsgesetz zugrunde gelegt.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Wenn man nun wie in Bild 4.03 mit σ_h den horizontalen Anteil der Reaktionsspannung am Bruchkeil bezeichnet, gilt für das Gleichgewicht in horizontaler Richtung:

$$dz \cdot \sigma_h = c \cdot dr + (p_u \cdot dr - c \cdot dr \cdot \tan \alpha) \cdot \tan(\alpha - \phi) \quad (4.1)$$

Nach einigen Umformungen folgt mit $dz = dr \cdot \tan \alpha$ aus Gl.(4.1):

$$\sigma_h = p_u \cdot \left\{ \frac{\tan(\alpha - \phi)}{\tan \alpha} \right\} - c \cdot \left\{ \tan(\alpha - \phi) + \frac{1}{\tan \alpha} \right\} \quad (4.2)$$

Der Reibungswinkel ϕ des Betons ergibt sich je nach Belastungsintensität und Betongüte zwischen 30° und 40° ($|1|, |2|$).

Der nach Gl.(4.2) ermittelte "Innendruck" muß von dem umgebenden Beton aufgenommen werden. Dies wird durch folgenden Ansatz ausgedrückt:

$$\sigma_h = \frac{Z}{\bar{r}} \quad (4.3)$$

mit Z = tangentielle Zugkraft
 \bar{r} = rechnerischer Ersatzradius

Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen für das Segment eines dicken Zylinders kann gezeigt werden, daß $\bar{r} = r_i$ ist (mit r_i = Innenradius des Zylinders).

Die Ringzugkraft pro Längeneinheit ergibt sich durch Integration der Tangentialspannungen:

$$Z = \int_{r_i}^R \sigma_{\theta\theta} \cdot dr$$

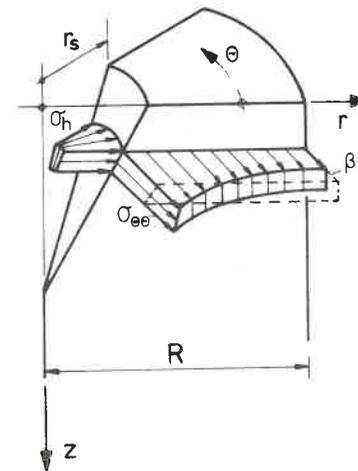


Bild 4.03: Ansatz der Kräfte
am Bruchkörper

Da der genaue Verlauf der Tangentialspannungen im Bruchzustand nicht bekannt ist, muß eine plausible Annahme getroffen werden. Dazu wird auf Arbeiten von MARTIN und TEPFERS zurückgegriffen (siehe auch [29]). MARTIN führte Innendruckversuche an dickwandigen Zylindern durch und stellte fest, daß der Bruch im Mittel aller Versuche dann eintrat, wenn der Mittelwert der Zugspannungen der zentrischen Zugfestigkeit entsprach. Aus der Geometrie der Versuchskörper und der Annahme von Rissefreiheit ergeben sich dadurch allerdings rechnerische Spannungsspitzen, die den Mittelwert bis zum 7-fachen Betrag überschreiten. Daß diese theoretischen Ergebnisse

der Wirklichkeit nicht entsprechen, weist TEPFERS nach. Unter Einbeziehung einer Reißbildung zeigt er, daß die Spannungsspitzen nicht in der von MARTIN ermittelten Größe auftreten. Für weitere Einzelheiten wird auf [29] verwiesen.

Da in die weitere Berechnung nur der Integralwert, d. h. die tangentielle Zugkraft eingeht, kann der Einfachheit halber auf die Ergebnisse von MARTIN zurückgegriffen werden. Mit der Näherung, daß die mittlere Zugspannung gleich der Betonzugfestigkeit ist, läßt sich die Integration in einfacher Weise durchführen. In Anlehnung an die Bezeichnungen in Bild 4.03 folgt dann:

$$Z = (R - r_s) \cdot \beta_{bZ} \quad (4.4)$$

Eine weitere, auf der sicheren Seite liegende Näherung besteht in diesem Ansatz darin, daß die Zugkraft über die gesamte Höhe des Bruchkeils als konstant angenommen wird und ferner die Spannungsausbreitung in Bereiche unterhalb des Bruchkeils vernachlässigt wird.

Durch Gleichgewichtsbetrachtung in horizontaler Richtung ergibt sich dann die Bruchspannung: (Gl.(4.2), Gl.(4.3) und Gl.(4.4))

$$p_u \cdot \left\{ \frac{\tan(\alpha - \phi)}{\tan \alpha} \right\} - c \cdot \left\{ \tan(\alpha - \phi) + \frac{1}{\tan \alpha} \right\} = \frac{(R - r_s)}{F} \cdot \beta_{bZ}$$

An dieser Stelle wird der Ersatzradius zu $\bar{r} = r_s/2$ festgelegt, d. h. die sprengenden Spannungen in halber Bruchkeilhöhe werden als repräsentativer Mittelwert für den ganzen Bruchkegel angesehen. Damit ergibt sich für die Bruchspannung:

$$p_u = 2 \cdot \beta_{bZ} \cdot \left\{ \left(\frac{R}{r_s} - 1 \right) \cdot \frac{\tan \alpha}{\tan(\alpha - \phi)} \right\} + c \cdot \left\{ \tan \alpha + \frac{1}{\tan(\alpha - \phi)} \right\} \quad (4.5)$$

Der noch unbekannte Bruchkeilwinkel α wird so bestimmt, daß die Bruchspannung ein Minimum annimmt, d. h. aus der Bedingung:

$$\frac{\partial p_u}{\partial \alpha} = 0 = \frac{\partial}{\partial \alpha} \left\{ A \cdot \frac{\tan \alpha}{\tan(\alpha - \phi)} + B \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right\}$$

mit der Substitution $a = \tan \phi$
und $x = \tan \alpha$

folgt nach Durchführung der Differentiation

$$x_{1,2} = a \pm \sqrt{a^2 + 1} \quad (4.6)$$

Der Bruchkeilwinkel stellt sich somit auch hier wieder analog einer Grundbruchbetrachtung zu $\alpha = 45 + \phi/2$ ein.

Zur Auswertung werden nun die in |1| gegebenen Reibungswinkel für Beton herangezogen. Nachfolgende Tabelle 4.I zeigt den Zusammenhang zwischen dem Bruchkeil-

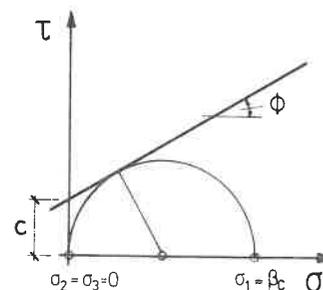
β_w (MN/m ²)	ϕ (°)	α (°)
16,0	34,5	62,25
22,5	35,5	62,75
30,0	36,5	63,25
45,0	37,5	63,75

Tabelle 4.I

winkel und der Betongüte. Der Einfluß der Belastungsintensität braucht nicht berücksichtigt zu werden, da nur der Reibungswinkel im Bruchzustand interessiert. Die Tabelle zeigt, daß sich der Bruchkeilwinkel in engen Grenzen bewegt und für die praktische Berechnung ein Mittelwert für alle Betongüten eingeführt werden kann.

Bei den Versuchen konnte ein Bruchkeilwinkel von $\alpha \sim 70^\circ$ gemessen werden, d. h. daß die Rechnung einen um $\sim 6^\circ$ zu kleinen Winkel ergibt.

Für den Fall, daß die Belastungsfläche gleich der Betonkörperfläche ist ($F = F_1$), was zum Beispiel dem Zylinderdruckversuch entspricht, muß sich als Grenzspannung β_c ergeben. Aus dieser Bedingung kann die noch unbekannte Kohäsion bestimmt werden. Dazu wird der Zylinderdruckversuch im Mohr-Coulomb'schen Diagramm dargestellt.



stellt. Aus nebenstehendem Bild läßt sich die Kohäsion zu

$$c = \frac{\beta_c}{2} \cdot \left\{ \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi} \right\} \quad (4.7)$$

ermitteln.

Wird Gl.(4.7) in Gl.(4.5) eingeführt, ergibt sich nach einigen Umformungen:

$$p_u = \beta_c + 2 \beta_{bZ} \cdot \left(\frac{R}{r_s} - 1 \right) \cdot \frac{\tan \alpha}{\tan(\alpha - \phi)}$$

Zur Vereinfachung werden folgende Näherungen eingeführt:

$$\beta_c \approx \beta_p ; \quad \beta_{bZ} = 0,297 \cdot \sqrt[3]{\beta_p^2} \quad (\beta_p \text{ in MN/m}^2)$$

(nach KUPFER |18|)

$$\text{ferner } \frac{R}{r_s} = \sqrt{F/F_1} ; \quad \alpha = 63^\circ ; \quad \phi = 36^\circ$$

worin F = Fläche des Betonkörpers

und F_1 = Stempelfläche

bedeuten.

Man erhält dann als Bemessungsgleichung im Bruchzustand:

$$\frac{p_u}{\beta_p} = 1 + \frac{2,288}{\sqrt[3]{\beta_p}} (\sqrt{F/F_1} - 1) \quad (4.8)$$

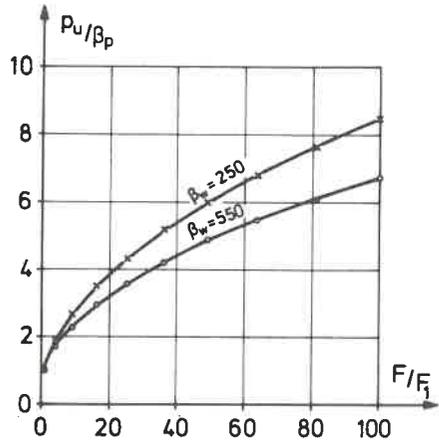


Bild 4.04: Tragfähigkeit abhängig vom Teilflächenverhältnis

Dieses Ergebnis ist in Bild 4.04 dargestellt. Eine Wertung der Ergebnisse und ein Vergleich mit anderen Autoren erfolgt in Abschnitt 5.

Im Bruchzustand muß also die nach Gleichung (4.4) ermittelte Zugkraft Z durch Bewehrung abgedeckt sein. Wie ersichtlich, hängt die Zugkraft direkt von den Größen R bzw. r_s ab und nicht nur vom Verhältnis dieser Größen zueinander. Zur Normierung der Gleichung (4.4) wird wieder der Lastflächenradius eingeführt:

$$\frac{Z}{r_s} = \beta_{bz} \cdot (\sqrt{F/F_1} - 1)$$

oder
$$\frac{Z}{\beta_{bz} r_s} = (\sqrt{F/F_1} - 1) \quad (4.9)$$

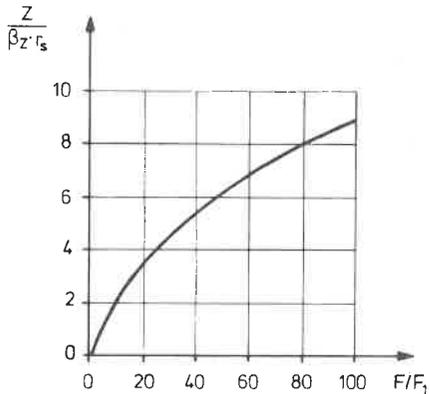


Bild 4.05: Ringzugkraft im Bruchzustand

In Bild 4.05 ist das Ergebnis graphisch dargestellt. Zu einem praktischen Bemessungsdiagramm kommt man durch Einsetzen der Kenngrößen in Gleichung (4.9) und Auflösung nach der Ringzugkraft Z.

Bild 4.06 zeigt die Auswertung für einen praxisnahen Fall mit Bn 250 und Wendelbewehrung ϕ 8 bis ϕ 16 aus BSt 42/50. Für ein vorgegebenes Verhältnis F/F_1 und den Lastflächenradius kann dort sofort die erforderliche Bewehrung abgegriffen werden.

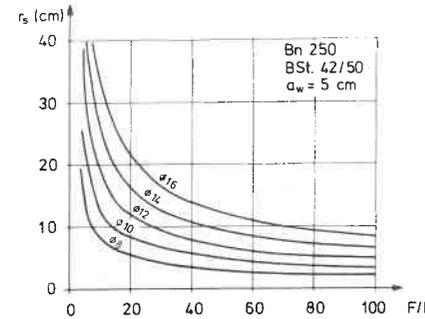


Bild 4.06: Erforderliche Wendelbewehrung im Bruchzustand

Durch Einbau einer stärkeren Wendel, als nach Gleichung (4.9) erforderlich, kann die Tragkraft des Betonkörpers weiter erhöht werden. Allerdings ist die Erhöhung nicht proportional zu der zusätzlichen Stahlfläche, wie es sich zum Beispiel nach | 1 | ergibt. In Abschnitt 5 wird auf diesen Punkt näher eingegangen.

4.2.2 Ansatz nach der Plastizitätstheorie

1. Vorbemerkungen

Wie die Versuche von MEYERHOF | 2 | zeigen, werden die Versuchskörper von einer bestimmten Größe an nicht mehr durch Sprengwirkung zerstört. Unter der sehr hoch belasteten Aufstandsfläche bildet sich vielmehr ein Bruchkegel aus, ähnlich der Grundbruchfigur in der Bodenmechanik (Bild 4.07).

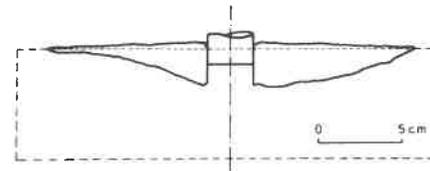


Bild 4.07: Bruchbild - Verdrängung des Betons zur freien Oberfläche (nach | 2 |)

Es liegt deshalb nahe, auch auf dieses Problem entsprechende bodenmechanische Lösungsverfahren anzuwenden. Die Grenzbeanspruchung, bei der der Beton unter dem Stempel durch plastisches Fließen ausweicht, also zur Seite und zur freien Oberfläche hin verdrängt wird, wollen wir im weiteren als Traglast bezeichnen.

Auf die Entwicklung der Plastizitätstheorie braucht hier nicht eingegangen zu werden. Es sei nur erwähnt, daß die Anfänge bis auf Coulomb (1773) zurückgehen. Bei der Anwendung hat im Bereich der Boden- und Felsmechanik vor allem die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung Eingang gefunden, während in der Metallplastizität die Mises-Fließbedingung bessere Ergebnisse liefert.

Zur Gültigkeit der Anwendung der Mohr'schen Bruchhypothese auf Beton sei hier auf | 44 | verwiesen. In einer großen Zahl von Versuchen an Betonkörpern ist die

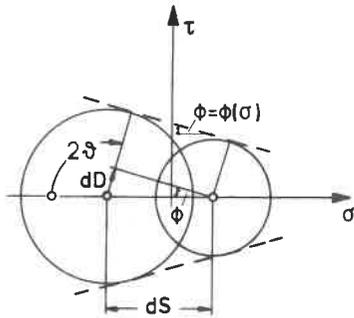


Bild 4.08: Mohr'sche Bruchhüllkurve

für die beiden festgehaltenen Werte S_0 und D_0 . Die Kurve $\tau(\sigma)$ läßt sich also nicht mehr geschlossen anschreiben. Die Hüllkurve wird aus Versuchen bestimmt, wobei man bei gegebenem S_0 und D_0 den Winkel θ bestimmt.

Während im allgemeinen Fall die Hüllkurve für Beton in guter Näherung als Parabel 2. Ordnung angesetzt wird, soll hier vereinfacht die Grenzkurve als Gerade angesetzt werden. Dies ist, abgesehen vom scheinbaren Bereich, durchaus gerechtfertigt. Damit lautet die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung im ebenen Fall in quadratischer Form, um die Symmetrie zur σ -Achse auszudrücken:

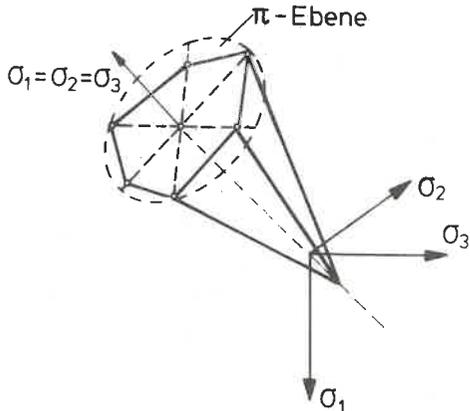


Bild 4.09: Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung im räumlichen Fall

Verformungen vernachlässigt werden. Ferner soll das Material zähigkeitslos und isotrop sein. An der Fließgrenze fallen damit die Hauptachsen der Verformungs-

Mohr'sche Theorie der umhüllenden Grenzkurve bestätigt worden.

In Bild 4.08 ist das Beispiel einer Mohr'schen Hüllkurve dargestellt. Allgemein gilt der Ansatz für die Hüllkurve

$$\left\{ \frac{d\tau}{d\sigma} \right\}_{S_0 D_0} = \cos 2\theta = \sin \phi \quad |45|$$

mit $S = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ und $D = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

für die beiden festgehaltenen Werte S_0 und D_0 .

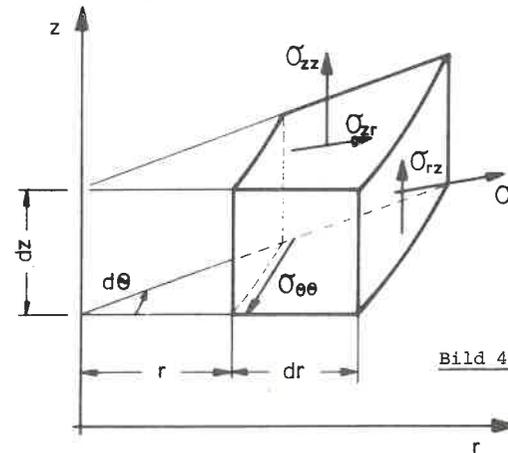
geschwindigkeit mit denen der Spannung zusammen. Da das Material zähigkeitslos sein soll, sind die Hauptdehnungsgeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_1, \dot{\epsilon}_2, \dot{\epsilon}_3$ durch den Spannungszustand nur bis auf einen gemeinsamen Faktor bestimmt (Plastisches Potential). Dieser Sonderfall der Fließregel wird als Normalitätsbedingung bezeichnet.

Abweichend vom ebenen Fall muß hier noch eine weitere wichtige Annahme gemacht werden, um zu einer Lösung zu kommen. Das Problem ist nämlich nur dann wieder statisch bestimmt und das Gleichungssystem hyperbolisch, wenn man

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_1 \text{ oder } \sigma_{\theta\theta} = \sigma_3$$

setzt, was als HAAR/v. KARMAN-Annahme bekannt ist. ($\sigma_{\theta\theta}$ - Tangentialspannung, im rotationssymmetrischen Fall stets eine Hauptspannung). Hierbei sind σ_1 und σ_3 die Hauptspannungen in der Ebene $\theta = \text{const.}$

2. Grundgleichungen



Als Koordinatensystem werden zweckmäßigerweise Zylinderkoordinaten gewählt (Bild 4.10).

Bild 4.10: Kräftegleichgewicht

Die Gleichgewichtsbedingungen unter Vernachlässigung des Eigengewichts und unter Beachtung der Rotationssymmetrie lauten:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (4.10)$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} = 0 \quad (4.11)$$

Das Eigengewicht darf hier vernachlässigt werden, da $\gamma_b \ll p_u$ ist, d. h. im Vergleich zu der zu erwartenden Bruchspannung.

In bekannter Weise können dann die einzelnen Spannungskomponenten durch die Hauptspannungen ausgedrückt werden:

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\alpha \quad (4.12)$$

$$\sigma_{rz} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\alpha \quad (4.13)$$

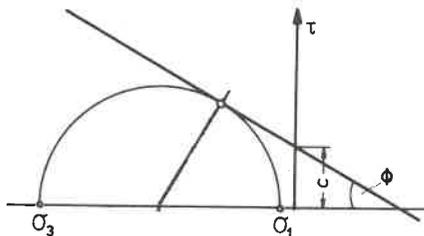
$$\sigma_{zz} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos 2\alpha \quad (4.14)$$

mit α = Richtungswinkel der Hauptspannungen

Die Einführung der HAAR/v. KARMAN-Annahme liefert wegen

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_1 = \sigma_2 \quad (\sigma_1 > \sigma_3 \text{ im math. Sinne})$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (4.15)$$



Analog Bild 4.11 lässt sich nun das Bruchkriterium unter der Bedingung $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ wie folgt anschreiben

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

Bild 4.11: Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung im ebenen Fall

(Bezeichnungen wie oben) mit den Abkürzungen

$$S = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} ; \quad D = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

wird die Bruchbedingung zu

$$D = c \cos \phi - S \sin \phi$$

und

$$\sigma_{rr} = S + D \cdot \cos 2\alpha = S + (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \cos 2\alpha$$

$$\sigma_{rz} = D \cdot \sin 2\alpha = (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \sin 2\alpha$$

$$\sigma_{zz} = S - D \cdot \cos 2\alpha = S - (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \cos 2\alpha$$

$$\sigma_{\theta\theta} = S + D = S + (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi)$$

Zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen (4.10, 4.11) werden die Ableitungen nach den neuen Variablen gebildet:

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial S} \cdot \frac{\partial S}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial z}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial S} \cdot \frac{\partial S}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial r}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} = \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial S} \cdot \frac{\partial S}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial z}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} = \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial S} \cdot \frac{\partial S}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{\partial r}$$

nach Einsetzen der Variablen:

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = (1 + \sin \phi \cdot \cos 2\alpha) \cdot \frac{dS}{dz} + 2 \cdot (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{d\alpha}{dz}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = (1 - \sin \phi \cdot \cos 2\alpha) \cdot \frac{dS}{dr} - 2 \cdot (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{d\alpha}{dr}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} = -\sin \phi \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{dS}{dz} + 2 \cdot (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \cos 2\alpha \cdot \frac{d\alpha}{dz}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} = -\sin \phi \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{dS}{dr} + 2 \cdot (c \cdot \cos \phi - S \cdot \sin \phi) \cdot \cos 2\alpha \cdot \frac{d\alpha}{dr}$$

nach Einsetzen in die Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich

$$(1 - \sin \phi \cdot \cos 2\alpha) \frac{dS}{dr} - \sin \phi \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{dS}{dz} + 2D \cdot (-\sin 2\alpha \frac{d\alpha}{dr} + \cos 2\alpha \frac{d\alpha}{dz} + \frac{\cos 2\alpha - 1}{2r}) = 0 \quad (4.16)$$

$$-\sin \phi \cdot \sin 2\alpha \cdot \frac{dS}{dr} + (1 + \sin \phi \cdot \cos 2\alpha) \frac{dS}{dz} + 2D \cdot (\cos 2\alpha \frac{d\alpha}{dr} + \sin 2\alpha \frac{d\alpha}{dz} + \frac{\sin 2\alpha}{2r}) = 0 \quad (4.17)$$

Hierbei handelt es sich um ein System zweier quasilinearer Differentialgleichungen für die zwei unbekannt Funktionen $S(r,z)$ und $\alpha(r,z)$. Die Lösung dieser Differentialgleichungen erfolgt z. B. nach COLLATZ [6] mit Hilfe des Charakteristikenverfahrens. Auf Einzelheiten der mathematischen Herleitung soll hier verzichtet werden.

Die Differentialgleichungen werden vereinfacht nochmals wie folgt dargestellt:

$$a_1 \cdot \frac{dS}{dr} + a_2 \cdot \frac{dS}{dz} + a_3 \cdot \frac{d\alpha}{dr} + a_4 \cdot \frac{d\alpha}{dz} = A \quad (4.16a)$$

$$b_1 \cdot \frac{dS}{dr} + b_2 \cdot \frac{dS}{dz} + b_3 \cdot \frac{d\alpha}{dr} + b_4 \cdot \frac{d\alpha}{dz} = B \quad (4.17a)$$

nach Einführung eines neuen krummlinigen Koordinatensystems ξ, η ergeben sich die Tangentenrichtungen der beiden Charakteristiken für eine Stelle r, z zu

$$\tan \gamma_{1,2} = \frac{a_{14} + a_{23} \pm C}{2a_{13}} \quad (4.18)$$

mit den Abkürzungen:

$$a_{jk} = a_j \cdot b_k - a_k \cdot b_j \quad ; \quad C^2 = (a_{23} - a_{14})^2 - 4a_{12}a_{34}$$

Bestimmung der Vorwerte aus den gegebenen Funktionen a, b, A, B abhängig von S und α ergibt sich schließlich

$$\begin{aligned} a_{12} &= a_1 b_2 - a_2 b_1 = \cos^2 \phi \\ a_{13} &= a_1 b_3 - a_3 b_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot (\cos 2\alpha - \sin \phi) \\ a_{14} &= a_1 b_4 - a_4 b_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\alpha \\ a_{23} &= a_2 b_3 - a_3 b_2 = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\alpha \\ a_{34} &= a_3 b_4 - a_4 b_3 = -(\sigma_1 - \sigma_3)^2 \\ C^2 &= 4 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \cdot \cos^2 \phi \end{aligned} \quad (4.19)$$

Das Differentialgleichungssystem heißt dann hyperbolisch bezüglich des Lösungssystems S, α , wenn, wie hier, $C^2 > 0$. Das Richtungsfeld des Charakteristiken-netzes ergibt sich dann zu:

$$\tan \gamma_{1,2} = \frac{dz}{dr} = \tan(\alpha \pm \vartheta) \quad (4.18a)$$

mit der Substitution

$$\vartheta = \frac{\phi}{2} - \frac{\pi}{4}$$

Die Werte von S und α längs einer Charakteristik lassen sich mit Hilfe der nachfolgenden Gleichung bestimmen. Für eine Charakteristik $\xi = \text{const}$ z. B., lautet die Differentialgleichung

$$\left(\frac{d\alpha}{ds} - q_1 \frac{dS}{ds} \right)_{\xi=\text{const}} = - \frac{A_3}{a_{34}} \cdot \sin \gamma_1 + \frac{A_4}{a_{34}} \cdot \cos \gamma_1 \quad (4.20)$$

wobei auf der Charakteristik $\xi = \text{const}$ die Bogenlänge s als Parameter eingeführt wurde. Die verwendeten Abkürzungen bedeuten darin:

$$q_1 = \frac{2a_{12}}{-a_{14} + a_{23} - C} \quad ; \quad A_j = A \cdot b_j - B \cdot a_j$$

Unter Benutzung der Ergebnisse aus (4.19) ergeben sich die folgenden Werte:

$$q_1 = - \frac{\cos \phi}{2D} \quad A_3 = A b_3 - B a_3 = \frac{2D^2}{r} \cdot (\cos 2\alpha - 1)$$

$$A_4 = \frac{2D^2}{r} \cdot \sin 2\alpha$$

$$\text{und} \quad \sin \gamma_1 = \sin(\alpha + \vartheta) \quad ; \quad \cos \gamma_1 = \cos(\alpha + \vartheta).$$

eingesetzt in (4.20) ergibt sich schließlich

$$\frac{d\alpha}{ds} + \frac{\cos \phi}{2D} \cdot \frac{dS}{ds} = \frac{2D^2 (\cos 2\alpha - 1) \sin(\alpha + \vartheta)}{4D^2 r} - \frac{2D^2 \sin 2\alpha \cos(\alpha + \vartheta)}{4D^2 r}$$

und nach einigen Umformungen

$$\frac{d\alpha}{ds} + \frac{\cos \phi}{2D} \cdot \frac{dS}{ds} + \frac{1}{r} \cdot (\sin \alpha \cdot \cos \vartheta) = 0 \quad (4.21)$$

Für die 2. Charakteristik ($\eta = \text{const}$) ergibt sich in gleicher Weise, unter Beachtung der anderen Eingangswerte,

$$\frac{d\alpha}{ds} + \frac{\cos \phi}{2D} \cdot \frac{dS}{ds} - \frac{1}{r} \cdot (\sin \alpha \cdot \cos \vartheta) = 0 \quad (4.22)$$

3. Lösungsverfahren:

Die abschließend gefundenen Differentialgleichungen für die Charakteristiken können nun graphisch oder numerisch integriert werden. Für die Lösung auf zeichnerischem Wege sind bei COLLATZ [6] zahlreiche Literaturstellen angegeben. Zur numerischen Behandlung der Gleichungen (4.21) und (4.22) werden in der Regel die Ableitungen durch Differenzenquotienten ersetzt und die Lösungen punktweise ermittelt.

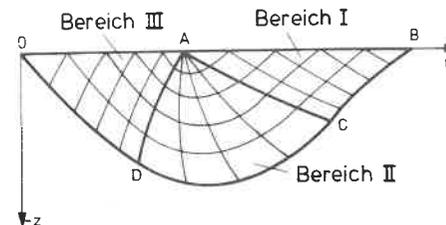


Bild 4.12: Charakteristikenetz unter lotrechter Stempellast [10]

Für das vorgegebene Problem zeigt Bild 4.12 schematisch den Verlauf der Charakteristiken. Für die praktische Handhabung sei hier auf HILL [7] verwiesen. Er unterteilt das gesamte Charakteristiken-Netz in drei Bereiche und gibt an, wie jeder Bereich für sich zu lösen ist, ausgehend vom Bereich I.

Bereich I: 2. Randwertproblem

(geg.: die Strecke AB, die keine Charakteristik ist, mit allen Spannungskomponenten)

Bereich II: 1. Randwertproblem

(geg.: die Charakteristik AC und der singuläre Punkt A)

Bereich III: 3. Randwertproblem

(geg.: die Charakteristik AD und der Rand OA mit der Richtung der Hauptspannungen)

Mit der Lösung des vorliegenden Problems haben sich mehrere Verfasser schon beschäftigt - SYMONDS [8], SHIELD [9], COX et. al. [10], [11]. Nachfolgend wird gezeigt, daß die hier gefundenen Differentialgleichungen (Gl. (4.21), (4.22)) in die von COX [10] übergeführt werden können.

COX gibt für den Richtungswinkel der Charakteristiken folgende Beziehung an:

$$\tan \gamma_{1,2} = \frac{dz}{dr} = \begin{cases} \tan \psi \\ \tan(\psi + \pi/2 + \phi) \end{cases} \quad \text{mit} \quad \psi = \eta - (\pi/4 + \phi/2)$$

Unter der Voraussetzung, daß $\eta = \alpha$ ist lassen sich die Gleichungen umwandeln in

$$\tan \gamma_{1,2} = \frac{dz}{dr} = \begin{cases} \tan(\alpha - \vartheta) \\ \tan(\alpha + \vartheta) \end{cases} \quad \text{siehe Gleichung (4.18a)}$$

In ähnlicher Weise lassen sich die beiden anderen Gleichungen von COX

$$\begin{aligned} \cos \phi \cdot dP + 2Q \cdot d\psi + \frac{Q}{r} \cdot (\cos(\psi + \phi) + \sin \psi) \cdot ds &= 0 \\ \cos \phi \cdot dP - 2Q \cdot d\psi - \frac{Q}{r} \cdot (\cos(\psi + \phi) + \sin \psi) \cdot ds &= 0 \end{aligned} \quad (4.23)$$

in die Gleichungen (4.21) und (4.22) umwandeln. Damit kann im folgenden auf die Ergebnisse von COX [10] zurückgegriffen werden.

Im umseitigen Bild 4.13 ist die mit c^* normierte, mittlere Grenzspannung unter dem Stempel, abhängig vom Reibungswinkel ϕ , angegeben. Zum Vergleich sind die Ergebnisse des ebenen Falles dazu eingetragen. Auch hier zeigt sich also wieder mit zunehmendem Winkel ϕ ein sehr steiler Anstieg des Tragfähigkeitsbeiwertes. Die Ergebnisse werden also bei großen ϕ - Werten außerordentlich empfindlich.

Die oben gefundenen Ergebnisse sind allerdings zum Nachweis der unteren Schranke im Sinne der Plastizitätstheorie noch nicht ausreichend. Der statische Hauptsatz des Traglastverfahrens berechtigt erst dann, die gefundene Lösung als untere Schranke für die kritische Belastung anzusehen, wenn man ein statisch zulässiges und tragbares Spannungsfeld im gesamten Halbraum für jede unterhalb der gefun-

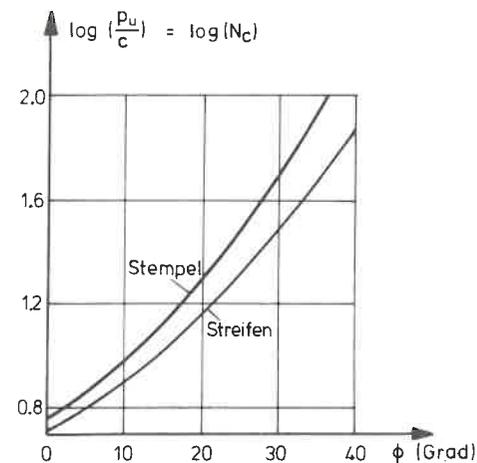


Bild 4.13: Abhängigkeit der Bruchspannung vom Reibungswinkel ϕ [10]

denen Lösung liegende Last angeben kann. Das bedeutet, daß das ermittelte Feld sich in statisch zulässiger und tragbarer Art in den Rest des Halbraums erweitern läßt [12]. SHIELD [9] gelang dies erstmals für das vorliegende Problem unter der Annahme rein kohäsiven Materials. In ähnlicher Weise hat dann auch COX [10] diese Bedingung für Material mit einem Reibungswinkel $\phi = 20^\circ$ erfüllt. Man kann somit davon ausgehen, daß das gefundene Ergebnis einer unteren Schranke entspricht.

Zum Nachweis einer oberen Schranke müßte nun noch das Geschwindigkeitsfeld für das vorliegende Problem ermittelt werden. Hinweise dafür findet man wiederum in [9] und [10]. Für dieses kinematisch zulässige Geschwindigkeitsfeld muß dann die zugehörige Dissipationsleistung bestimmt werden. Durch Gegenüberstellung mit der Stempelast erhält man dann eine obere Schranke für die kritische Lastintensität. Da in diesem Zusammenhang nur die kleinste kritische Last interessiert, wird dieser Punkt nicht mehr weiter verfolgt.

Ergänzend zu Abschnitt 4.2.1., wo die Traglast für räumlich begrenzte Betonkörper ermittelt wurde, ergibt sich hier nun die Traglast für den unendlich ausgehenden Halbraum als obere Grenze der Beanspruchbarkeit überhaupt.

Die im Rahmen dieses Berechnungsverfahrens gemachten Annahmen schränken das Materialverhalten des Betons wiederum sehr stark ein. Deshalb stellen die unter diesen Voraussetzungen ermittelten Ergebnisse mehr eine Abschätzung eines Grenzwertes als eine genaue Ermittlung der Bruchspannung dar. Wie später in Abschnitt 5 gezeigt wird, lassen sich mit dieser groben Näherung jedoch durchaus brauchbare Ergebnisse erzielen.

4.3 Berechnungsverfahren mit nichtlinearem Stoffansatz

4.3.1 Vorbemerkungen

In den vorangegangenen Abschnitten wurden Rechenverfahren angewandt, mit deren Hilfe nur die Bruchlasten ermittelt werden können. Wie eingangs schon erwähnt, soll nun in diesem Abschnitt abschließend ein Rechenverfahren gewählt werden, das die Beanspruchung der Versuchskörper während der gesamten Belastungsgeschichte zeigt. Ansätze mit konstanten Stoffmoduln, wie sie von SPIETH [13] und FLORIN u. HILTSCHER [14] angewandt wurden, können nur für geringe Lastintensitäten den Spannungszustand in den Stahlbetonkörpern beschreiben. Um zu brauchbaren Ergebnissen zu kommen, muß deshalb ein Berechnungsansatz gewählt werden, der die starke Nichtlinearität des Betons unter derartig hohen Beanspruchungen erfaßt. Da schon Ansätze nach der Elastizitätstheorie zu Ausdrücken führen, die geschlossen nur noch schwer lösbar sind [13], erscheint es sinnvoll, hier ein numerisches Näherungsverfahren zur Lösung zu verwenden. Dazu bietet sich, wie schon in [14] gezeigt, in besonderem Maße ein Approximationsverfahren, wie z. B. die Methode der Finiten Elemente, an. Durch Einbau eines nichtlinearen Stoffgesetzes für Beton können damit brauchbare Ergebnisse erzielt werden.

4.3.2 Wahl eines geeigneten Materialgesetzes

Numerische Berechnungsverfahren, zusammen mit leistungsfähigen elektronischen Datenverarbeitungsanlagen, erlauben es heute, schon bei der Ermittlung der Schnittgrößen die Nichtlinearität des Betons mit einzubeziehen. Diese Möglichkeit hat auch die Erforschung des mehrachsigen Bruch- und Verformungsverhaltens von Beton seit den sechziger Jahren stark beschleunigt. Anhand der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton läßt sich das sehr deutlich zeigen (WEIGLER [15], HILSDORF [16], REIMANN [17], KUPFER [18], EIBL [29]).

Sicherlich gab es auch schon früher Versuche, das mehrachsige Bruchverhalten von Beton zu beschreiben - man denke nur an die klassischen Bruchhypothesen; z. B. Hauptspannungs-, Hauptdehnungshypothese, Mohr-Coulomb-Hypothese. Sie haben alle jedoch den Nachteil, daß sie zwar für bestimmte Spannungsbereiche die Beurteilung der mehrachsigen Festigkeit von Beton erlauben, dagegen in anderen Bereichen die Übereinstimmung sehr zu wünschen übrig läßt.

Aus der Vielzahl der in den letzten Jahren erschienenen Beiträge zum mehrachsigen Bruch- und Verformungsverhalten von Beton seien hier nur einige erwähnt, und zwar bei zweiachsiger Beanspruchung [19], [20], [21]; bei dreiachsiger Bean-

spruchung [22], [23], [24]. Auf Einzelheiten der verschiedenen Formulierungen soll hier nicht weiter eingegangen werden, da das in diesem Zusammenhang zu weit führen würde und nicht erforderlich ist. Ein umfassender Überblick über den Stand der Forschung wird in [29] gegeben.

Während im Fall der zweiachsigen Festigkeit die Ergebnisse in mathematischer Formulierung vorliegen, werden bei dreiachsiger Beanspruchung in der Regel nur die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen mitgeteilt. Es erscheint deshalb für eine numerische Berechnung angebracht, die mathematische Formulierung für das zweiachsiale Verformungsverhalten nach KUPFER [19] zu verwenden und sie um Ergebnisse der dreiachsialen Versuche zu erweitern. Dazu muß im weiteren kurz auf die wichtigsten Ergebnisse dieser Versuche eingegangen werden. Der Formulierung nach [19] wurde hier der Vorzug vor [20] gegeben, da sie bei geringem Aufwand nahezu die gleichen Ergebnisse liefert. Im übrigen basiert die anisotrope Formulierung in [20] auf den Ergebnissen aus [19] und stellt letztlich nur eine Verfeinerung dar.

Die folgende Zusammenstellung der Ergebnisse der dreiachsialen Bruch- und Verformungsversuche berücksichtigt im wesentlichen nur die Punkte, die für das hier gestellte Problem - rotationssymmetrischer Versuchskörper mit Stempel belastet - von Bedeutung sind.

Zunächst soll auf den reinen Druckspannungszustand, im weiteren Bereich I genannt, eingegangen werden. Die Versuche zeigen, daß vom zweiachsigen Druckspannungszustand ausgehend das Hinzukommen einer dritten Druckspannung eine erhebliche Erhöhung der Bruchfestigkeit mit sich bringt. Schon bei einem Hauptspannungsverhältnis von $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = 1:0,7:0,01$ steigt die Festigkeit auf mehr als das Doppelte der Würfeldruckfestigkeit an. Bei günstigen Spannungsverhältnissen konnten Bruchspannungen erreicht werden, die über $200,0 \text{ MN/m}^2$ lagen, bei einer Betongüte Bn 350 [23]. Wenn hier noch die Erfahrungen aus den eigenen Versuchen mit einbezogen werden, kann man davon ausgehen, daß im kritischen Bereich direkt unter der Last wohl nur sehr selten ein Versagen eintreten wird. Bei sehr hoher Lastintensität wird sich in diesem Bereich eine Art von hydrostatischem Spannungszustand einstellen. In der Berechnung kann dieser Effekt durch entsprechende Wahl der Stoffparameter simuliert werden.

Für den reinen Zugspannungszustand, Bereich IV, liegen dem Verfasser keine Versuchsergebnisse vor. Die zweiachsialen Ergebnisse nach [19] lassen sich jedoch plausibel ergänzen. Da sich die zweiachsige Zugfestigkeit nicht von der ein-

achsigen unterscheidet, kann wohl, ohne große Fehler zu begehen, auch die dreiachsige Zugfestigkeit der einachsigen gleichgesetzt werden.

In den Bereichen mit kombinierten Spannungszuständen (Druck-Druck-Zug, Bereich II, bzw. Druck-Zug-Zug, Bereich III) zeigen die bisherigen Versuchsergebnisse (z. B. [22]) eine deutliche Abhängigkeit von der mittleren Hauptspannung. Hier muß also die dritte Hauptspannung als entscheidendes Versagenskriterium mit herangezogen werden. Die bisher aus der Literatur bekannten Versuchsergebnisse aus diesem Beanspruchungsbereich können jedoch noch nicht als ausreichend gesichert angesehen werden (siehe auch [29]), um daraus eine allgemein gültige Bruchbedingung für den dreidimensionalen Fall ableiten zu können. Dies ist zum einen auf die unzureichende Größe der Versuchskörper und zum andern auf die nicht klar definierte Krafteinleitung zurückzuführen. Ferner ist in Anbetracht der bei Zugspannungen sehr hohen Streuungen die Anzahl der Versuche noch nicht ausreichend für eine endgültige Aussage.

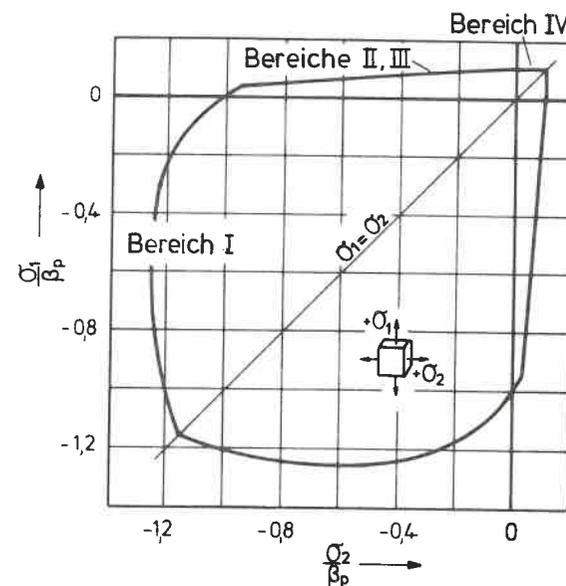
Unter Berücksichtigung dieser Umstände erscheint es nicht sinnvoll, den Einfluß der mittleren Hauptspannung hier auch nur näherungsweise erfassen zu wollen. Deshalb wird auf die Bruchbedingung im zweiachsialen Spannungszustand zurückgegriffen, obwohl damit eine Annahme getroffen wird, die auf der unsicheren Seite liegt. Im übrigen treten bei diesem Problem nur an wenigen Stellen Spannungszustände auf, die ungünstigere Bruchspannungen liefern als im zweidimensionalen Fall, so daß diese Näherung nur zu einer unwesentlichen Erhöhung der Traglast führt.

Nachfolgend sind die der Berechnung zugrunde gelegten Annahmen tabellarisch zusammengestellt. Als Stoffkenngrößen wurden gewählt:

- K = Kompressions-Modul
- K_T = Tangentenwert des Kompressions-Moduls
- $K_{T,0}$ = Tangentenwert des Kompressions-Moduls im Anfangszustand
- G = Schubmodul
- G_T = Tangentenwert des Schubmoduls
- $G_{T,0}$ = Tangentenwert des Schubmoduls im Anfangszustand

Bereich	Verformungsverhalten bis Bruch	Bruchbedingung	Verformungsverhalten nach Bruch
I Druck-Druck-Druck	nach den Gln. (4.27) und (4.28)	wie für zweiachsige Beanspruchung, jedoch ohne Begrenzung für hydrostatischen Druck	$K_T = 2,00 K_{T,0}$ $G_T = 0,05 G_{T,0}$
II Druck-Druck-Zug		nach [19] für zweiachsige Spannungszustände (ohne Abminderung)	$K_T = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (aus rechentechn. Gründen) $G_T = 0,00$
III Druck-Zug-Zug		einachsige Zugfestigkeit β_{bZ}	
IV Zug-Zug-Zug			

Ergänzend zeigt Bild 4.15 die Bruchfestigkeit des Betons bei zweiachsiger Beanspruchung. Die rechnerischen Bruchwerte ergeben sich dabei wie folgt:



Bereich I: Druck - Druck

$$\left(\frac{\sigma_1}{\beta_p} + \frac{\sigma_2}{\beta_p}\right)^2 + \frac{\sigma_1}{\beta_p} + 3,65 \frac{\sigma_2}{\beta_p} = 0 \quad (4.24)$$

Bereiche II, III: Druck - Zug

$$\frac{\sigma_2}{\beta_z} = 1 + 0,8 \frac{\sigma_1}{\beta_p} \quad (4.25)$$

Bereich IV: Zug - Zug

$$\sigma_2 = \beta_z = 0,297 \cdot \sqrt{\beta_p^2} = \text{const} \quad (4.26)$$

(β_p in MN/m^2)

Bild 4.15: Bruchbedingung für Beton unter zweiachsialer Beanspruchung [18]

Da für das Verformungsverhalten die Ergebnisse aus [19] zugrundegelegt werden, seien hier die wichtigsten Gleichungen nochmals zusammengestellt. Bild 4.16 zeigt den Verlauf des Tangenten-Schubmoduls und des Tangenten-Kompressionsmoduls. In analytischer Darstellung,

$$\frac{G_T}{G_O} = \frac{(1 - a \cdot (\tau_0/\beta_p)^m)^2}{1 + (m - 1) \cdot a \cdot (\tau_0/\beta_p)^m} \quad (4.27)$$

$$\frac{K_T}{K_O} = \frac{\frac{G_T}{G_O}}{\{1 - p \cdot (c \cdot \gamma_0)^p\} \cdot \exp\{-(c \cdot \gamma_0)^p\}} \quad (4.28)$$

wobei K und G in bekannter Weise definiert sind. Aus Bild 4.16 wird ersichtlich, daß Gleichung (4.28) einen Singularitätspunkt hat, was besonders bei der numerischen Berechnung beachtet werden muß. Die in den Gleichungen auftretenden Größen m, p, c, a sind Konstanten, abhängig von der Betongüte. Für drei verschiedene Betongüten werden die Werte in [19] mitgeteilt. In den Bildern 4.17 und 4.18 sind sie graphisch aufgetragen und können somit für alle gebräuchlichen Betongüten schnell und genügend genau abgelesen werden.

Die praktische Anwendung der hier wiedergegebenen Bedingungen wird im nächsten Abschnitt vorgeführt.

4.3.3 Rechenverfahren

Zur numerischen Berechnung wurde die Methode der Finiten Elemente (FEM) gewählt. Mit ein wichtiger Grund zur Entscheidung für dieses Verfahren war die Tatsache, daß am Institut für Grundbau und Bodenmechanik in den Jahren vorher das Programmsystem GEOFEP (Geophysical Finite Element Program) entwickelt wurde [24]. Damit konnte auf den dabei gewonnenen Erfahrungen aufgebaut und, durch die Erweiterung auf das rotationssymmetrische Problem, das bestehende Programm sinnvoll ergänzt werden. Der modulare Aufbau von GEOFEP erlaubt überdies einen einfachen Einbau der erforderlichen Ergänzungen. Unterprogramme, die z. B. die Datenaufbereitung oder die Auflösung des Gleichungssystems betrafen, konnten direkt übernommen werden. Wegen der Einzelheiten der FE-Berechnung wird auf die einschlägige Literatur verwiesen [25], [26], [27], [28].

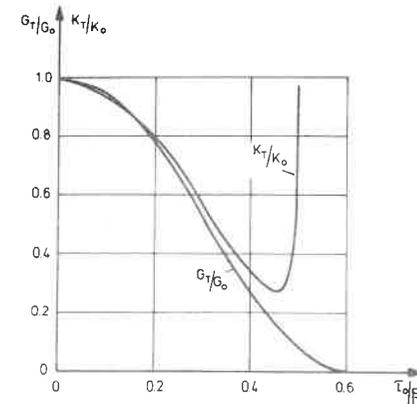


Bild 4.16: Verlauf des Tangenten-Kompressionsmoduls und Schubmoduls [18]

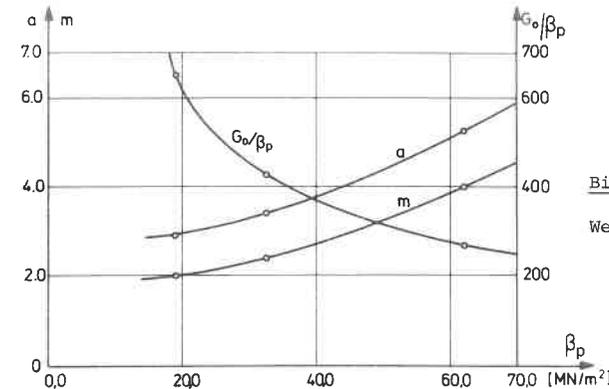


Bild 4.17: Werkstoffparameter [18]

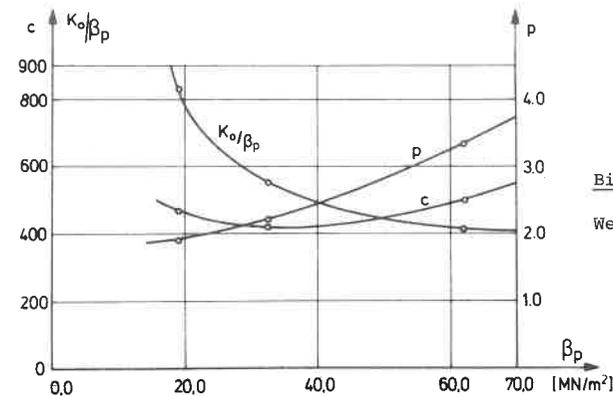


Bild 4.18: Werkstoffparameter [18]

Elementwahl:

Analog dem ebenen Fall sind auch beim rotationssymmetrischen Problem verschiedene Elementtypen möglich. Im vorliegenden Programm wurde ein Dreieckselement

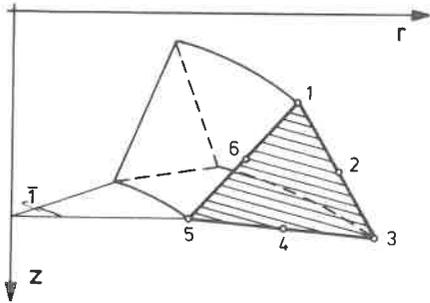


Bild 4.19: Dreieckselement mit quadratischem Verschiebungsansatz

mit quadratischem Verschiebungsansatz und geradliniger Berandung verwendet Bild 4.19. Das Dreieckselement wurde gewählt, da es bei regelmäßiger Anordnung, unter Vermeidung spitzer Winkel, die gleichen Ergebnisse liefert wie ein Rechteckelement, darüber hinaus aber eine variable Netzgestaltung zulässt. Da die Steifigkeitsmatrix des rotationssymmetrischen Elementes mit quadratischem Verschiebungsansatz im Gegensatz zum ebenen Fall nicht mehr geschlossen darstellbar ist, muß hier

die Integration numerisch ausgeführt werden. Hierzu wird im vorliegenden Fall ein Aufpunktverfahren über 7 Aufpunkte gewählt [28]. Das Element wurde durch Vergleich mit Lösungen der klassischen Elastizitätstheorie ausgetestet und zeigte gute Übereinstimmung, wie die Bilder A15 und A16 zeigen. Als Testbeispiele waren ein Kreiszyylinder unter Innendruck und ein Kreiszyylinder unter Ringlast gewählt worden.

Nichtlinearelastische Berechnung:

Zur Berechnung physikalisch nichtlinearer Probleme mit Hilfe der FEM haben sich zwei verschiedene Verfahren durchgesetzt: die Methode der tangentialen Steifigkeit und die Anfangslastmethode, bzw. eine Kombination aus beiden. Der Vorteil der Methode der tangentialen Steifigkeit liegt darin, daß sich alle Materialgesetze relativ einfach in das Programm einbauen lassen und daß keine Konvergenzschwierigkeiten auftreten. Nachteilig wirkt sich aus, daß bei Materialien mit Entfestigung negative Glieder in der Hauptdiagonale auftreten, wodurch eine Gleichungsauflösung nach Gauss-Cholesky nicht mehr möglich ist. Ferner muß nach jedem Lastschritt die Steifigkeitsmatrix neu aufgestellt werden. Demgegenüber hat die Methode der Anfangslasten den Vorteil, daß in jeder Laststufe nur die Multiplikation der Lastmatrix mit der Inversen der Steifigkeitsmatrix durchgeführt werden muß. Die Steifigkeitsmatrix muß also nur einmal invertiert werden. Der Nachteil der Anfangslast-Methode ist, daß sie nicht in allen Fällen konvergiert.

Die Methode der tangentialen Steifigkeiten hat im übrigen den Nachteil, daß sie für allgemeine Probleme des Stahlbetonbaus nur beschränkt anwendbar ist. Man kann mit ihr zwar bis zum Bruch rechnen, der Abbau eventuell vorhandener Zugspannungen nach der Rißbildung kann jedoch nur mit Hilfe der Methode der Anfangslasten erfolgen. Deshalb empfiehlt es sich, für physikalisch nichtlineare Berechnungen im Stahlbetonbau eine Kombination aus der Methode der Anfangslasten und der tangentialen Steifigkeiten zu wählen.

An dieser Stelle sei nochmals an das Bruchverhalten der Versuchskörper aus Abschnitt 3 erinnert. Bei Erreichen der Bruchlast wurden die zylindrischen Betonkörper schlagartig zersprengt. Damit kann man näherungsweise annehmen, daß es im Innern des Körpers vor dem Bruch keine ausgeprägte Rißbildung gab, abgesehen von in statischer Hinsicht unbedeutenden Mikrorissen. Das heißt, ein Abbau von Zugspannungen durch Rißbildung bzw. deren Umlagerung hat nicht stattgefunden. Dies ist aber ein entscheidendes Kriterium für die Anwendbarkeit der Methode der tangentialen Steifigkeiten, das somit in diesem Sonderfall erfüllt ist.

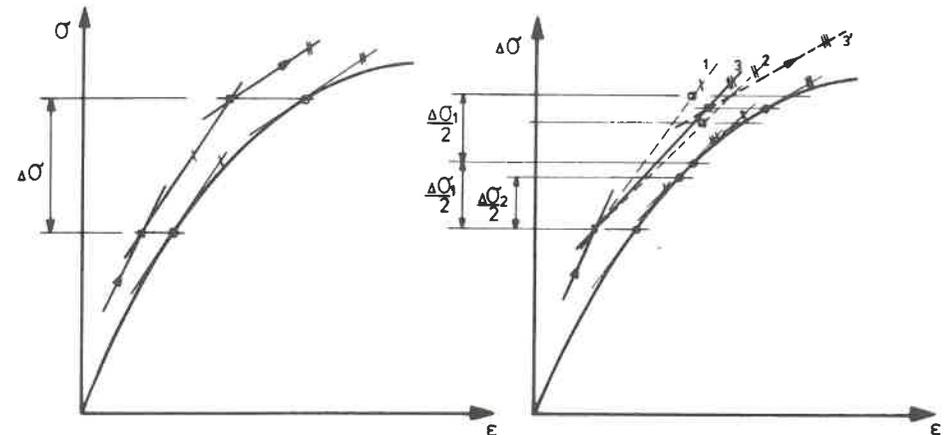


Bild 4.20: Methode der tangentialen Steifigkeit

Bild 4.21: Methode der tangentialen Steifigkeit mit Iteration im Lastschritt

Bild 4.20 zeigt die Methode der tangentialen Steifigkeiten in ihrer einfachsten Anwendungsmöglichkeit. In der Anwendung mit endlich großen Verschiebungskrementen stellt sie nur eine Näherung dar. Der in einem Lastschritt entstandene Fehler wird im nächsten Schritt nicht aufgehoben, sondern wächst eher noch an. Die berechneten äquivalenten Spannungen und Dehnungen können so beliebig

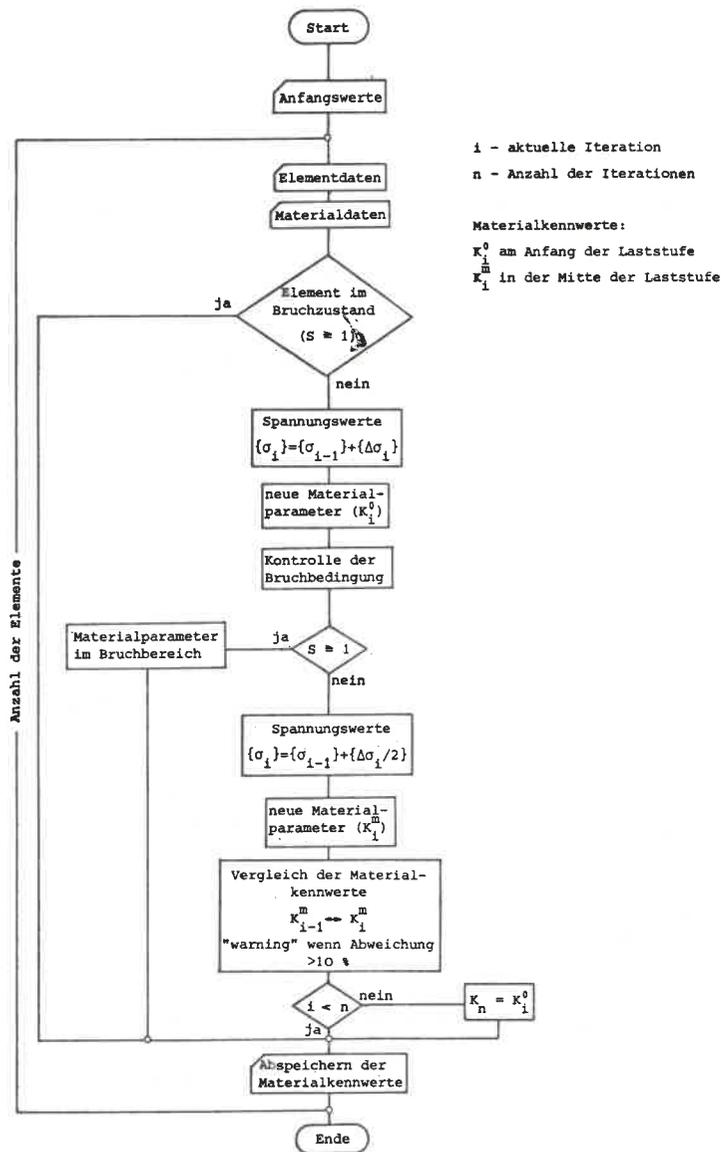


Bild 4.22: Flußdiagramm der Subroutine MATAX

weit von jener des gemessenen σ - ϵ -Diagrammes abweichen. Um dies zu vermeiden, wird hier in jedem Belastungsschritt iteriert (Bild 4.21).

Das Bild 4.22 zeigt ein schematisches Flußdiagramm dieses Programmteils. Bei nicht zu groß gewählten Lastschritten genügen drei bis vier Iterationen, um genügend genau an der Lastverformungskurve zu bleiben.

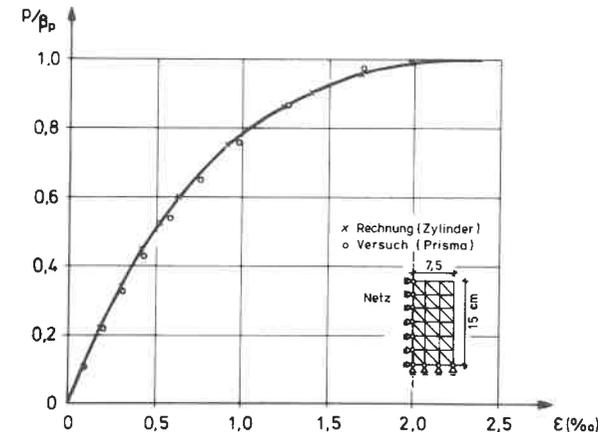


Bild 4.23: Druck-Verformungsdiagramm beim Test

Zum Austesten dieses Programmteils wurde ein Prismendruckversuch nachgerechnet. Vereinfachend wurde in der Rechnung das Prisma durch einen Zylinder angenähert und in Anlehnung an DIN 1045 die Prismenfestigkeit gesetzt. Das Last-Verformungsdiagramm und der Netzaufbau sind in Bild 4.23 dargestellt.

4.3.4 Ergebnisse der Berechnung

Nachfolgend wird über die wichtigsten mit der Methode der Finiten Elemente gefundenen Ergebnisse berichtet. Mit Hilfe der rechnerischen Bruchspannungen für verschiedene Teilflächenverhältnisse F/F_1 sollte die in Bild 4.04 dargestellte Bruchkurve kontrolliert werden. Des weiteren konnte dann durch Integration der im Bruchzustand vorhandenen Ringzugspannungen die erforderliche Bewehrung ermittelt werden.

Wie in Abschnitt 4.3.3 schon angedeutet, ist die Ermittlung der Bruchlast durch die vielen Lastschritte und Iterationen sehr zeitintensiv. Es war deshalb wichtig, schon bei der Netzgestaltung diesen Gesichtspunkt zu berücksichtigen. Deshalb wurden in einer Voruntersuchung die Netzformen gesucht, die bei noch hinreichender Genauigkeit des Spannungsverlaufs die beste Bandstruktur der Steifigkeitsmatrix und damit die geringste Rechenzeit lieferten. Bild 4.24 zeigt die beiden für die Berechnung ausgewählten Netze. Die beiden verschiedenen Netze wurden gewählt, um unterschiedliche Verhältnisse F/F_1 berücksichtigen zu

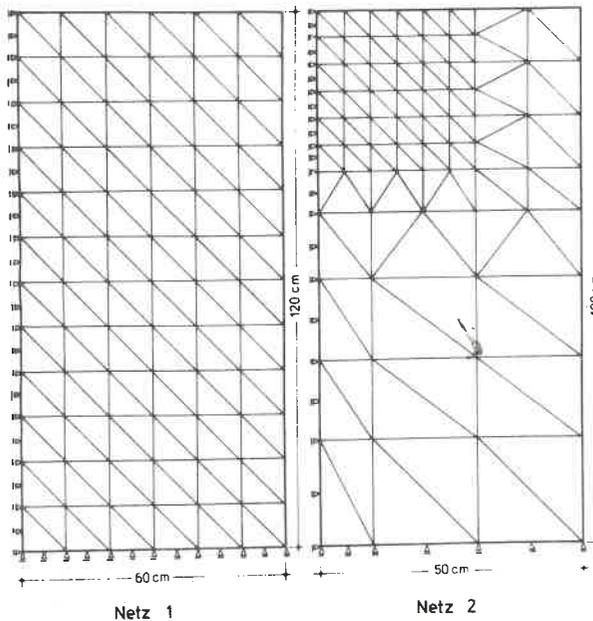


Bild 4.24: Gewählte Netze für die FE-Berechnung

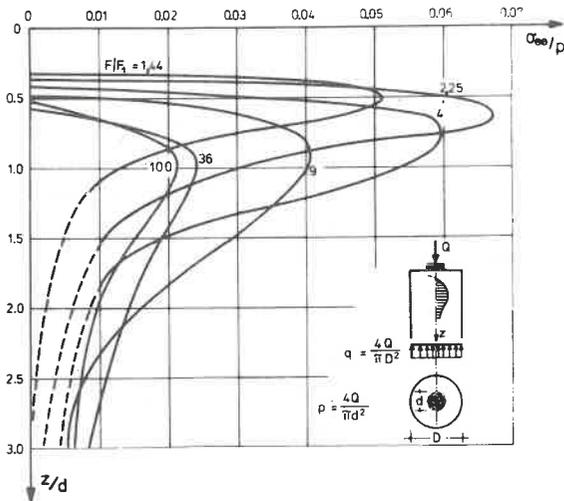


Bild 4.25: Ergebnisse der linear-elastischen Berechnung

können.

Zu Vergleichszwecken wurde zunächst eine linear-elastische Berechnung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 4.25 zusammengestellt. Sie sind direkt mit denen von FLORIN/HILTSCHER [14] vergleichbar und liefern bis auf wenige Prozent Abweichung die gleichen Resultate.

Durch Integration der Ringzugspannungen über die Ebene $\theta = \text{const.}$ erhält man die Ringzugkraft. Diese Kraft muß im Bruchzustand durch Bewehrung abgedeckt sein. Da die Spannungen mit der Entfernung von der Krafteinleitungsstelle sehr stark abnehmen, erscheint es sinnvoll, nur den stark beanspruchten oberen Bereich des Versuchskörpers bei der Integration zu erfassen. Bild 4.26 zeigt für die beiden Teilflächenverhältnisse $F/F_1 = 4,0$ und $36,0$ die über den Integrationsbereich aufgetragenen Ringzugspannungen. In Bild 4.27 ist die normierte Ringzugkraft über dem Flächenverhältnis aufgetragen. Die daraus zu ermittelnde Bewehrung braucht sich aber

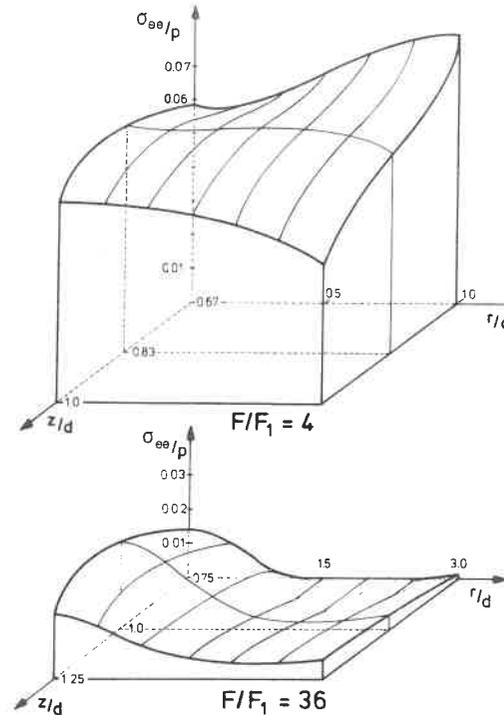


Bild 4.26: Tangentialzugspannungen im Bereich der maximalen Beanspruchung

nur über den Navier'schen Einleitungsbereich zu erstrecken (siehe auch Bild 4.25). Auch hier zeigt sich wieder die hohe Beanspruchung der Betonkörper vor allem im Bereich kleiner Verhältnisse F/F_1 . Der Nachteil in dieser Darstellung ist die zunächst noch unbekannte Bruchspannung p_u , die über eine Bruchbedingung ermittelt werden muß (z. B. Bild 4.04).

Nachfolgende Tabelle 4.II zeigt eine Zusammenstellung aller im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten nichtlinear-elastischen Berechnungen. Um einen Überblick über den Aufwand an Rechenzeit zu geben, ist diese in der letzten Spalte aufgeführt.

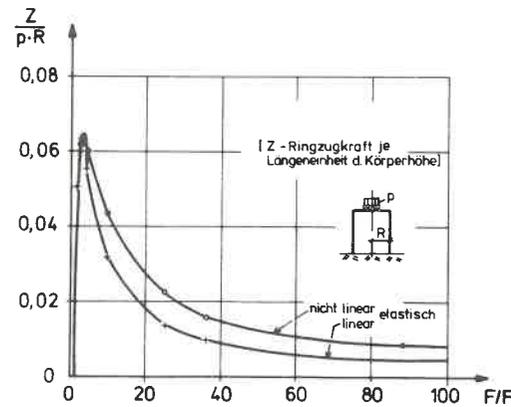


Bild 4.27: Normierte Ringzugkraft, abhängig vom Teilflächenverhältnis

In Bild 4.28 ist die Vertikalverschiebung des Punktes in der Rotationsachse direkt unter der Last in Abhängigkeit von der Belastung aufgetragen. Man sieht sehr deutlich den Einfluß des Teilflächenverhältnisses. Mit zunehmendem Verhältnis F/F_1 werden die Lastverformungskurven immer ausgerundeter, d. h. die Plastifizierung unter dem Stempel gewinnt immer mehr an Einfluß. Bei sehr großen Teilflächenverhältnissen würde der Stempel im Betonkörper versinken, ehe Zersprengen eintritt.

Nr.	Kenn-ziffer	Netz	β_p (MN/m ²)	F/F ₁	P _u (MN/m ²)	P _u /β _p	Rechen-zeit (sec)
1	4/1	1	26,7	2,25	24,0	0,97	670
2	3/6	1	26,7	4,00	30,4	1,14	1420
3	2/4	1	26,7	9,00	46,9	1,76	3650
4	II/1	1	22,1	9,00	42,0	1,90	1350
5	2/3	2	26,7	25,00	95,0	3,58	3070
6	II/1	2	22,1	25,00	88,0	3,91	3080
7	1/7	1	26,7	36,00	142,0	5,32	4100
8	D1/1	4*	22,1	88,00	211,0	9,55	3800
9	1/2	2	26,7	100,00	232,0	8,69	6210

Tabelle 4.II

* für Versuchsnachrechnung
modifiziertes Netz 1

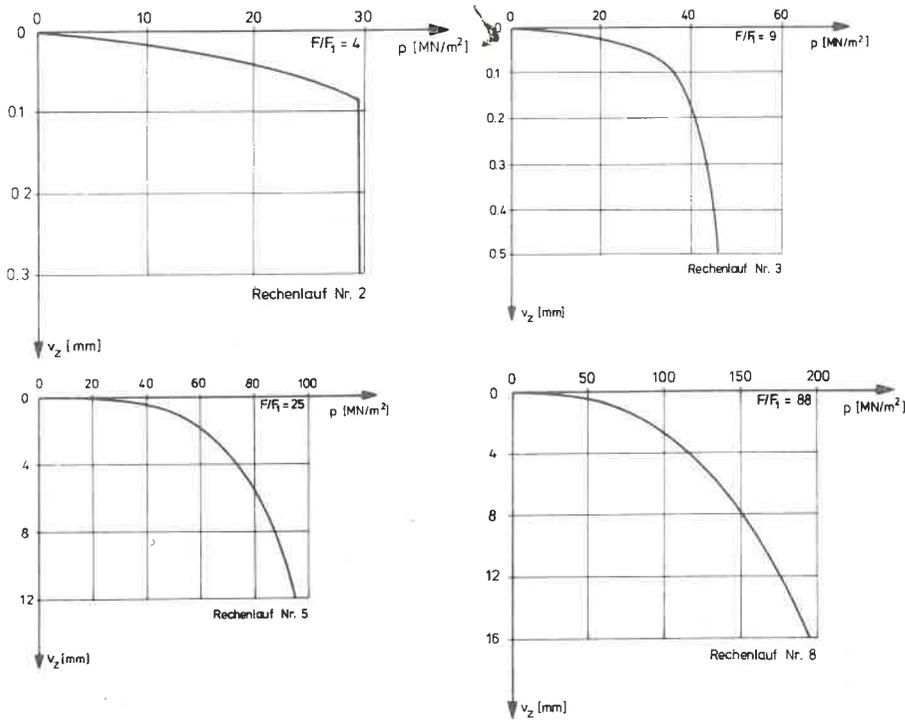


Bild 4.28: Einfluß des Teilflächenverhältnisses auf die Vertikalverformung im Mittelpunkt der Lastfläche

Der Verlauf der Ringzugspannungen während der Laststeigerung bis zum Bruch ist wiederum für verschiedene Teilflächenverhältnisse in Bild 4.29 dargestellt. Zum Vergleich ist die Ringzugspannung gestrichelt eingezeichnet, wie sie sich im Bruchzustand nach linear-elastischer Berechnung ergeben würde. Es zeigt sich sehr deutlich, daß mit zunehmendem Teilflächenverhältnis eine erhebliche Unterschätzung der Ringzugkraft auftritt. In den Bildern tritt auch sehr deutlich

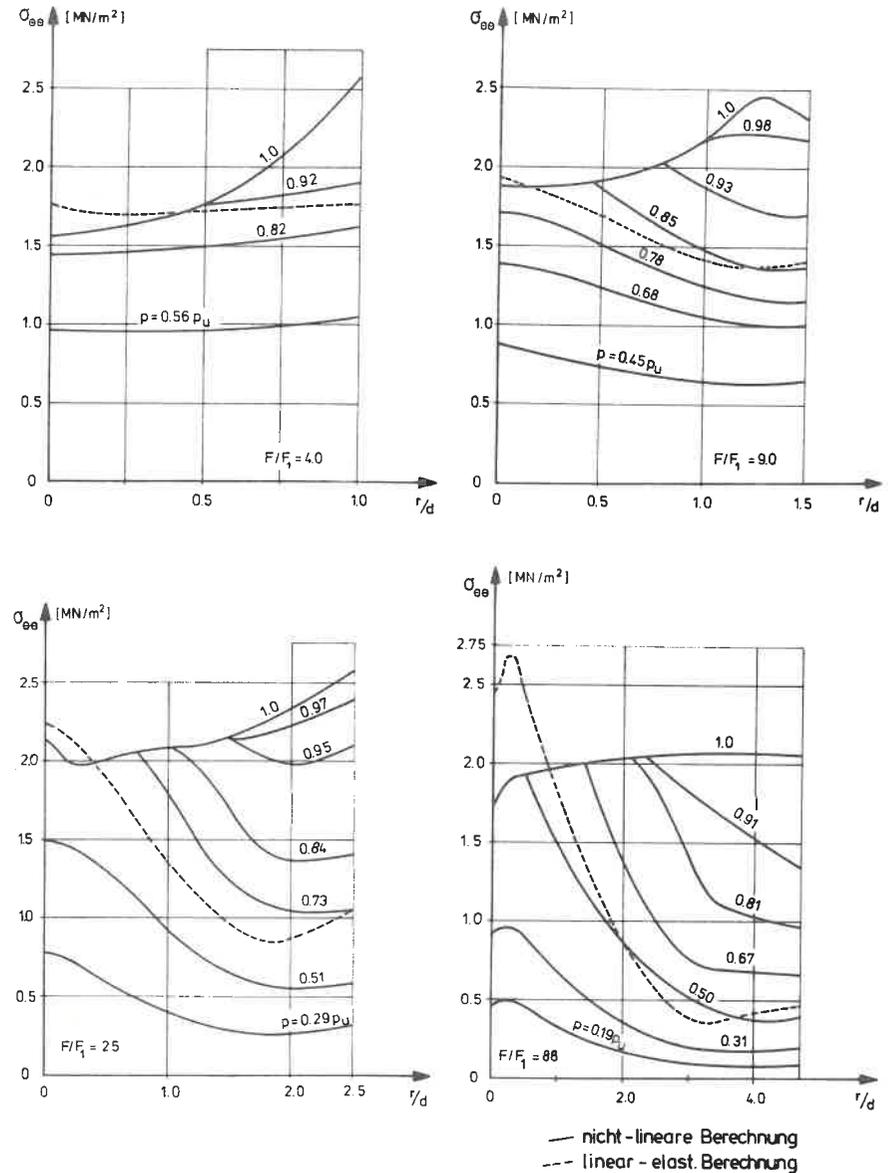


Bild 4.29: Einfluß des Teilflächenverhältnisses auf den Verlauf der maximalen Tangentialzugspannungen

— nicht-lineare Berechnung
- - - linear-elast. Berechnung

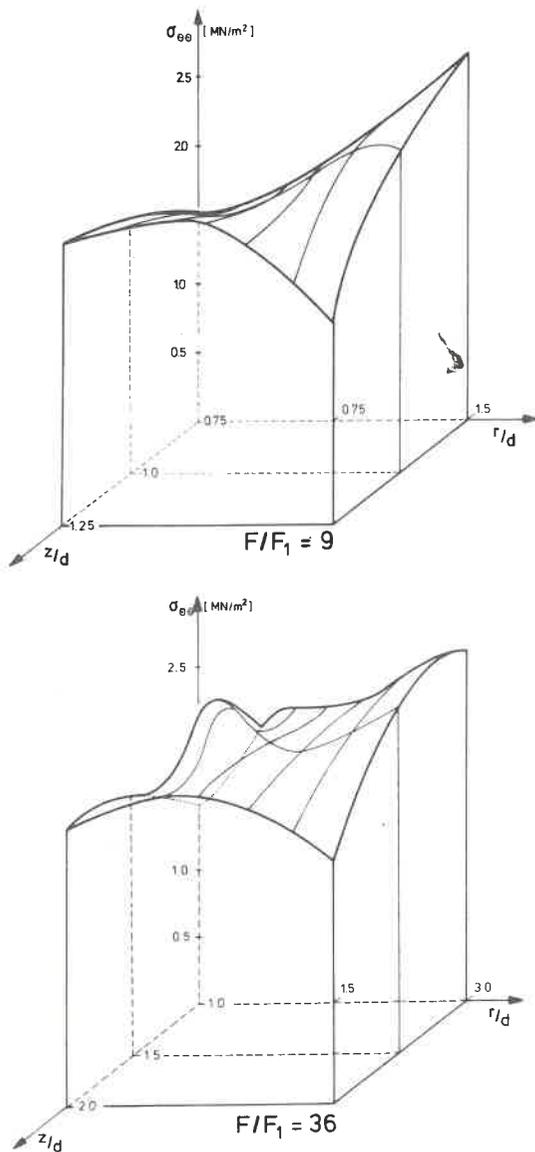


Bild 4.30: Verlauf der Tangentialzugspannungen im Bereich maximaler Beanspruchung

die Entwicklung des Bruchvorgangs hervor: Zunächst wird in der Umgebung der Rotationsachse die Bruchspannung p_u erreicht. Mit zunehmender Lastintensität wandert dieser Bereich immer weiter nach außen, bis bei Erreichen der Oberfläche der Bruch eintritt. Mit zunehmendem Teilflächenverhältnis zeigt sich dieser Effekt immer deutlicher.

Für die Integration der Zugspannungen zur Ringzugkraft wurden wiederum nur die am stärksten beanspruchten Bereiche herangezogen. Bild 4.30 zeigt für zwei verschiedene Verhältnisse F/F_1 den Integrationsbereich. Die durch die Bruchspannung p_u normierte Ringzugkraft Z wurde bereits in Bild 4.27 dargestellt. Auch hier zeigt sich die Unterschätzung der Zugkraft beim linear-elastischen Ansatz.

Da die Betongüte einen nicht unerheblichen Einfluß auf die Tragfähigkeit hat, wurden für zwei Teilflächenverhältnisse die Berechnungen noch mit einer anderen Betongüte durchgeführt. Ähnlich wie bei den Versuchsergebnissen konnte festgestellt werden, daß die bezogene Bruchspannung p_u/β_p

F/F_1	β_p (MN/m ²)	β_z (MN/m ²)	Änderung %	F_u (MN/m ²)	p_u/β_p	Änderung %
9	26,7	2,65	13	46,9	1,76	8
	22,1	2,34		42,0	1,90	
25	26,7	2,65	13	95,0	3,56	12
	22,1	2,34		88,0	3,98	

Tabelle 4.III

Im folgenden sollen noch einige kritische Bemerkungen zur Anwendbarkeit der Methode der Finiten Elemente auf das vorliegende Problem gemacht werden. Zunächst zeigt sich der erhebliche zeitliche Rechenaufwand, um brauchbare Ergebnisse zu erzielen. Wenn der erhebliche Speicherplatzbedarf ebenfalls noch berücksichtigt wird, wird klar, daß derartige Berechnungen nur auf leistungsfähigen Großcomputern möglich und damit für die Praxis viel zu aufwendig sind.

In dem hier untersuchten Bereich des Teilflächenverhältnisses $1,0 \leq F/F_1 \leq 90$ hat das gewählte Stoffgesetz brauchbare Ergebnisse geliefert. Einschränkend muß erwähnt werden, daß bei Verhältnissen $1,0 < F/F_1 < 2,0$ die Bruchspannungen im Vergleich zu den Versuchen zu klein ausfallen. Die Bruchspannung fällt hier teilweise bis unter die Prismenfestigkeit ab. Dies kommt wohl durch die rechnerisch sehr hohen Ringzugspannungen zustande, die in der Natur nicht in dieser Größe auftreten. Des Weiteren ist hier wahrscheinlich die Art der Lasteintragung ebenfalls von Bedeutung.

Bei Flächenverhältnissen $F/F_1 > 90$ zeigt sich ein anderer Effekt. Mit zunehmender Belastung versinkt der Laststempel immer mehr im Betonkörper. Versagen tritt hier somit nicht mehr durch Zersprengen ein, sondern durch zu große Verformungen. Das entspricht bei diesem Flächenverhältnis allerdings nicht mehr den Versuchsergebnissen. Durch eine Verbesserung der Stoffmoduln für den Bruchzustand ließen sich hier wahrscheinlich auch noch bessere Ergebnisse erzielen. Da das aber kaum von praktischer Bedeutung ist, wurde keine weitere Berechnung dazu durchgeführt.

mit Zunahme der Würfeldruckfestigkeit abnimmt. In nebenstehender Tabelle 4.III sind die Ergebnisse zusammengefaßt.

5. VERGLEICH DER VERSUCHE MIT DEN RECHENERGEBNISSEN

Die Gültigkeit der im vorangegangenen Abschnitt ermittelten Rechenergebnisse soll nachfolgend durch Vergleich mit zahlreichen Versuchen nachgewiesen werden. Dazu werden die im Literaturnachweis erwähnten und die selbst durchgeführten Versuche herangezogen. Bild 5.01 zeigt die Vielzahl der Versuche in Abhängigkeit vom Teilflächenverhältnis und der Bruchspannung. Dazu eingetragen sind die

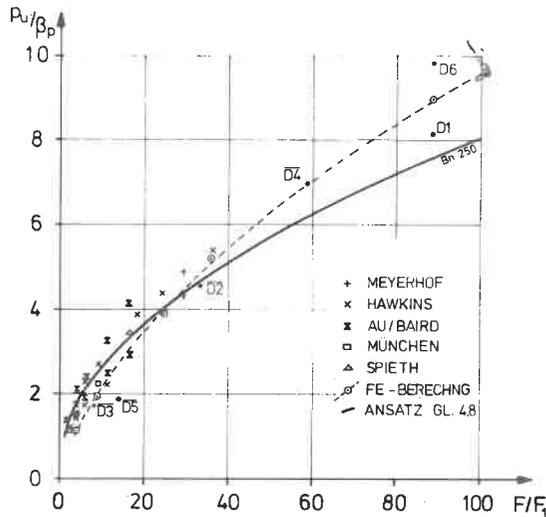


Bild 5.01: Vergleich der Rechenergebnisse mit Versuchsergebnissen

rechnerischen Grenzspannungen nach den beiden in Abschnitt 4 erläuterten Verfahren. Sie zeigen in dem hier dargestellten Bereich gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Anwendbarkeit der Bruchspannungsbedingung für die Praxis ist damit im Bereich $1,0 \leq F/F_1 \leq 100$ gegeben.

Für den oberen Grenzwert wurde nach der Plastizitätstheorie der Tragfähigkeitsbeiwert ermittelt. Er ist stark vom Reibungswinkel ϕ des Betons abhängig. Die Abhängigkeit des Winkels von der Betongüte im Bruchzustand wird |1| entnommen. Die Annahme, daß die Kohäsion c etwa ein Fünftel der Prismenfestigkeit betrage, liefert nur für kleine Betonfestigkeiten brauchbare Ergebnisse. Es erscheint sinnvoller, die Kohäsion wiederum in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit β_z bzw. näherungsweise von der Prismenfestigkeit β_p darzustellen. Mit einem Korrekturfaktor f und dem Tragfähigkeitsbeiwert N_c aus Bild (4.13) ergibt sich die Grenzbelastung p_u zu

$$p_u = f \cdot \beta_p \cdot N_c \quad (5.01)$$

In Bild 5.02 sind die einzelnen Größen dargestellt. Bild 5.03 zeigt die Bruchspannung p_u in Abhängigkeit von der Betongüte. Vereinfacht wurde eine lineare Zunahme mit der Würfeldruckfestigkeit angenommen. Im praktischen Bereich, zwischen den Betongüten Bn 250 und Bn 450 liefert diese Annahme Ergebnisse, die maximal 8 % von den Versuchswerten abweichen.

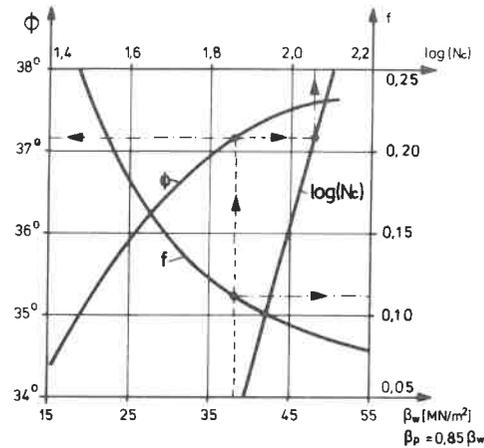


Bild 5.02: Bemessungsdiagramm für die Traglast nach der Plastizitätstheorie

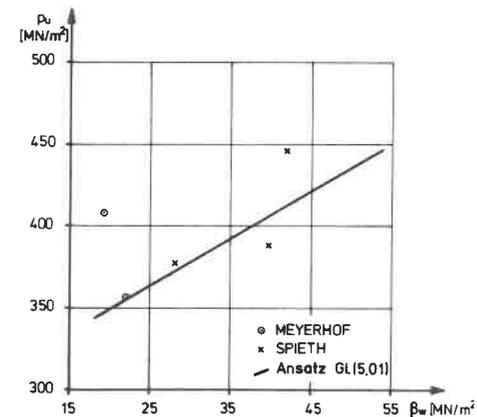


Bild 5.03: Traglast nach der Plastizitätstheorie - Vergleich Rechenansatz und Versuche

Das nach Gl. (5.01) gefundene Ergebnis kann dazu benutzt werden, eine obere Begrenzung des Teilflächenverhältnisses in Gl. (4.08) festzulegen. Der Grenzwert ergibt sich zu $F/F_1 \sim 300$.

Die bisherigen Ausführungen haben sich auf Vollprofile bezogen. Da es sich bei Pfählen stets um aufgelöste Profile handelt, muß diesem Punkt hier noch besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Als neuer Begriff soll an dieser Stelle das Auflösungsverhältnis A eingeführt werden, wobei unter A das Verhältnis der umschriebenen Fläche zur reinen Stahlfläche verstanden werden soll ($A = \bar{F}/F_1$). Beim Vollprofil wäre A dementsprechend gleich $1,0$. Bei den gebräuchlichen Pfahltypen ist $7,0 \leq A \leq 12,0$. Zur Untersuchung dieses Einflusses wurde die Versuchsreihe D durchgeführt. Das Ergebnis ist in Bild 5.04 aufgetragen. Man sieht, daß schon eine geringe Auflösung des Vollprofils eine beträchtliche Steigerung der Bruchspannung bringt. Andererseits ist die Zunahme auf maximal 50 % begrenzt, die bereits bei $A = 3,0$ erreicht ist. Zur Ergänzung dieser Versuche wurde eine linear elastische Berechnung mit Hilfe der Boussinesq'schen Gleichungen für die Spannungen unter Kreislast auf unendlichem Halbraum durchgeführt.

Durch Überlagerung geeigneter Lastfälle konnten beliebige Auflösungsverhältnisse A konstruiert werden. Das Ergebnis ist ebenfalls in Bild 5.04 dargestellt. Dabei sollen die gefundenen Ergebnisse

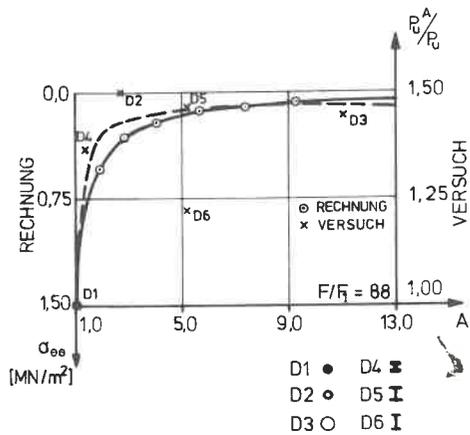


Bild 5.04: Einfluß des Auflösungsverhältnisses auf die Traglast

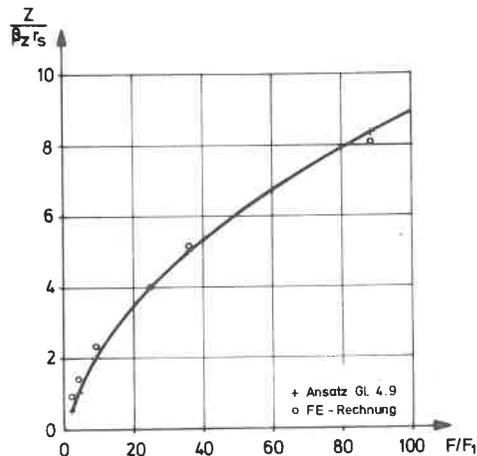


Bild 5.05: Vergleich der Ringzugkraft nach unterschiedlichen Rechenansätzen

Bild 5.05 zeigt beide Ergebnisse im Vergleich. Wird der, infolge der kleinen Zahlen, numerisch empfindliche Anfangsbereich ausgeklammert, so beträgt die Abweichung weniger als 20 %.

nicht zahlenmäßig verglichen werden sondern nur qualitativ. Es zeigt sich nämlich auch hier wieder, daß bereits eine geringe Auflösung des Profils eine erhebliche Reduzierung der Ringzugspannungen zur Folge hat und der Einfluß ab $A \approx 5,0$ wieder vernachlässigbar klein wird.

Das Ergebnis des Versuches D6 weist allerdings darauf hin, daß die Auflösung eine Verspannung innerhalb des Profils gewährleisten muß. Ein Profil mit hohem Steg und relativ kurzem Flansch bringt keine entscheidende Erhöhung der Bruchspannung.

Abschließend soll hier noch der Einfluß einer Wendelbewehrung auf die Tragfähigkeit erläutert werden. Die vorhandenen Versuchsergebnisse sind allerdings noch nicht ausreichend, um eine abschließende Aussage zu machen. Die erforderliche Bewehrung zur Aufnahme der Zugkraft im Bruchzustand wurde bereits in Bild 4.06 aufgetragen. Mit den Ergebnissen der FE-Rechnung läßt sich anhand Bild 4.27 ebenfalls die im Bruchzustand vorhandene Ringzugkraft ermitteln.

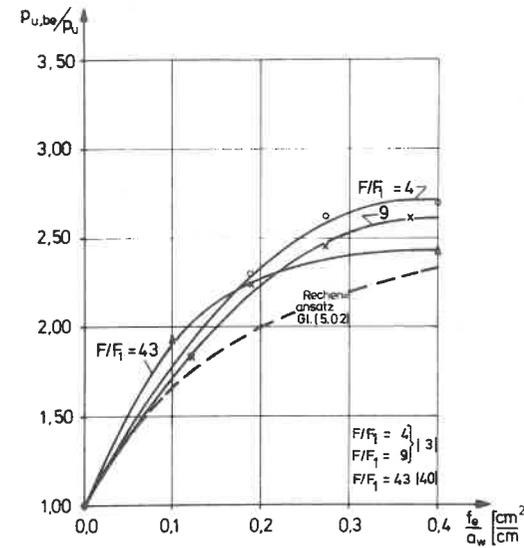


Bild 5.06: Einfluß einer Wendelbewehrung auf die Erhöhung der Traglast

Wie Bild 5.06 zeigt, kann eine Wendelbewehrung nicht nur die Zugkraft im Bruchzustand abdecken, sondern ergibt auch eine beträchtliche Erhöhung der Bruchspannung. Bei allen bekannten Versuchen hat sich eindeutig gezeigt, daß von einem bestimmten Bewehrungsgrad an keine weitere Erhöhung der Tragkraft möglich ist. Als obere Grenze kann eine Erhöhung der Tragkraft um das 2,5fache angesehen werden. Der nachfolgende Rechenansatz liegt nach den bisherigen Versuchen auf der sicheren Seite.

$$\frac{p_{u,be}}{p_u} = 1,0 + \frac{f_e^*}{0,1 + 0,5 f_e^*}$$

mit $f_e^* = f_e/a_w$ (5.02)

Die Darstellung im Bild 5.05 und damit auch Gl.(5.02) darf nicht verallgemeinert werden. Vielmehr ist nach Bild 4.06 zu vermuten, daß noch eine Abhängigkeit von der Körpergröße vorhanden ist. Das läßt sich aus den bisherigen Versuchen allerdings nicht ableiten, da sie meist kleinmaßstäblich waren. Nur die Versuche nach [40] waren größer ausgelegt. Sie können aber wiederum nicht zum direkten Vergleich herangezogen werden, da hier der Einfluß der Auflösung des Profils noch mit hereinspielt. Im Vergleich zu den anderen Versuchen zeigen sie jedoch nicht mehr die große Erhöhung der Traglast.

Ein allgemein gültiger Näherungsansatz zur Erfassung der Traglastenerhöhung scheint unter diesen Umständen noch nicht gerechtfertigt. Wie Bild 5.06 zeigt, dürfte es aber durchaus möglich und wirtschaftlich interessant sein, die angegebene Grenzkurve nach Gl.(5.02) für kleine Körperabmessungen (bis ca ϕ 1,5 m) zu verwenden.

6. HINWEISE FÜR DIE PRAKTISCHE ANWENDUNG

In den bisherigen Ausführungen wurde vom Einzelpfahl ausgegangen. Da im praktischen Fall stets mehrere Pfähle nebeneinander stehen und sich gegenseitig beeinflussen, muß noch untersucht werden, wie die bisherigen Ergebnisse in dieser Richtung verallgemeinert werden können. Dazu muß der Einflußbereich des Einzelpfahls abgegrenzt werden. Mit

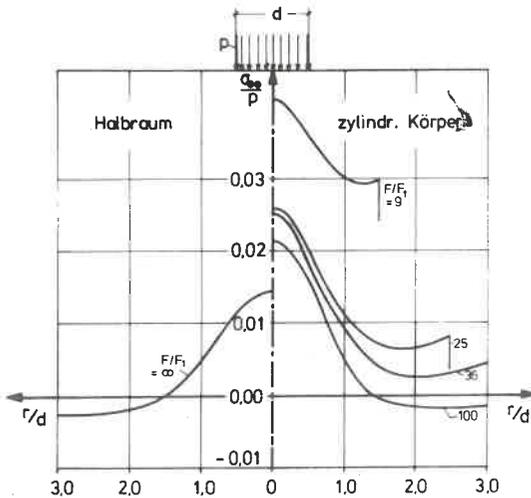


Bild 6.01: Vergleich der Tangentialzugspannungen bei verschiedenen Teilflächenverhältnissen im Schnitt $z/d = 1,0$

Auf der linken Seite der Tangentialspannungsverlauf, ermittelt mit Hilfe der Boussinesq'schen Gleichungen für den unendlich ausgedehnten Halbraum. Rechts zum Vergleich der Spannungsverlauf, ermittelt mit Hilfe der FEM für verschiedene Teilflächenverhältnisse. Aufgetragen sind jeweils die in etwa ungünstigsten Schnitte in $z/d = 1,0$. Für lotrechte Pfähle ist aus

bodenmechanischen Gesichtspunkten ein Abstand von $e \geq 3d$ vorgeschrieben, was einem Teilflächenverhältnis $F/F_1 = 9$ entspricht. Exemplarisch soll nun an diesem Beispiel die Abgrenzung der Pfähle gegeneinander erläutert werden. Zunächst besteht die Möglichkeit, die Pfahlkopfplatte als im Vergleich zu den Pfahlquerschnitten sehr groß zu betrachten; dann wird der Spannungsverlauf dem im unendlichen Halbraum entsprechen. Die Spannungen aus den einzelnen Pfählen werden sich überlagern. Schon bei einem geringen Pfahlabstand erzeugt der benachbarte Pfahl Ringdruckspannungen, wie aus Bild 6.01 zu entnehmen ist. Dies bedingt eine Entlastung der Einleitungszone. Nur bei sehr dicht stehenden Pfählen, was z. B. bei Schrägpfählen möglich ist, können höhere Tangentialspannungen auftreten.

ausreichender Genauigkeit kann dies aus dem Ringzugspannungsverlauf ermittelt werden. In Bild 6.01 sind die Ergebnisse einer linear elastischen Berechnung aufgetragen.

Für lotrechte Pfähle ist aus bodenmechanischen Gesichtspunkten ein Abstand von $e \geq 3d$ vorgeschrieben, was einem Teilflächenverhältnis $F/F_1 = 9$ entspricht. Exemplarisch soll nun an diesem Beispiel die Abgrenzung der Pfähle gegeneinander erläutert werden.

Die Pfahlkopfplatte kann nun andererseits auch in Teilflächen zerlegt werden, die sich gegenseitig nicht beeinflussen. Das geschieht am einfachsten durch konzentrische Kreise um die einzelnen Profilschwerpunkte, die sich nicht überschneiden dürfen. Damit sind die Teilflächenverhältnisse gegeben, und das weitere Vorgehen entspricht dem des Einzelpfahls. Im übrigen zeigt Bild 6.01 eindeutig, daß diese Betrachtungsweise wesentlich höhere Ringzugspannungen liefert, als durch Überlagerung im Halbraum möglich sind und damit weit auf der sicheren Seite liegt.

Im praktischen Fall kann im einzelnen wie folgt vorgegangen werden: Zunächst wird die Pfahlkopfplatte entsprechend obiger Ausführung in Teilflächen zerlegt. Anhand der einzelnen Teilflächenverhältnisse ist es nun möglich, mit Bild 4.04 die zugehörige Bruchspannung zu ermitteln. Bei geeigneter Profilform (Abmessungen kleiner 400 mm), wenn mit einer Verspannung des Betons innerhalb des Profils gerechnet werden kann, ist noch eine Erhöhung dieser Bruchspannung möglich. Die bei diesem Teilflächenverhältnis auftretende Ringzugspannung muß nun analog Bild 4.06 durch eine Wendelbewehrung abgedeckt werden. Der Wendeldurchmesser sollte etwa dem 1,5 - 1,7fachen Durchmesser der Aufstandsfläche entsprechen. Bei Trägerprofilen wird zweckmäßig ein Ersatzradius ermittelt (aus einer Kreisfläche mit gleichem Inhalt wie das umrissene Profil). Die Dicke des Wendelstabs sollte zwischen $\phi 8$ und $\phi 16$ (BSt. 42/50) gewählt werden, die Ganghöhe zu 5 cm. Die Höhe der oben und unten verschweißten Wendel wird so gewählt, daß sie den Einleitungsbereich nach NAVIER umfaßt.

Eine zusätzliche Erhöhung der Bruchspannung durch Einbau einer stärkeren Wendel als erforderlich zur Abdeckung der Bruchzugspannung ist zwar möglich, aber davon sollte in der Regel kein Gebrauch gemacht werden. In Ausnahmefällen können auch noch genauere Untersuchungen angestellt werden.

Ferner wird noch darauf hingewiesen, daß die Teilbelastungsfläche ~ 10 cm in den Betonkörper einbinden sollte. Dieses Maß ergibt sich aus konstruktiven Überlegungen (Herstellungstoleranzen) und um Abplatzen der Betonoberfläche zu vermeiden.

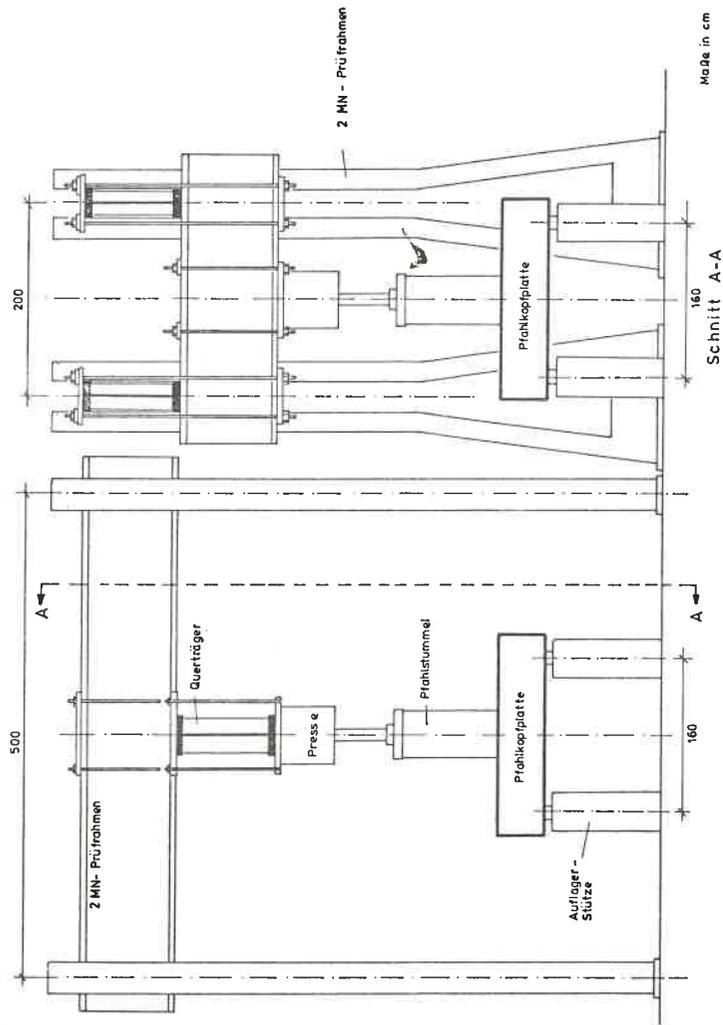
Die bisher gemachten Angaben gelten zunächst nur für Randbedingungen, wie sie bei den Versuchskörpern angenommen wurden - eine gleichmäßige Auflagerung des Betonkörpers, ohne jeden Biegeeinfluß (im Betonkörper). Diese Annahme ist für massive Bauwerke des Tiefbaus zutreffend. Ergänzend dazu wurde in einer besonderen Versuchsreihe nachgewiesen, daß eine Einleitung der Teilflächenpressung in dem Querdruckbereich einer Biegebeanspruchung keine zusätzliche Sprengwirkung

verursacht. Vielmehr tritt hier als Versagensursache primär Durchstanzen auf. Wie gesondert nachgewiesen, hat die örtliche Überbeanspruchung jedoch keinen Einfluß auf die Durchstanzlast. Der Nachweis kann somit auch hier nach DIN 1045 geführt werden. Für kritische Fälle wurde noch darauf hingewiesen, daß der Nachweis nach MOE genauere Ergebnisse liefert.

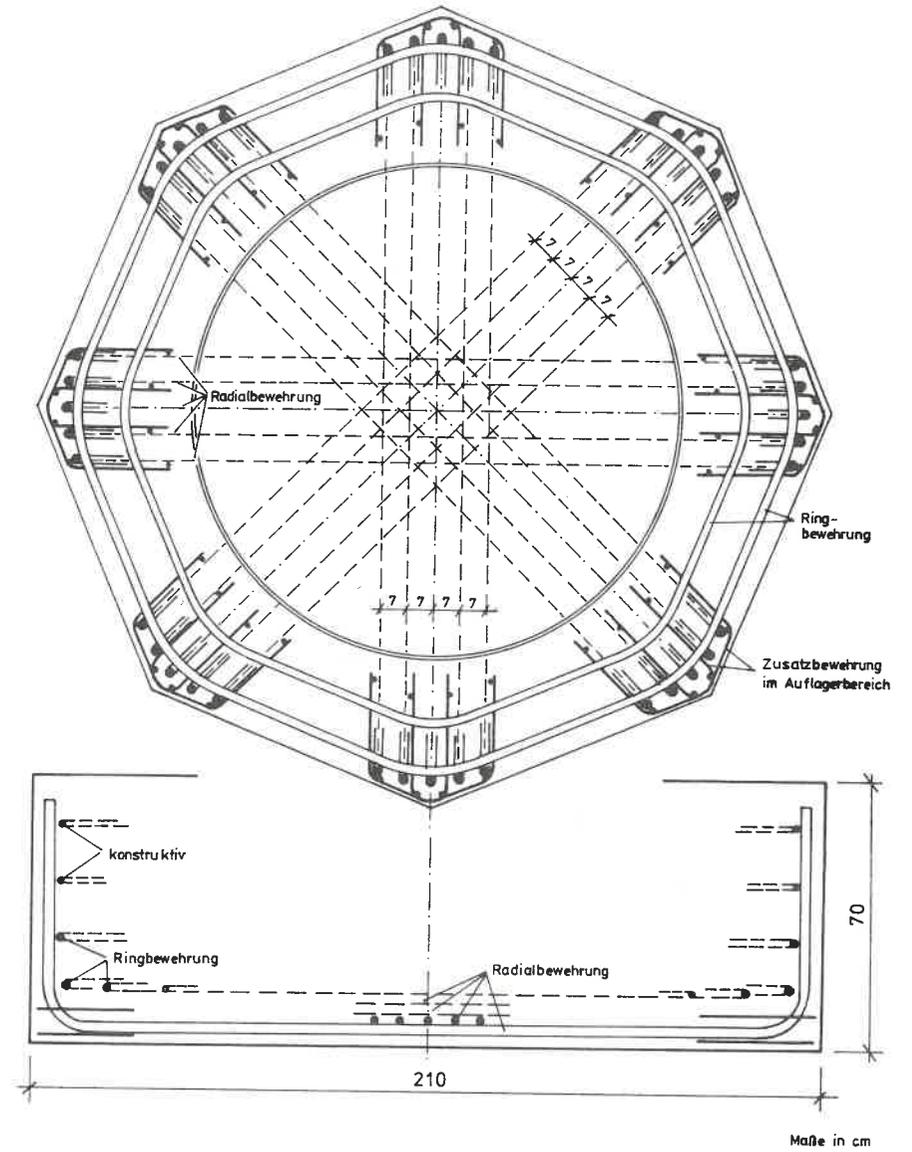
Ergänzend soll hier noch kurz auf das Problem des Pfahlkopfanschlusses im Zugbereich einer auf Biegung beanspruchten Platte eingegangen werden. Die einfachste Möglichkeit wäre zunächst, den Pfahl bis in den Druckbereich zu verlängern, falls dies vom Gesichtspunkt des Durchstanzens her möglich ist. Andernfalls muß im Bereich der Kräfteinleitung eine Querdehnungsbehinderung erzeugt werden. Dies geschieht am einfachsten wieder durch Umschnürung mit einer Wendel. Es ist anzunehmen, daß der umschnürte Beton nicht im gleichen Maße einer Querkzugbeanspruchung unterliegt wie der umgebende. Damit ist eine Verspannung innerhalb der Wendel möglich. Die Berechnung der Wendel kann dann näherungsweise in Anlehnung an den Nachweis umschnürter Stützen erfolgen.

Auf die Frage der Sicherheit gegen Bruch sollte in diesem Zusammenhang ebenfalls noch eingegangen werden. Üblicherweise geht man im Stahlbetonbau von Sicherheiten $\nu = 1,75 - 2,1$ aus. Der Dauerlasteinfluß muß mit dem Faktor 0,8 berücksichtigt werden, da alle durchgeführten Versuche Kurzzeitversuche waren. Für den Sicherheitsbeiwert wird deshalb $\nu = 2,5$ vorgeschlagen.

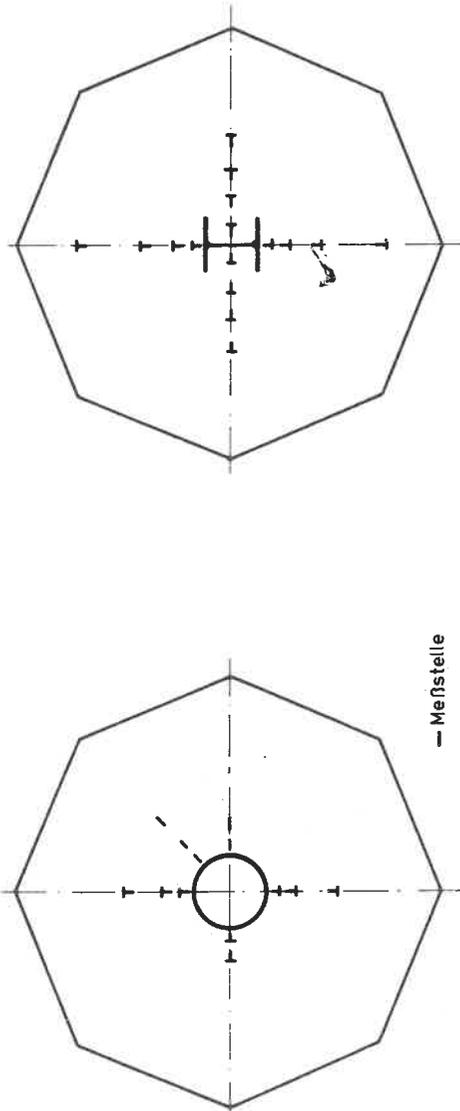
Anhang



Blatt A01: Versuchsaufbau Reihen A, B und C



Blatt A02: Bewehrungsanordnung in den Versuchskörpern der Reihen A, B und C



Blatt AO5: Prinzipielle Darstellung der Meßstellen
an der Körperoberfläche (Serie A und C)

Versuch	Radial- bewehrung	Ring- bewehrung	Zusatzbewehrung (Wendel)
A1	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	keine
A2	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	 d = 52 cm ϕ = 10 mm e = 5 cm -d-
A3	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	 d = 103 cm ϕ = 10 mm e = 5 cm -d-
A4	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	keine
B1	4 x 4 ϕ 20	3 ϕ 20	keine
B2	4 x 4 ϕ 20	3 ϕ 20	 d = 24 cm ϕ = 10 mm e = 5 cm -d-
B3	4 x 4 ϕ 20	3 ϕ 20	keine
C1	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	keine
C2	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	 d = 40 cm ϕ = 10 mm e = 5 cm -d-
C3	4 x 5 ϕ 26	3 ϕ 26	keine

Stahlgüte: BSt 42/50

Tabelle AO2: Bewehrung der Versuchskörper
Reihen A, B und C

Versuch	Zusatzbewehrung (Wendel) Stahlgüte: BSt 42/50
D1-D6	keine
E1	 d = 53 cm φ = 8 mm e = 5 cm
E2	 d = 53 cm φ = 16 mm e = 5 cm
E3	 d = 53 cm φ = 8 mm e = 5 cm
E4	 d = 53 cm φ = 16 mm e = 5 cm
E5	 d = 53 cm φ = 8 mm e = 5 cm
E6	 d = 53 cm φ = 16 mm e = 5 cm
E7	 d = 42 cm φ = 16 mm e = 5 cm

Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften

Zement	PZ 350 F	241,9 kg pro m ³ verd. Frischbeton
Wasser		188,2 kg
Sand	0 bis 2 mm	687,6 kg
Sand	2 bis 8 mm	267,6 kg
Kies	8 bis 16 mm	456,9 kg
Kies	16 bis 32 mm	497,7 kg
Wasser - Zement - Wert		w = 0,78
Ausbreitmaß		a = 48 cm
Luftgehalt		L = 1,0 bis 1,5 %
Frischbeton - Rohdichte		ρ _b = 2,340 kg/dm ³

Tablle A05: Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften

Tablle A04: Zusatzbewehrung der Reihen D und E

Belastungsschema :

Laststufe	Meßprogramm
Nulllast	Nullablesung (volles Meßprogramm)
Grundlast	volles Meßprogramm
Hauptlast	volles Meßprogramm
Grundlast	beschränktes Meßprogramm
Zwischenlast {= vorhergehende Hauptlast}	beschränktes Meßprogramm
Hauptlast	volles Meßprogramm
Grundlast	beschränktes Meßprogramm
Zwischenlast {= vorhergehende Hauptlast}	beschränktes Meßprogramm
Hauptlast	volles Meßprogramm
Grundlast	beschränktes Meßprogramm
"	"
"	"

Volles Meßprogramm : (alle vorgesehenen Messungen werden durchgeführt)

- Eindrückung des Stahlprofils in den Betonkörper
- Stauchung des Stahlprofils
- Verformung der Auflager
- Dehnmeßstreifen (Beton, Bewehrung)
- Setzdehnungsmessung (Beton)

Beschränktes Meßprogramm : (nur ein Teil der vorgesehenen Messungen)

- Eindrückung des Stahlprofils in den Betonkörper
- Stauchung des Stahlprofils

Tablle A06: Belastungsschema der Versuche

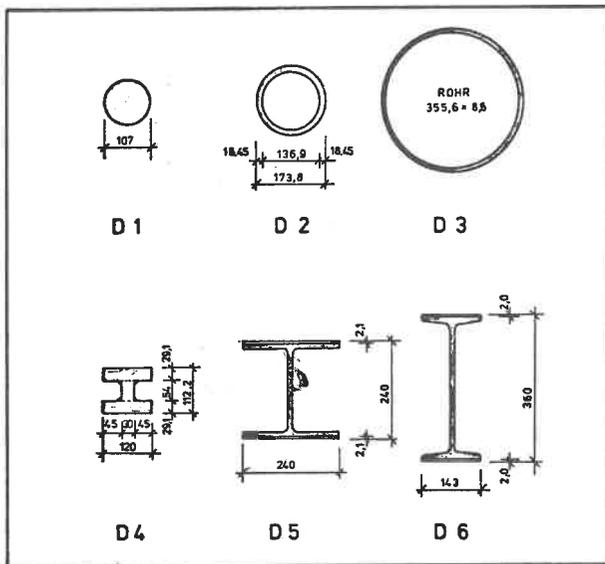


Tabelle A09: Stahlprofile der Reihe D

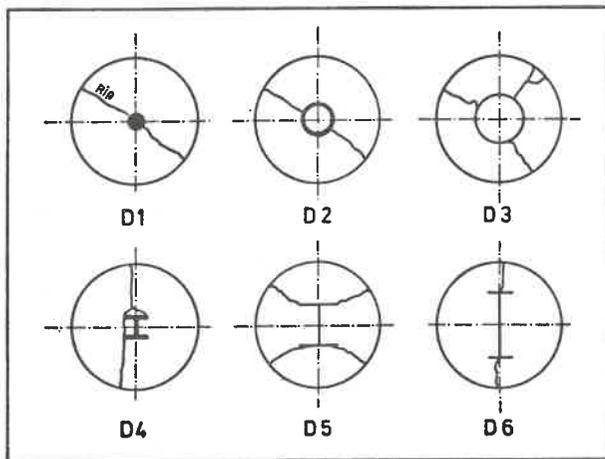


Tabelle A10: Bruchfiguren der Reihe D

Sicherheit gegen Durchstanzen:

1. nach DIN 1045

Annahme: $\tau_R = \gamma_1 \tau_{011}$

Sicherheit: $\nu = 2,1$

2. nach KINNUNEN u. NYLANDER (Schwedische Norm)

Annahme: $\tau_{nom} = \tau_1$

Lastfaktor: $\eta = 1,6$

3. nach MOE

Bruchmoment nach Bruchlinientheorie (Ansatz Johansen)

Bemessung nach Traglastverfahren

Versuch	erreichte Last (MN)	Durchstanzlast (MN)	MOE	Durchstanznachweise nach				
				%	DIN 1045	%	K + N	%
A 1	2,348	2,348	2,724	+16	2,325	- 1	3,330	+41
A 2	2,739	2,900 ⁺	2,810	- 3	2,325	-20	3,420	+18
A 3	2,739	2,900 ⁺	2,810	- 3	2,325	-20	3,420	+18
B 1	0,970	-	1,247		1,159		2,640	
B 2	1,070	-	1,247		1,159		2,640	
C 1	2,579	2,579	2,472	- 4	2,098	-18	3,200	+24
C 2	2,490	2,490	2,472	- 1	2,098	-16	3,200	+28

⁺ durch Vergleich geschätzter Wert

% aus $\frac{\text{rechn. } P_u}{P_{u, \text{Versuch}}}$

Tabelle A11: Ergebnisse der Durchstanznachweise

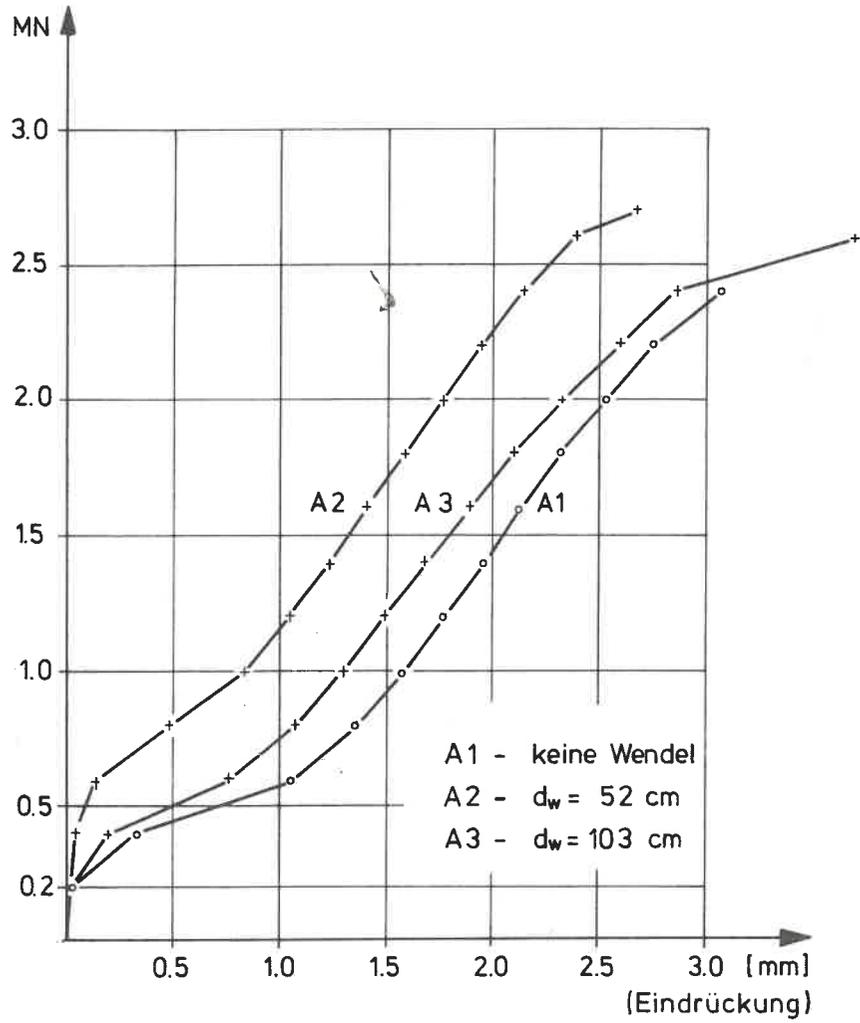


Diagramm A01: Eindrückung der Rohrprofile in die Stahlbetonplatte unter N-Belastung

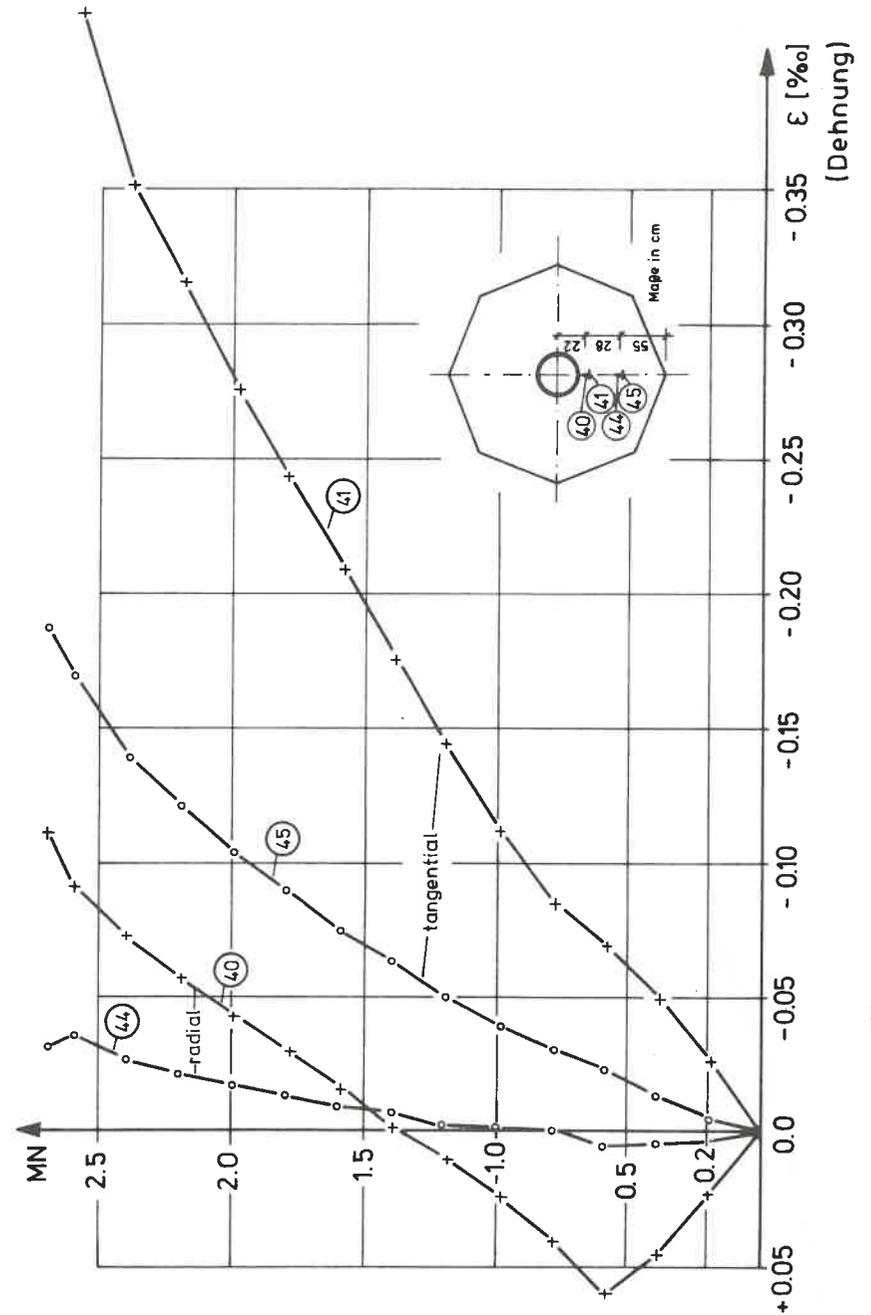


Diagramm A02: Betondehnung an der Plattenoberfläche beim Versuch A2

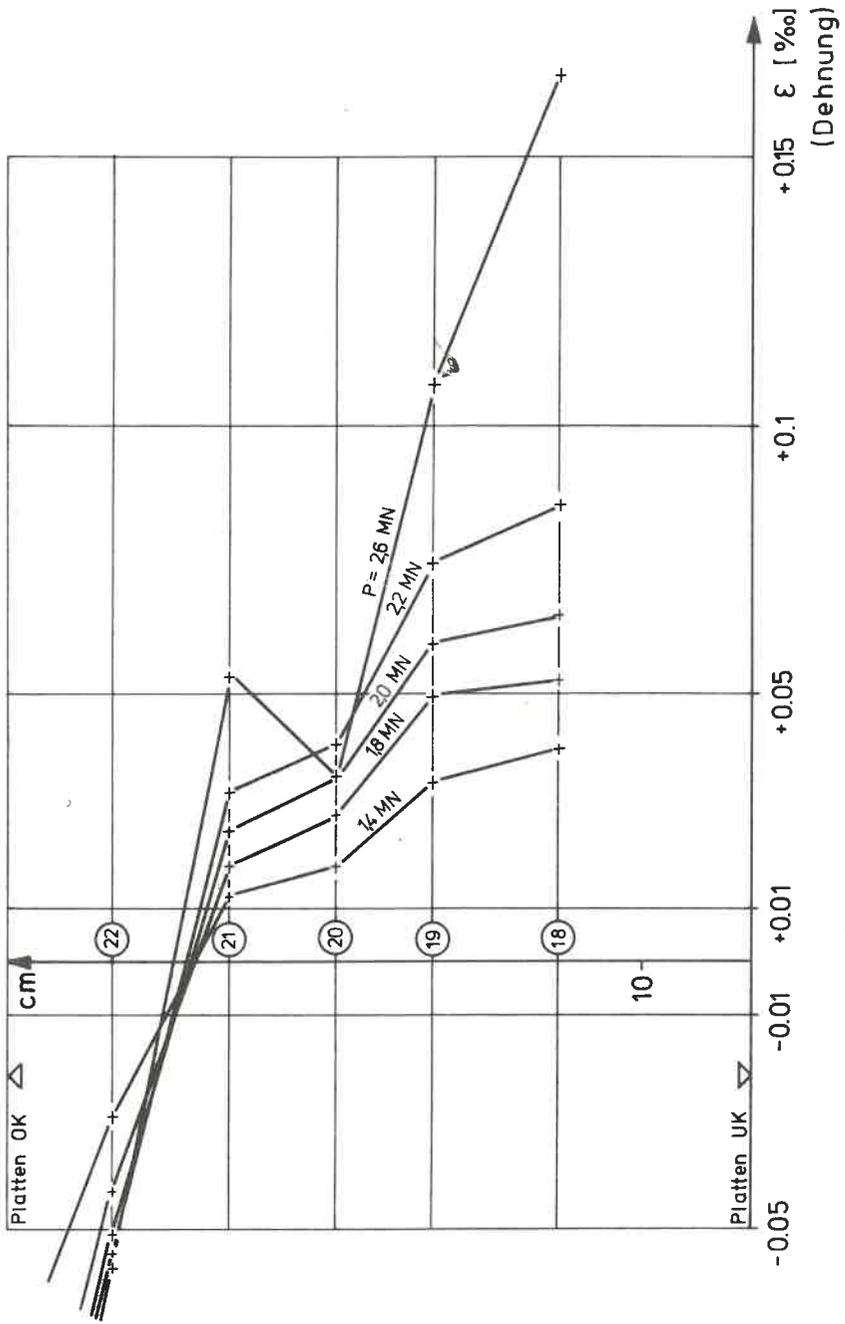


Diagramm A03: Wendeldehnung - Verteilung über die Höhe - Versuch A2

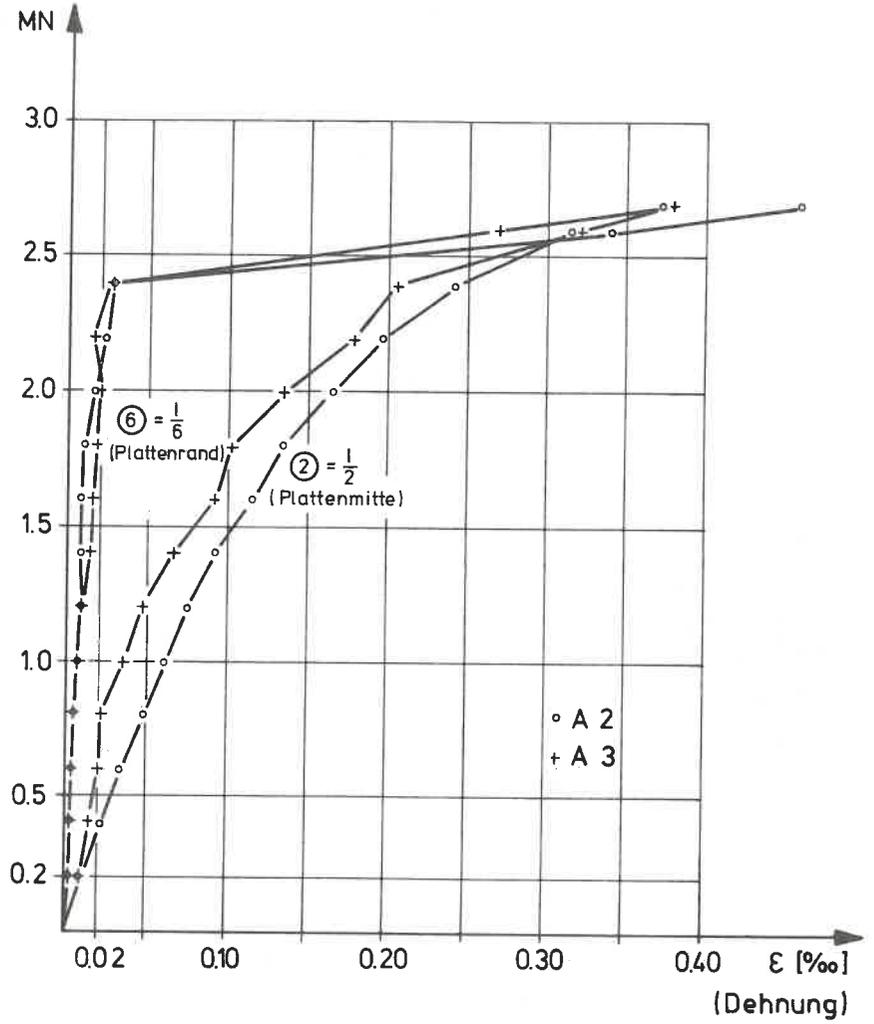


Diagramm A04: Dehnungsverlauf der Biegebewehrung

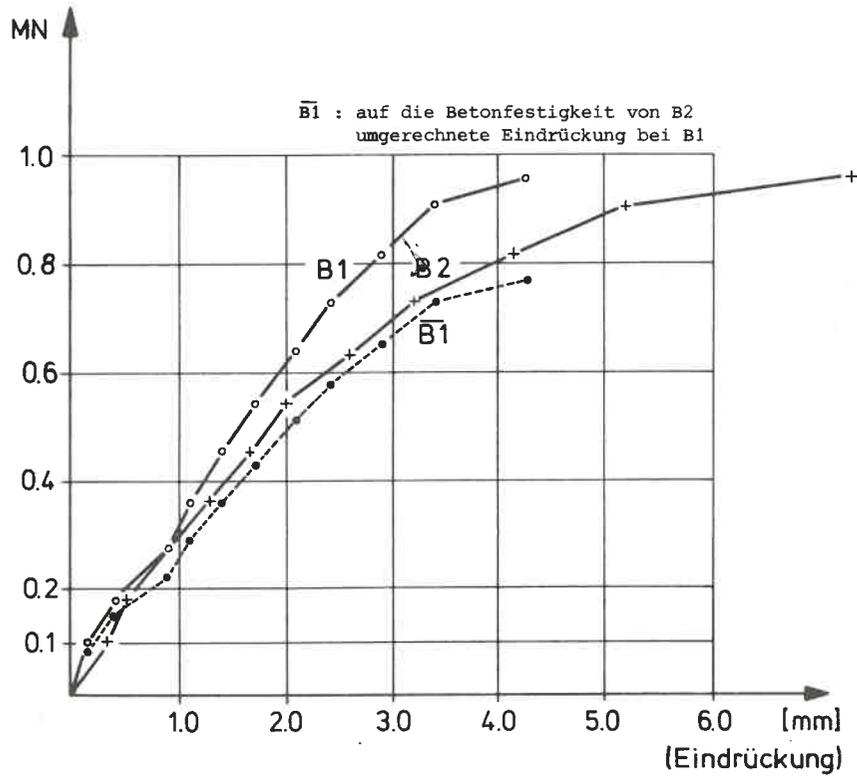


Diagramm A05: Eindrückung der Profile IPB 120 in die Stahlbetonplatte unter N-Belastung

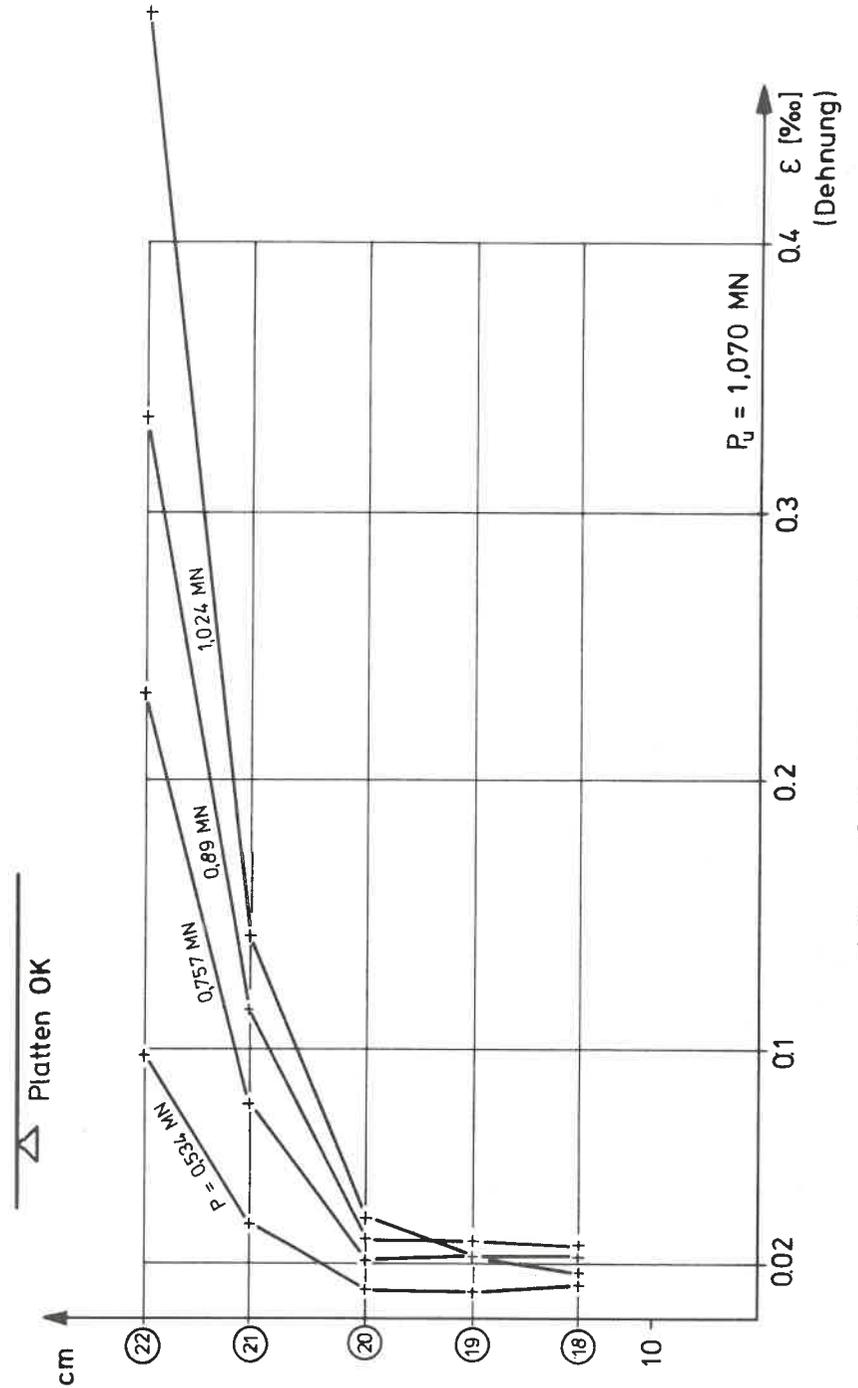


Diagramm A06: Wölbdehnung - Verteilung über die Höhe - Versuch B2

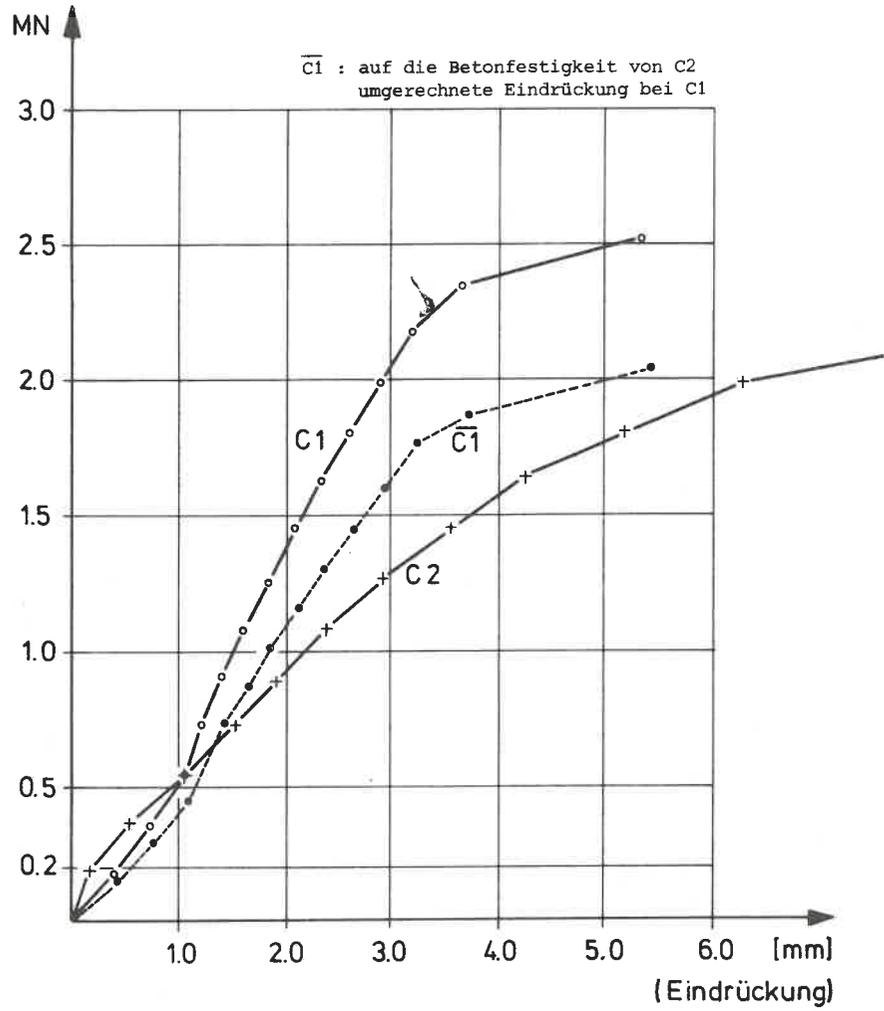


Diagramm AO7: Eindrückung der Profile IPB 240 in die Stahlbetonplatte unter N-Belastung

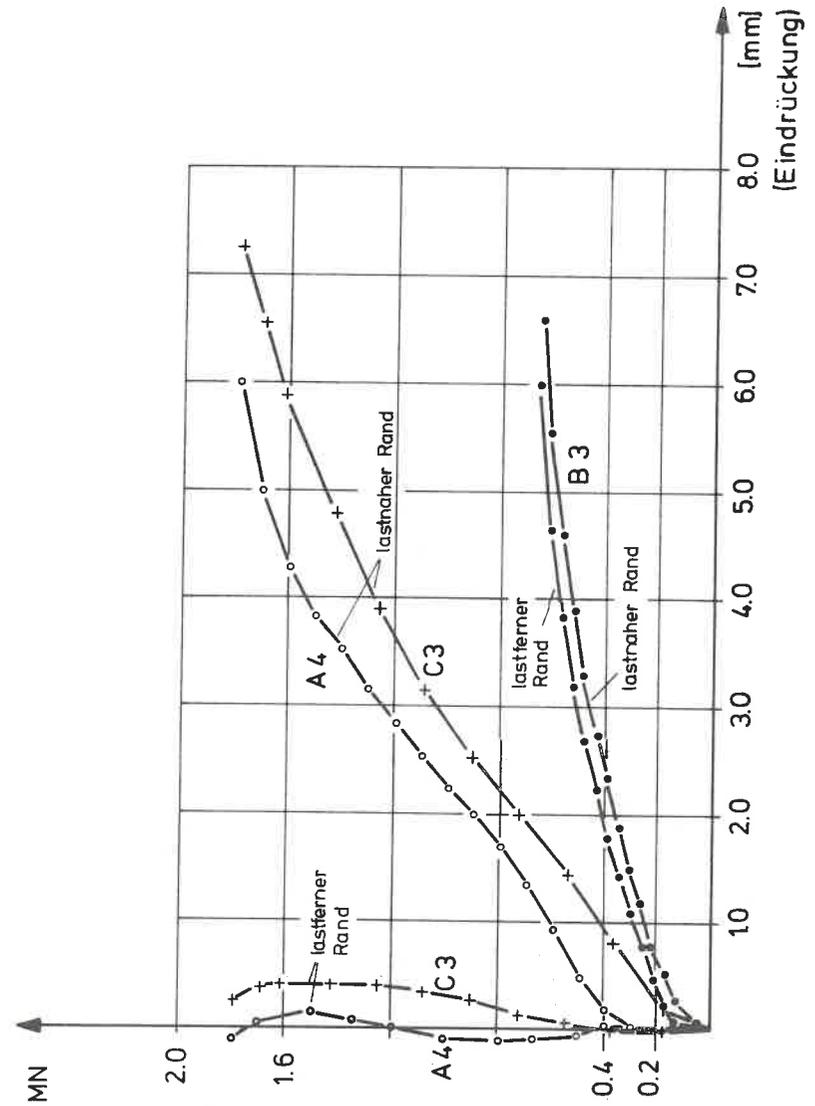


Diagramm AO8: Eindrückung der exzentrisch belasteten Profile in die Stahlbetonplatte

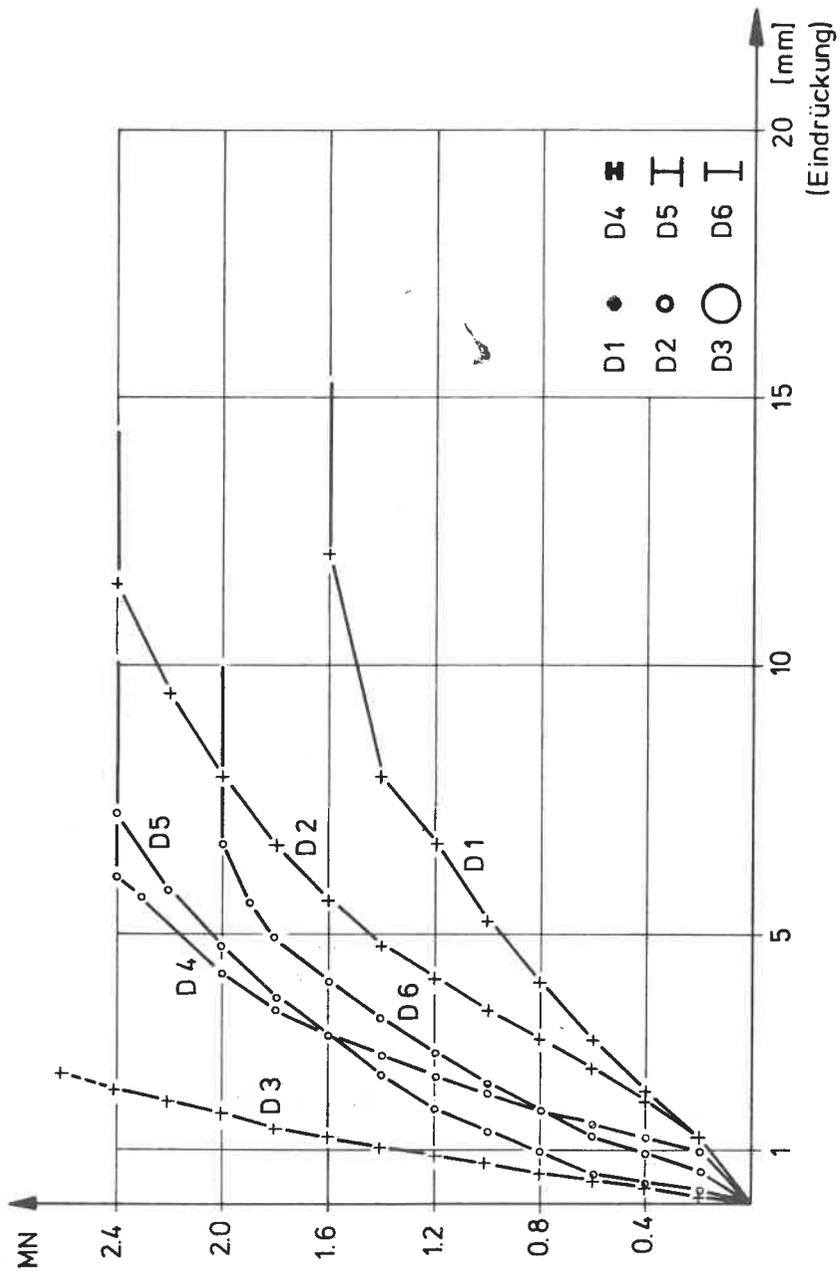


Diagramm A09: Eindrückung der Stahlprofile bei der Versuchsreihe D

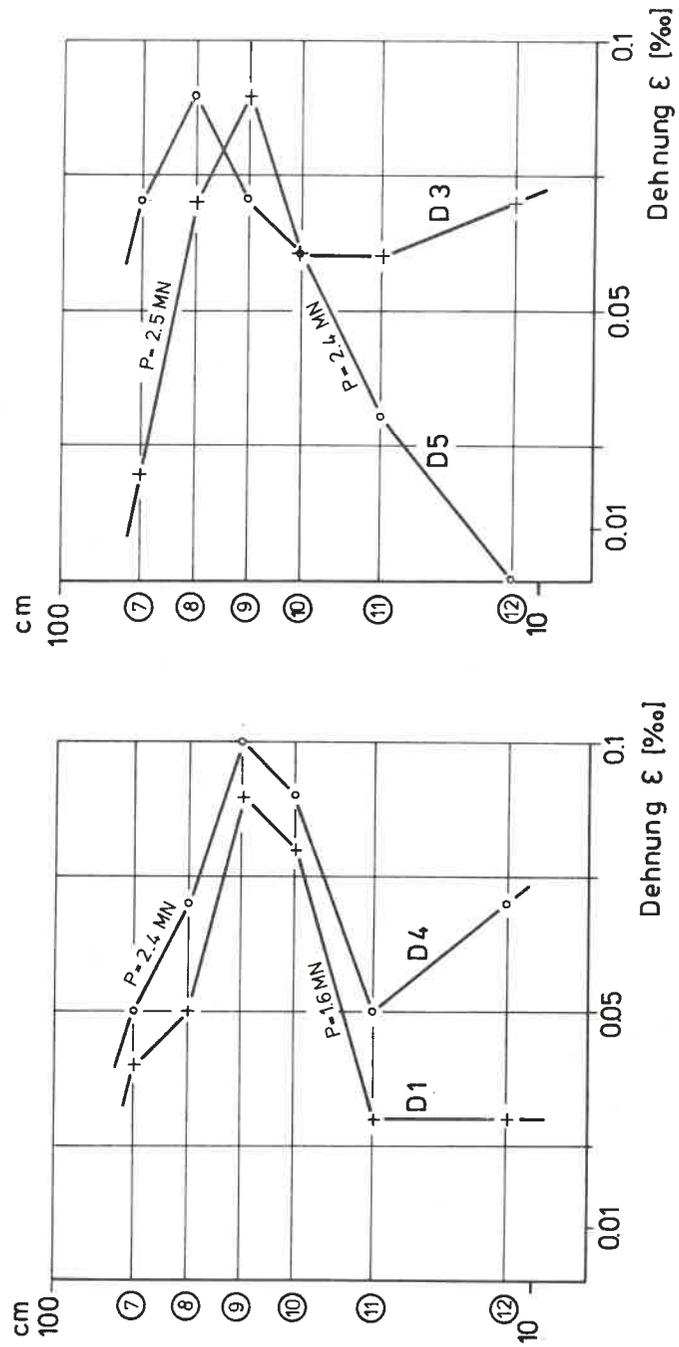


Diagramm A10: Verteilung der Dehnungen an der Betonoberfläche bei Versuchsreihe D

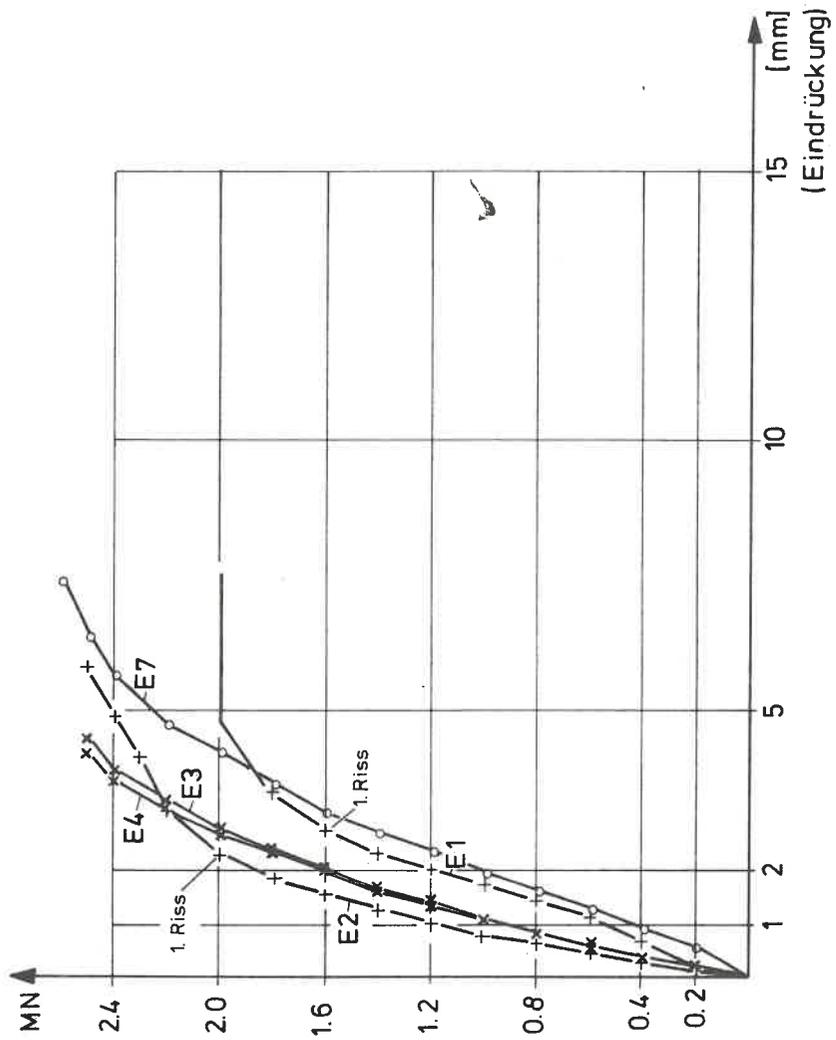


Diagramm A11: Eindrückung der Rohrprofile in den Betonkörper bei Versuchen der Reihe E

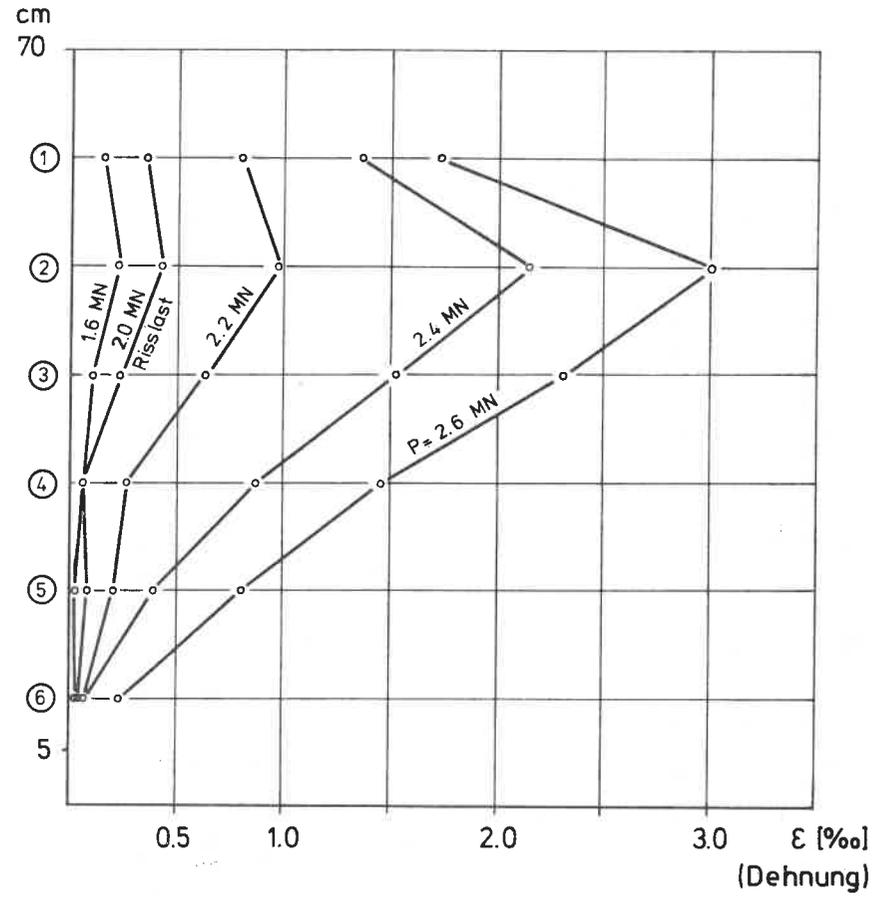


Diagramm A12: Verteilung der Dehnungen an der Betonoberfläche beim Versuch E2

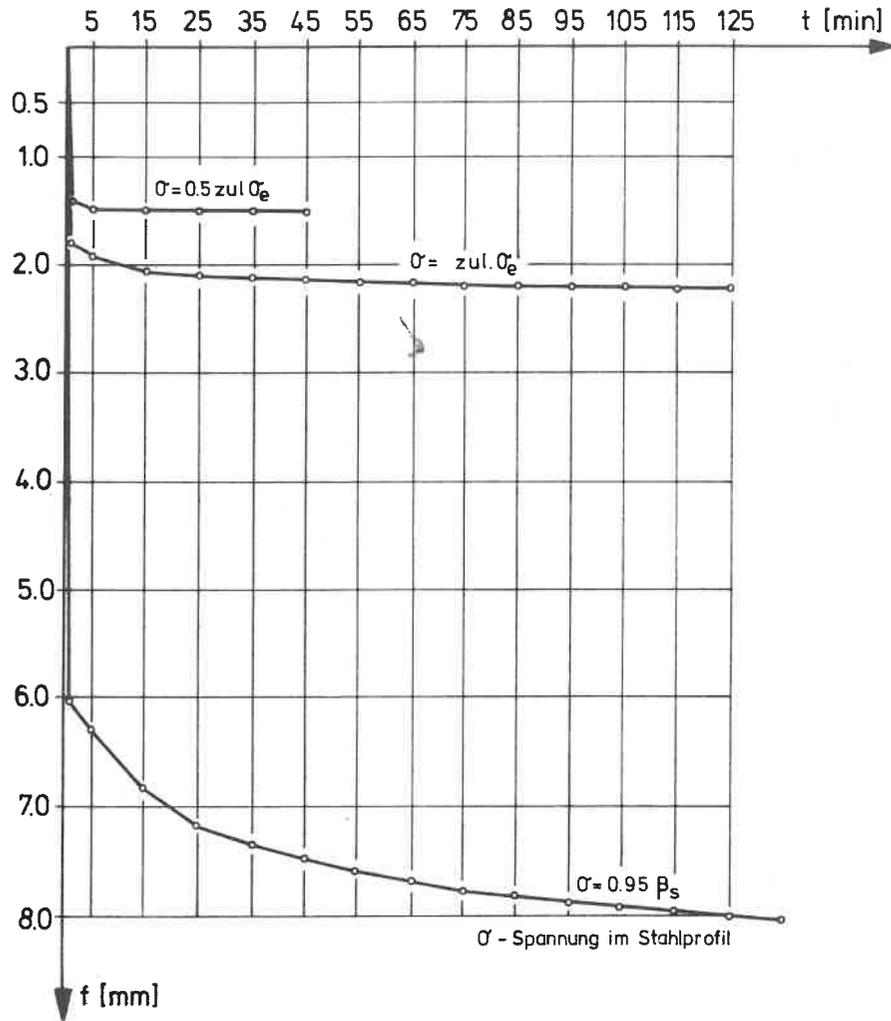


Diagramm A13: Eindrückung in Abhängigkeit von der zeitlichen Belastung beim Versuch B4

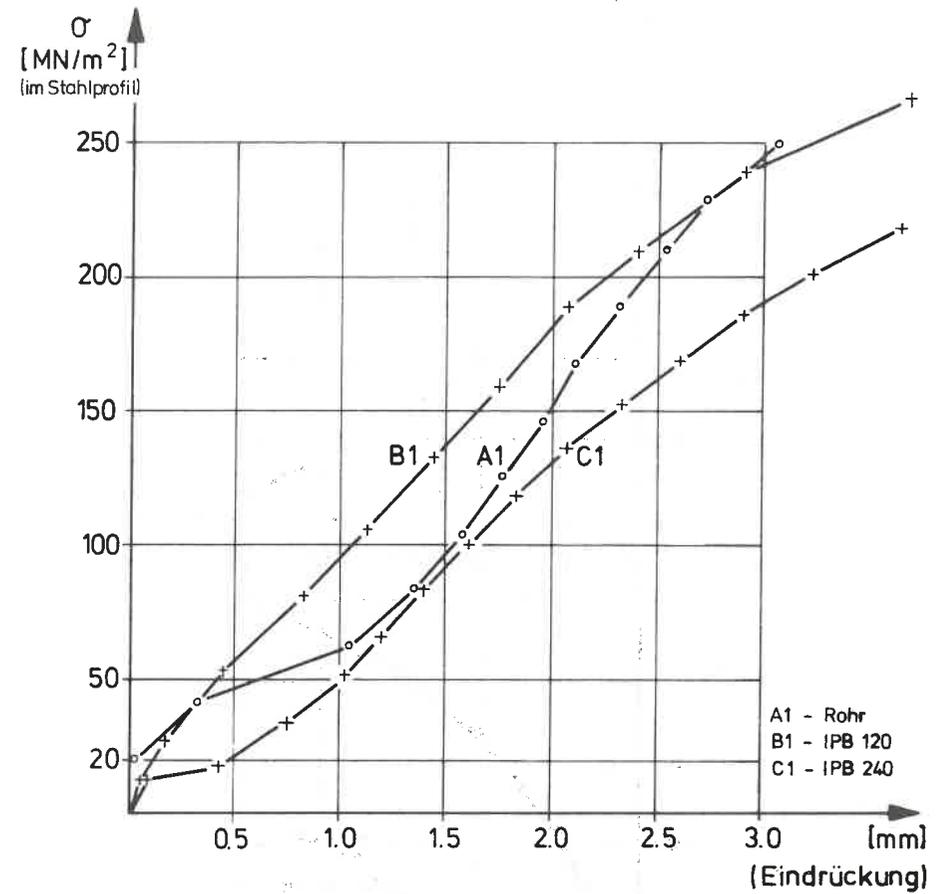


Diagramm A14: Eindrückung der verschiedenen Profile im Vergleich

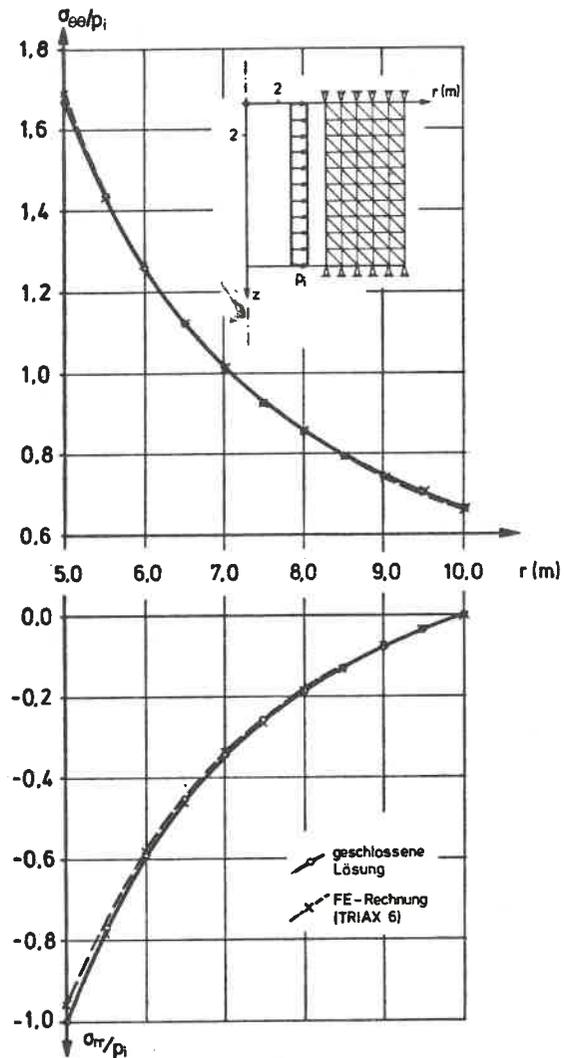


Diagramm A15: Kreiszyylinder unter Innendruck:-
Vergleich der Ergebnisse der FE-
Berechnung mit der geschlossenen
Lösung

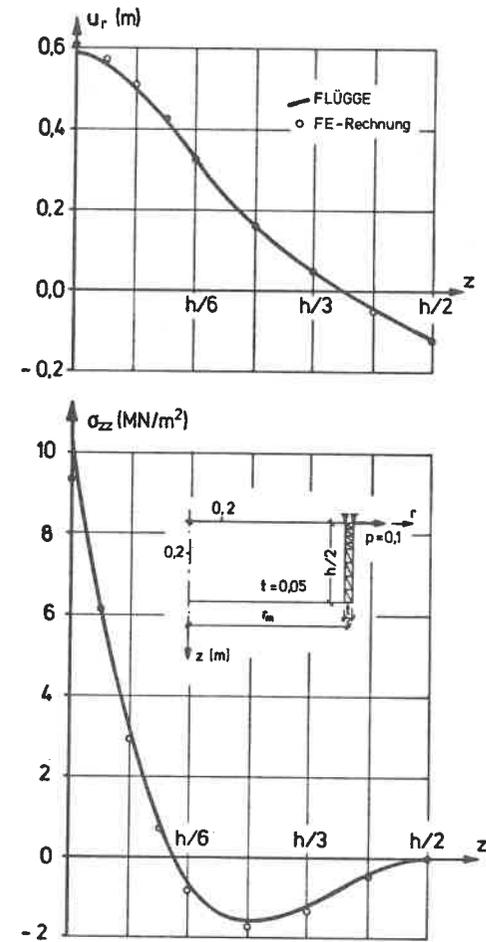


Diagramm A16: Kreiszyylinder unter Randlast:
Vergleich der Ergebnisse der FE-
Berechnung mit einer Lösung nach
Flügge

Weitere Veröffentlichungen des Baugrundinstituts und seiner
Mitarbeiter

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

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

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

MITTEILUNGEN DES BAUGRUNDINSTITUTS STUTTGART

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

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

