

~~BA N 624~~

2743-1610

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

**IBMB**

TU BRAUNSCHWEIG

**Durchstanzverhalten von vorgespannten,  
punktförmig gestützten Platten aus  
Stahlfaserbeton**

von **Bernd Kubat**

**Heft 118 · BRAUNSCHWEIG · 1996**

ISBN 3-89288-097-2  
ISSN 0178-5796

~~ZF.~~

Die Deutsche Bibliothek - CIP-Einheitsaufnahme

**Kubat, Bernd:**

Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton / von Bernd Kubat. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, IBMB, TU Braunschweig. - Braunschweig : IBMB, 1996

(Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, IBMB, TU Braunschweig ; H. 118)

Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 1995  
ISBN 3-89288-097-2

NE: Institut für Baustoffe Massivbau und Brandschutz  
<Braunschweig>: Institut für Baustoffe, ...



Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

eingereicht am:	23.01.1995
mündliche Prüfung am:	29.06.1995
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Falkner Prof. Dr.-Ing. D. Hosser Prof. Dr.-Ing. H. Ahrens
Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

## **Vorwort**

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Fachgebiet Massivbau, der Technischen Universität Braunschweig.

Die Grundlagen der Arbeit bildeten von der Firma HOCHTIEF AG, Abt. IKS, geförderte Forschungsvorhaben zum Thema „ohne Verbund vorgespannte Platten aus Stahlfaserbeton“ (siehe u.a. [F1] bis [F3]). Den Mitarbeitern der Fa. HOCHTIEF, die an diesem Forschungsvorhaben beteiligt waren, danke ich für ihre Unterstützung und Beratung bei der Versuchsdurchführung.

Ich danke den Herren Prof. Dr.-Ing. H. Falkner, Prof. Dr.-Ing. D. Hosser und Prof. Dr.-Ing. H. Ahrens für ihre Berichterstattung sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Bei den experimentellen Untersuchungen, den Schreib-, Rechen- und Zeichenarbeiten halfen viele Mitarbeiter des Instituts:

Herrn Dr.-Ing. Siegfried Droese gilt mein Dank für die gemeinsame Durchführung der Versuche, seine Diskussionsbereitschaft und für die moralische Unterstützung.

Bei Herrn Dipl.-Ing. Peter Bodendiek und Herrn Dipl.-Ing. Jens Ameler möchte ich mich für ihre wertvollen Tips im Umgang mit den FE-Berechnungsprogrammen bedanken.

Mein weiterer Dank gilt Frau Barbara Förster und Frau Hannelore Keunecke.

Als studentische Hilfskräfte, die mir zur Seite standen, seien an dieser Stelle Frau Stefanie Banze, Herr Frank Berghorn, Herr Andreas Hartmann, Herr Markus Herbst, Herr Bernd Kasischke und Herr Hendryk Watzek genannt. In diesem Zusammenhang möchte ich Frau Katja Schröder und Frau Silke Gausche im besonderen erwähnen; mein Dank gilt ihrem unermühtlichen Einsatz bei der Fertigstellung dieser Dissertation.

Allen danke ich für die stets gute Zusammenarbeit und für die jederzeit zuverlässige Unterstützung.

Meiner lieben Frau danke ich in besonderer Weise für Ihre Unterstützung und großen Geduld während dieser Zeit.

Bernd Kubat

## Inhaltsverzeichnis

Zusammenstellung der Formelzeichen und Kurzzeichen .....	III-XIII
1. Einleitung .....	1.1
1.1 Problemstellung .....	1.1
1.2 Ziel .....	1.1
2. Materialverhalten des Stahlfaserbetons .....	2.1
2.1 Allgemeines .....	2.1
2.2 Stahlfaserbeton für Bauteilversuche .....	2.2
2.2.1 Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnzahl .....	2.4
2.2.2 Zugfestigkeit, Nachrißzugfestigkeit .....	2.6
2.2.2.1 Nachweis der Beschränkung von Rißbreiten infolge Biegung im Gebrauchszustand .....	2.10
2.2.2.2 Nachweis der Beschränkung von Rißbreiten infolge „Schub“ im Gebrauchszustand .....	2.13
2.2.2.3 Nachweis gegen Biegebruch .....	2.14
2.2.2.4 Nachweis gegen Schubbruch .....	2.16
2.3 Schwinden, Kriechen, Relaxation .....	2.16
2.4 Mehraxiale Stoffgesetze des Stahlfaserbetons (Bruchhypothesen) .....	2.17
3. Literatur - bisheriger Forschungsstand .....	3.1
3.1 Einleitung .....	3.1
3.2 Forschungsstand .....	3.3
3.2.1 KINNUNEN/NYLANDER (1960) .....	3.4
3.2.2 MOE (1961) .....	3.17
3.2.3 REIMANN (1963) .....	3.18
3.2.4 HERZOG (1971) .....	3.20
3.2.5 Starrkörpermodell von MARTI/THÜRLIMANN (1977) .....	3.21
3.2.6 NILSEN/JENSEN/BACH (1979) .....	3.22
3.2.7 ANDRA (1982) .....	3.23
3.2.8 POLONYI/BOLLINGER (1983) .....	3.27
3.2.9 NÖLTING (1984) .....	3.32
3.2.10 GEORGOPULOS (1987) .....	3.33
4. Experimentelle Untersuchungen .....	4.1
4.1 Allgemeines .....	4.1
4.2 Versuchsprogramm .....	4.1
4.3 Ausbildung der Versuchskörper .....	4.6
4.4 Verwendete Materialien .....	4.6
4.5 Versuchdurchführung .....	4.7
4.6 Versuchsergebnisse .....	4.8
4.7 Zusammenfassung der wichtigsten Versuchsergebnisse .....	4.16

5. Rechnerische Untersuchungen.....	5.1
5.1 Allgemeines .....	5.1
5.2 Lineare FEM-Berechnung.....	5.2
5.2.1 Randbedingungen, Diskretisierung des FEM-Netzes, Belastung, Materialverhalten .....	5.2
5.2.2 Ergebnisse der linearen FEM-Berechnung .....	5.4
5.3 Nichtlineare Berechnungen von Bruchmomenten (einachsige beanspruchter Plattenquerschnitt) .....	5.5
5.4 Nichtlineare FE-Berechnung mit ANSYS.....	5.7
5.4.1 Allgemeines .....	5.7
5.4.2 Modellbildung .....	5.8
5.4.2.1 Werkstoff Beton .....	5.9
5.4.2.2 Nachrißfestigkeit.....	5.10
5.4.2.3 Werkstoff Stahl.....	5.12
5.4.2.4 Werkstoff Faserbeton.....	5.12
5.4.3 Gleichungslöser .....	5.13
5.4.4 Nichtlineare Strukturanalyse .....	5.13
5.4.5 Parameter-Anpassung durch BSP-Rechnung.....	5.16
5.4.6 Auswertung Beispielrechnung.....	5.17
5.4.7 Nichtlineare FE-Rechnung der Platte .....	5.18
6. Tragverhalten und Ingenieurmodelle .....	6.1
6.1 Tragverhalten .....	6.1
6.1.1 Allgemeines .....	6.1
6.1.2 Tragverhalten, Tragmechanismus.....	6.3
6.2 Konstruktive Ausbildungen vorgespannter Flachdecken aus Stahlfaserbeton ...	6.14
6.3 Anwendung der Bruchlinientheorie .....	6.16
6.3.1 Allgemeines.....	6.16
6.3.2 Nachrechnungen der eigenen Versuche.....	6.19
6.4 Ingenieurmodell .....	6.22
6.4.1 Allgemeines .....	6.22
6.4.2 Schnittkraftermittlung.....	6.24
6.4.3 Bemessungsansätze.....	6.24
6.4.3.1 Nachweis der Biegespannungen.....	6.24
6.4.3.2 Nachweis der Schubspannungen.....	6.26
6.4.3.3 Nachweis gegen Biegebruch.....	6.27
6.4.3.4 Nachweis gegen Schubbruch .....	6.28
6.2.3.5 Berücksichtigung des Ausfalls randnaher Fasern infolge Stahlkorrosion.....	6.28
7. Zusammenfassung.....	7.1
8. Ausblick .....	8.1
9. Literaturverzeichnis .....	9.1
Anhang 1 Versuchsergebnisse der eigenen Versuche .....	A1.1-A1.81
Anhang 2 Momenten-Krümmungslinien .....	A2.1-A2.11
Anhang 3 Durchgeführte Versuche von KORDINA/NÖLTING .....	A3.1-A3.21
Anhang 4 Berechnungen mit FEM-Programmen.....	A4.1-A4.18

## Zusammenstellung der Formelzeichen und Kurzzeichen

Nachfolgend sind die wichtigsten im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Formel- und Kurzzeichen aus EC 2 mit den entsprechenden Erläuterungen zusammengestellt.

### Zeichen für geometrische Größen

$A$	Querschnittsfläche (allgemein)	$W_c$	Widerstandsmoment des Betonquerschnitts
$A_c$	Querschnittsfläche des Betons	$W_T$	Torsionswiderstandsmoment
$A_{c0} ; A_{c1}$	Übertragungs- bzw. Verteilungsfläche nach EC2 im Sinne von DIN 1045, 17.3.3	$a$	Abstand der resultierenden Betondruckkraft $F_c$ vom gedrückten bzw. stärker gedrückten Querschnittsrand
$A_{ct}$	Zugzone nach Zustand I	$a_c$	horizontaler Abstand einer Vertikallast vom Rand der einspannenden Bauteile (bei Konsolen)
$A_k$	Fläche des Kernquerschnitts	$a$	Abstand der Fundamentkante von der Stützenaußenfläche
$A_p$	Querschnittsfläche des Betonstahls	$a_1$	Auflagertiefe
$A_{sc}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrungsstäbe in der Biegedruckzone	$a_2$	Versatzmaß nach EC2
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Schulbewehrung	$a_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls in $\text{cm}^2/\text{m}$
$A_{s,min}$	Mindestbewehrung von Druckgliedern	$A_{s,R}$	Querschnittsfläche der Randbewehrung an teilweise eingespannten Plattenrändern in $\text{cm}^2/\text{m}$
$A_{s,prov} / A_{s,req}$	vorhandene bzw. erforderliche Bewehrung	$A_s$	Abstand zwischen dem Momentennullpunkt und dem Querschnitt mit dem Größtmoment $M_{max}$
$A_{s1}, A_{s2}$	Längsbewehrung in einem doppelt bewehrten Querschnitt am gezogenen bzw. gedrückten Querschnittsrand	$b$	Breite bei Rechteckquerschnitten; Plattenbreite bei Plattenbalken
$I_c$	Flächenmoment 2. Grades (Trägheitsmoment) des Betonquerschnitts	$b_{eff}$ oder $b_{ef}$	mitwirkende Plattenbreite bzw. Teilbreite von Plattenbalken nach EC2
$R$	Krümmungsradius bei Spanngliedern		
$R_{min}$	Mindestwert von $R$		

$b_t$	Breite des Kernquerschnitts	$e$	Ausmitte einer Längskraft
$b_l$	mittlere Breite der Zugzone nach EC2	$e_a$	ungewollte Ausmitte
$b_x, b_y$	mitwirkende Breite eines Plattenstreifens in x- bzw. y-Richtung (Mindestbemessungsmoment beim Durchstanzen)	$e_m$	Gesamtausmitte
		$e_o$	planmäßige Ausmitte der Längskraft nach Theorie I. Ordnung
$c$	Betondeckung	$e_{o1}, e_{o2}$	planmäßige Ausmitte der Längskraft an den Stabenden
min $c$ , nom $c$	Mindestmaß bzw. Nennmaß der Betondeckung	$e_z$	Ausmitte II. Ordnung
$c_t$	Betondeckung der Längsbewehrung	$e\phi$	Zusatzausmitte infolge Kriechens
$d$	statische Nutzhöhe	$f$	Durchbiegung
$d$	Durchmesser, Nenn-durchmesser	$f_s$	Durchbiegungszuwachs infolge Kriechens und Schwindens
$d_s$	Nenndurchmesser des Größtkorns des Betonzuschlags	$f_m$	Gesamtdurchbiegung
$d_H$	Hüllrohrdurchmesser	$h$	Gesamtdicke eines Rechteckquerschnitts
$d_k$	Dicke des Kernquerschnitts	$h_f$	Dicke eines Gurtes
$d_m$	Dicke des Kernquerschnitts mittlere statische Nutzhöhe in Flachdecken	$h_w$	wirksame Dicke eines Betonquerschnitts im Hinblick auf Kriechen und Schwinden
$d_s, \phi$	Nenndurchmesser des Bewehrungsstabes	$h_m$	Gesamthöhe eines Bauwerks
$d_s, \phi$	Stabdurchmesser der Längsbewehrung	$i$	Trägheitsradius
$d_m, \phi_m$	Stabdurchmesser der Schubbewehrung	$k$	ungewollter Umlenkwinkel bei Spanngliedern
$d_s$	Durchmesser oder Vergleichsdurchmesser von Spanngliedern mit sofortigem Verbund	$l$	Länge, Stablänge (allgemein)
$d_s, d_s$	Abstand des Schwerpunktes einer Bewehrungslage vom gezogenen bzw. gedrückten Querschnittsrand	$l_b$	Grundmaß der Verankerungslänge

$l_{ver}, l_1$	erforderliche Verankerungslänge von Bewehrungsstäben	$s_{n,max}$	Höchstwert von $s_n$
		$t$	Auflagerbreite
$l_{st}$	Stützweite	$u$	Umfang einer Fläche
$l_{st,x}, l_{st,y}$	Stützweite einer Platte in x- bzw. y-Richtung	$u_{crit}$	kritischer Rundschnitt
$l_n$	lichte Stützweite zwischen den Auflagern	$w; w_k$	Rißbreite; charakteristischer Wert der Rißbreite
$l_{vor}$	Eintragungslänge einer Vorspannung	$x$	Abstand der Nulllinie vom (stärker) gedrückten Querschnittsrand
$l_i$	Übergreifungslänge	$x$	Abstand einer auflagenahen Einzellast vom Auflagerrand
$l_{i,1}$	Übergreifungslänge der Querbewehrung von Betonstahlmatten	$x, y, z$	Achsrichtungen eines rechtwinkligen, rechtsdrehenden Koordinatensystems
$l_0$	Abstand der Momentennullpunkte nach EC2		
$r$	Abstand des Bemessungsquerschnitts für den Schubnachweis von der Auflagermitte	$y_1$	Abstand der Biegezugbewehrung $A_s$ vom Schwerpunkt des Betonquerschnitts
$1/r$	Krümmung eines Stahlbeton- oder Spannbetonquerschnitts	$y_{s1}, y_{s2}$	Abstand der Längsbewehrung $A_{s1}$ bzw. $A_{s2}$ am gezogenen bzw. gedrückten Querschnittsrand vom Schwerpunkt des Betonquerschnitts
$(1/r)_m$	mittlere Krümmung („tension stiffening“)		
$(1/r)_{max}$	maximale Krümmung	$z$	Hebelarm der inneren Kräfte
$(1/r)_II$	Krümmung im (gerissenen) Zustand II	$z_{sp}$	Abstand der Spannglieder vom Schwerpunkt des Betonquerschnitts
$s$	Abstand (allgemein)		
$s_n$	Abstand des „kritischen Rundschnitts“ von der Lasteinleitungsfläche	$\Delta A_p$	auf die Mindestbewehrung anrechenbarer Querschnitt von Spanngliedern
$s_v; s_h$	lichter vertikaler bzw. horizontaler Mindestabstand von Spanngliedern	$\Delta h$	Vorhaltemaße der Betondeckung
$s_w$	Bügelabstände	$\Delta l$	zulässige Maßabweichung
		$\Delta s$	Stab- oder Trägerabschnitt



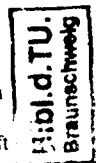
		<b>Sicherheitsrelevante Zeichen</b>	
$\theta$	Rotationswinkel (allgemein)		
$\theta$	Neigung der Druckstreben gegen die Bauteilachse	$A$	Außergewöhnliche (Unfall-) Einwirkung
$\theta_{cr}$	für die Schnittgrößenumlagerung erforderlicher Rotationswinkel	$A_p, A_d$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $A$
$\theta_{pl}$	plastischer Rotationswinkel	$C_d$	Bemessungswert einer Bauwerks- oder Bauteileigenschaft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$\theta_{pl,d}$	Bemessungswert von $\theta_{pl}$		
$\alpha$	Neigung der Schubbewehrung gegen die Bauteilachse bzw. -mittelebene	$F_{sd}$	Bemessungswert einer aufzunehmenden Längskraft
$\beta$	Neigung (allgemein); Neigung einer Geraden in einem Koordinatensystem; Ausbreitwinkel der Vorspannkraft	$G$ $G_p, G_d$	ständige Einwirkung charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $G$
$\lambda$	Schlankheit	$P$	Einwirkung infolge Vorspannung
$\lambda$	Seitenverhältnis bei Platten	$P_p, P_d$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $P$
$\lambda_{crit}$	kritische Schlankheit		
$\lambda_{lim}$	Grenzschlankheit	$Q$	veränderliche Einwirkung
$\xi$	bezogene Druckzonenhöhe $x/d$	$Q_p, Q_d$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $Q$
$\rho$	geometrischer Bewehrungsgrad ... $\rho = A_s / A_c$	$Q_{si}$	Leitwert der veränderlichen Einwirkung
$\rho_l$	geometrischer Bewehrungsgrad der Längsbewehrung $A_{sl}$	$Q_{si}$	veränderliche Begleiteinwirkung $i$
$\rho_w$	geometrischer Bewehrungsgrad der Schubbewehrung	$R_d$	Bemessungswert des Tragwerk- bzw. Bauteilwiderstandes
$\omega$	mechanischer Bewehrungsgrad $\omega = f_{sd} * A_s / (f_{sd} * A_c)$	$S_d$	Bemessungswert der aufzunehmenden Schnittgrößen
$\omega_w$	mechanischer Bügelbewehrungsgrad	$X$	Baustoffkennwert

$X_k, X_d$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $X$	$\psi_1$	Beiwert für die häufige Kombination
$p_f$	theoretische (operative) Versagenswahrscheinlichkeit	$\psi_2$	Beiwert für die quasi-ständige Kombination
$r_{inf}, r_{sup}$	Beiwerte zur Bestimmung des unteren bzw. oberen charakteristischen Wertes der Vorspannung $P_i$	$\psi_{2i}$	Beiwert für die $i$ -te Einwirkung einer quasi-ständigen Kombination
<b>Kenngrößen für Baustoffe</b>			
$s$	Standardabweichung	$A_{st}$	Gesamtdehnung von Betonstahl bei der Höchstzugkraft
$\Delta l$	zulässige Maßabweichung	$E_c$	Elastizitätsmodul von Normalbeton
$\beta$	Sicherheitsindex	$E_{cm}$	Sekantenmodul von Normalbeton
$\gamma_f$	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen	$E_{cd}$	Bemessungswert von $E_c$
$\gamma_A$	Teilsicherheitsbeiwert für außergewöhnliche Einwirkungen	$E_c(t_0)$	Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt $t_0$
$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	$E_{c28}$	Elastizitätsmodul bei einem Betonalter von 28 Tagen
$\gamma_P$	Teilsicherheitsbeiwert für die Vorspannung	$E_{c,eff}$	wirksamer Elastizitätsmodul des Betons
$\gamma_Q$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	$E_s$	Elastizitätsmodul von Betonstab und Spannstahl
$\gamma_{sw}$	Teilsicherheitsbeiwert für Zwangseinwirkungen	$R_s$	Streckgrenze von Betonstahl nach pr EN 10 080
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustoffe	$R_m$	Zugfestigkeit von Betonstahl nach pr EN 10 080
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton	$f$	Festigkeit (allgemein)
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl und Spannstahl	$f_{wd}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Verbundspannungen nach EC 2
$\psi$	Kombinationsbeiwert	$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$\psi_0$	Beiwert für die Grundkombination	$f_{cm}$	Mittelwert von $f_c$

$f_{ct}, f_{ct,cyl}$	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons	$f_t$	Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{ct}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit $f_{ct}$	$f_a$	charakteristischer Wert von $f_t$
$f_{ct,cube}$	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit des Betons	$f_y$	Streckgrenze des Betonstahls
$f_a$	Zugfestigkeit des Betons	$f_m$	Mittelwert von $f_y$
$f_{ct,m}$	mittlere Zugfestigkeit	$f_{yk}, f$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert von $f_y$
$f_{ct,0,05}$	unterer charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit (5 %-Fraktile)	$f_{yk,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Schubbewehrung
$f_{ct,0,95}$	oberer charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit (95 %-Fraktile)	$f_{a2k}$	0,2 %-Dehngrenze des Betonstahls
$f_{ct,ax}$	axiale Zugfestigkeit des Betons	$a$	Beiwert zur Berücksichtigung der Festigkeitsabnahme des Betons unter Dauerlast
$f_{ct,B}$	Biegezugfestigkeit des Betons	$a, a_s$	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons	$a_{r,c}$	Wärmedehnzahl des Betons
$f_{ct,d}$	wirksame Betonzugfestigkeit für die Ermittlung der Mindestbewehrung	$a_{r,s}$	Wärmedehnzahl von Betonstahl und Spannstahl
$f_p$	Zugfestigkeit des Spannstahls	$\beta_b$	Verbundbeiwert nach EC2
$f_{pk}$	charakteristischer Wert von $f_p$	$\epsilon_{ct}$	zur maximalen Ordinate $f_c$ der Spannungsdehnungslinie gehörige Betonstauchung
$f_{pd}$	Bemessungswert der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{pk}$	$\epsilon_{cu}$	Bruchstauchung des Betons
$f_{p0,1}$	0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls	$\epsilon_{cu}, \epsilon_{pu}$	Gleichmaßdehnung des Betonstahls bzw. Spannstahls
$f_{p0,2k}$	charakteristischer Wert von $f_{p0,1}$	$\epsilon_{ct}, \epsilon_{pu,k}$	charakteristischer Wert von $\epsilon_c$ bzw. $\epsilon_{pu}$

$\epsilon_{\mu}, \epsilon_{\mu'}$	charakteristischer Wert bzw. Bemessungswert der Fließdehnung	$H_t$	Bemessungswert einer Horizontalkraft
$\mu_c$	Querdehnzahl von Beton	$H_{\mu}$	Bemessungswert einer aufzunehmenden Horizontalkraft
$\zeta_r$	Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spanngliedern im Einpreßmörtel zur Verbundfestigkeit von Rippenstahl im Beton	$J(t, t_0)$	Kriechfunktion im Zeitintervall $t_0$ bis $t$
$\rho$	Trockenrohdichte des Betons	$M$	Biegemoment (allgemein)
$\tau_{\mu}$	Grundwert der Schubfestigkeit	$M_{p,\mu}$	plastisches Feldmoment einer zweiachsig gespannten Platte
<b>Zeichen für Kräfte, Momente, Spannungen und Dehnungen</b>		$M_{\max}$	Größtwert eines (positiven) Biegemoments
$F$	Last	$M_{\mu}$	plastisches Moment
$F_t$	charakteristischer Wert einer Last	$M_{\mu'}, M_{\mu''}$	Bemessungs- bzw. Mittelwert des aufnehmbaren Biegemoments
$F_c$	auf den Beton wirkende Kraft	$M_r$	Rißmoment
$F$	Bemessungswert der extremalen Gurtkraft (Zug oder Druck)	$M_{\mu}$	Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemoments
$F_p$	auf den Spannstahl wirkende Kraft	$M_{s,p}$	auf die Biegezugbewehrung bezogener Wert von $M_{\mu}$
$F_{p\max}$	rechnerischer Höchstwert von $F_p$	$M_I; M_{II}$	Biegemoment nach Theorie I. bzw. II. Ordnung
$F_{p,x}$	an der Stelle $x$ auf den Spannstahl wirkende Kraft $F_p$	$N_{\mu}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Längskraft
$F_s$	auf den Betonstahl wirkende Kraft	$N_{s,x}$	Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft
$F_s$	am Endauflager zu verankernde Kraft	$N_{s,\mu}$	Mittelwert von $N_{\mu}$ in einem Geschoß
$F_{\mu}$	Bemessungswert einer Vertikallast	$N_{\mu}$	zu einem Dehnungszustand gehörende Längskraft, der durch die Dehnung $\epsilon_{\mu}$ in der Bewehrung auf der Biegedruck- und der Biegezugseite gekennzeichnet ist

$N_u; N_{ud}$	Grenztragfähigkeit des zentrisch gedrückten Querschnitts	$V_{Rd2}$	Bemessungswert der durch die geeigneten Betondruckstreben aufnehmbaren Querkraft
$P$	Vorspannkraft	$V_{Rd2,red}$	reduzierter Wert von $V_{Rd2}$ zur Berücksichtigung der Zusatzbeanspruchung in den Betondruckstreben durch die Druckkraft
$P_{k,inf}; P_{k,sup}$	unterer bzw. oberer charakteristischer Wert der Vorspannung	$V_{Rd1}$	Bemessungswert der durch die Schubbewehrung aufnehmbaren Querkraft
$P_0$	anfängliche Vorspannkraft	$V_{sd}$	Bemessungswert der durch die Stegbewehrung allein aufnehmbaren Querkraft
$P_{m,0}$	Mittelwert der (anfänglichen) Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = 0$	$m_x; m_y$	Einspannmoment einer zweiachsig gespannten Platte in x- bzw. y-Richtung
$P_{m,t}$	Mittelwert der Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t$	$m_{x,ed}; m_{y,ed}$	Größtes Feldmoment einer zwei- achsig gespannten Platte in x- bzw. y-Richtung
$Q_r$	größte Querkraft (Durchstanzkraft) im Rundschnitt	$p$	mittlere Querspessung im Verankerungsbereich von Stäben
$T$	Torsionsmoment	$V_{Rd1}; V_{sd}$	Bemessungswert der aufnehmbaren bzw. aufzunehmenden Durchstanzkraft (in $kN/m$ bzw. $MN/m$ )
$T_{Rd1}; T_{sd}$	Bemessungswert	$V_{Rd1}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Durchstanzkraft von Platten ohne Schubbewehrung
$T_{Rd1}$	Bemessungswert des durch die Betondruckstreben aufnehmbaren bzw. aufzunehmenden Torsionsmoments	$V_{Rd2}$	Höchstwert der aufnehmbaren Durchstanzkraft von Platten mit Schubbewehrung
$T_{Rd2}$	Bemessungswert des durch die Torsionsbügel aufnehmbaren Torsionsmoments	$V_{Rd3}$	Bemessungswert der durch die Schubbewehrung aufnehmbaren Durchstanzkraft von Platten
$T_{Rd3}$	Bemessungswert des durch die Torsionslängsbewehrung aufnehmbaren Torsionsmoments		
$V$	Querkraft; Vertikallast allgemein		
$V_{Rd1}; V_{sd}$	Bemessungswert der aufnehmbaren bzw. der aufzunehmenden Querkraft		
$V_{Rd1}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft bei Bauteilen ohne Schubbewehrung		



$\Delta H_{\mu}$	Zunahme der Horizontalkraft infolge Stützenschiefstellung	$\beta_{s1}, \beta_{s2}$	Beiwerte zur Berechnung der Momente $m_{s1}, m_{s2}, m_{sm}$
$\Delta M_{\mu}$	Zunahme des Biegemoments I. Ordnung infolge Kriechens	$\delta$	Momentenabminderungsbeiwert
$\Delta M_{\nu}$	Zunahme des Biegemoments infolge ungewollter Schiefstellung des Tragwerks	$\varepsilon$	Dehnung (allgemein)
$\Delta P$	Spannkraftverlust	$\varepsilon_c$	Stauchung des Betons
$\Delta P_c$	Spannkraftverlust infolge elastischer Verkürzung des Betons	$\varepsilon_{cm}$	mittlere Betonstauchung
$\Delta P_d$	Spannkraftverlust infolge Schlupf in den Verankerungen	$\varepsilon_a$	Grundschildmaß von Normalbeton
$\Delta P_e$	Reibungsverluste	$\varepsilon_s(t)$	spannungsunabhängige aufgezwungenen Betondehnung (z. B. durch Kriechen oder Schwinden) zum Zeitpunkt $t$
$\Delta P_f(t)$	zeitabhängige Spannkraftverluste infolge Kriechens, Schwindens und Relaxation	$\varepsilon_p$	Dehnung des Spannstahls
$\Delta \sigma_p$	Dehnungsänderung im Spannstahl	$\varepsilon_{pm}$	Dehnung im Spannstahl infolge der Kraft $P_{m,t}$
$\Delta \sigma_{pr}$	Spannungsverlust infolge Relaxation	$\varepsilon_s$	Stahldehnung
$\Delta \sigma_{p, \dots}$	Spannungsverlust infolge Kriechens, Schwindens, Relaxation	$\varepsilon_{sm}$	mittlere Stahldehnung unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons auf Zug zwischen den Rissen („tension stiffening“)
$X$	Relaxationskoeffizient	$\varepsilon_{sw}$	zeitabhängige Gesamtdéhnung des Betons
$a$	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton	$\eta$	Beiwert zur Ermittlung des Mindestbemessungsmomentes in Flachdecken
$\beta$	Beiwert zur Berücksichtigung der Zunahme der Querkrafttragfähigkeit infolge einer auflagernahen Einzellast	$\mu_{sd}$	auf die Biegezugbewehrung bezogener Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemomentes
$\beta_p$	Beiwert zur Berücksichtigung einer nicht rotations-symmetrischen Biegebeanspruchung beim Durchstanznachweis	$\mu_{sd}$	bezogener Bemessungswert des aufzunehmenden Biegemomentes

$v$	von der Betonfestigkeitsklasse abhängiger Beiwert zur Bestimmung der Tragfähigkeit der geeigneten Betondruckstreben	$\sigma_{m,0}$	mittlere anfängliche Spannstahlspannung
		$\sigma_{p,0}$	Höchstwert der anfänglichen Spannstahlspannung
$v_s$	auf die Grenztragfähigkeit des Betonquerschnitts bezogene Normalkraft: $v_s = N_{ed} / (A_c \cdot f_{td})$	$\sigma_s$	Betonstahlspannung
		$\sigma_{sr}$	Betonstahlspannung bei Erreichen des Rißmoments (Zustand II)
$v_{sw}$	auf die Grenztragfähigkeit des Betonquerschnitts bezogene Normalkraft $N_{sw}$	$\sigma_{sw}$	Stahlspannung in der Schubbewehrung
$\sigma$	Spannung	$\sigma_t$	Zugspannung
$\sigma(t_0), \sigma(t)$	Spannung zum Zeitpunkt $t_0$ bzw. $t$	$\tau$	Schubspannungen infolge Torsion
$\sigma_c$	Spannung im Beton	$\tau_c$	Schubspannungen infolge $Q_c$
$\sigma_{ed,s}$	Bemessungswert der bei Teilflächenbelastung aufnehmbaren Betondruckspannung	$\varphi(t, t_0)$	Kriechzahl im Zeitintervall $t_0$ bis $t$
$\sigma_e$	Betonspannung in Höhe der Spannglieder unter Eigenlast und weiteren ständigen Lasten	<b>Weitere Zeichen</b>	
		$K_1$	Beiwert zur Ermittlung der Ausmitte II, Ordnung $e_2$
$\sigma_{m,0}$	wie vor, jedoch infolge der anfänglichen Vorspannung	$K_2$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Abnahme der Stabkrümmung bei zunehmender Längskraft $N_{sw}$
$\sigma_p$	zentrische Druckspannung im Beton (Bemessungswert)	$N$	Anzahl
$\sigma_{p,ed}$	wirksame zentrische Druckspannung im Beton	$f_1$	Beiwert zur Festlegung des maßgebenden Grenzdurchmessers
$\sigma_{s2}$	Betondruckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts	$f_2$	Beiwert zur Berücksichtigung der vorhandenen Betonzugfestigkeit bei der Festlegung des Grenzdurchmessers
$\sigma_s$	Zugspannung im Beton		
$\sigma_p$	Spannstahlspannung		
$\sigma_{p,0}$	anfängliche Spannstahlspannung infolge Vorspannung und Eigenlast		

$f_3$	Beiwert zur Bestimmung der zulässigen Biegeschlankheit von Balken und Platten	$\alpha, \delta, \varepsilon, \kappa, \varpi$	Hilfswerte für die Ermittlung der Momentenumlagerungsfaktor
$f_p$	Beiwert zur Berücksichtigung einer günstig wirkenden Querpressung bei der Festlegung von $l_s$	$\delta$	Hilfsfunktionen für die Ermittlung des extremalen Feldmomentes einer Platte nach der Bruchlinientheorie
$k$	Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteildicke beim Schubnachweis	$\lambda$	Verhältnis zwischen der charakteristischen Druckfestigkeit $f_{td}$ und dem Nennwert $\beta_{wv}$
$k_p, k_{p1}, k_p, k_{p1}, k_{p2}$	Beiwert für die Biegebemessung	$v, v'$	Beiwerte zur Festlegung der zulässigen Betonbeanspruchung in den geeigneten Druckstreben
$k_z$	Beiwert zur Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte		
$k$	Hilfswert zur Herleitung der zulässigen Biegeschlankheit von Balken und Platten		
$k$	Beiwert zur Berücksichtigung von den Zwangsspannungen überlagerten Eigenstressungen		
$k_c$	Beiwert zur Beschränkung der Breite von Einzelrissen		
$n_1$	Gesamtzahl der Drähte bzw. Litzen eines Bündelspannglieds		
$n_2$	Anzahl der Drähte oder Litzen, über die die Radialkraft infolge Umlenkung auf die Unterstützung übertragen wird		
$t$	Zeit (allgemein)		
$t_0$	wirksames Betonalter, von dem ab der Einfluß von Kriechen und Schwinden berücksichtigt wird		



## 1. Einleitung

### 1.1 Problemstellung

Das Durchstanzverhalten von punktförmig gestützten Platten beschäftigt die Massivbauer seit über 80 Jahren, ohne daß eine schlüssige, allgemeingültige und mechanisch richtige Deutung dieses Tragphänomens gelungen ist. Die bisherigen Arbeiten (s. Kap. 3) geben meist nur Teillösungen des komplexen Tragmechanismus im Stützbereich an. Es werden das Biegetragverhalten und das anscheinend „nicht greifbare“ Durchstanzverhalten bei Bemessungsansätzen getrennt betrachtet. Das Durchstanzversagen wird als Bruch ohne Vorankündigung angesehen. Die bekannten Bemessungsansätze sind nur teilweise mechanisch begründet und wurden empirisch an die gewonnenen Versuchsergebnisse angepaßt.

Zum Verständnis der Tragwirkung und Formulierung eines wirklichkeitsnahen Bemessungsansatzes sind jedoch *alle* wesentlichen Beanspruchungs- und Widerstandskomponenten gemeinsam zu erfassen. Hieraus können geschlossene mechanische Ansätze formuliert werden, die den Gebrauchszustand und den Traglastzustand beschreiben. Die konstruktive Ausbildung des Stützbereiches (Betonfestigkeit, schlaffe Bewehrung, Vorspannung) hat entscheidenden Einfluß auf erreichbare Traglasten. Ein Bemessungsverfahren muß dies mit ausreichender Genauigkeit erfassen.

### 1.2 Ziel

Die nachfolgende Arbeit soll Aufschluß über die Tragwirkung von punktförmig gestützten Platten (Flachdecken) im Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung geben.

Dazu werden hauptsächlich Flachdecken aus vorgespanntem Stahlfaserbeton (Vorspannung ohne Verbund, ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung) behandelt. Daneben werden Betrachtungen zum Einfluß von schlaffer Bewehrung auf die Traglasten angestellt.

Das komplexe Tragverhalten im Bereich der Innenstützung von Flachdecken soll erfaßt werden. Es treten dreidimensionale Hauptspannungszustände in einem eng begrenzten Bereich um die Stützung auf. Die Spannungen verändern sich nach einsetzender Ribbildung in Richtung und Größe. Dies soll mit Hilfe von FE-Berechnungen gezeigt werden (Kap. 5). Durch die Nachrechnungen der eigenen Bauteilversuche sollen der wirklichkeitsnahe Ansatz der Materialgesetze und die ausreichend genaue Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens bestätigt werden.

Auf Grundlage der Erkenntnisse zum Tragverhalten, der Versuchsergebnisse und der rechnerischen Untersuchungen soll ein Ingenieurmodell entwickelt werden, das alle wesentlichen Einflüsse auf die Durchstanz-Tragfähigkeit berücksichtigt und das zur Formulierung praxisgerechter Bemessungsansätze herangezogen werden kann.

## 2 Materialverhalten des Stahlfaserbetons

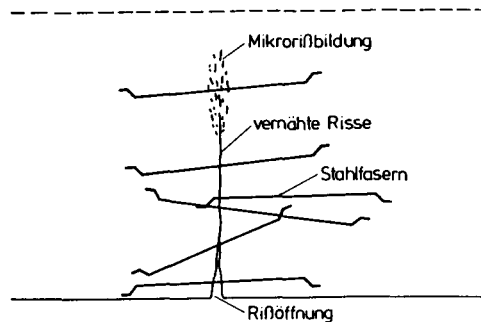
In diesem Kapitel werden zuerst grundsätzliche Angaben zum Stahlfaserbeton für die Anwendung im Konstruktiven Ingenieurbau gemacht. Danach werden Arbeitslinien für Stahlfaserbeton vorgeschlagen, die für Bemessungsansätze im Gebrauchs- und Traglastzustand eingesetzt werden können.

### 2.1 Allgemeines

Stahlfaserbeton wird durch Zugabe von Stahlfasern in den Frischbeton hergestellt. Die Stahlfasern haben üblicherweise eine Länge von 25 bis 80 mm und einen Durchmesser von 0,4 bis 0,8 mm. Sie haben eine glatte oder leicht gerippte (gekerbte) Oberfläche; sind gerade, gewellt oder haben gekröpfte Enden. Da Stahlfasern teuer sind, wird im Konstruktiven Ingenieurbau eine Zugabe von 40 bis 120 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern als technisch sinnvoll angesehen; das sind 0,5 bis 1,5 Vol.-%.

Die Stahlfasern sind bei einer geeigneten Betonrezeptur gleichmäßig im Mörtel verteilt. Es treten dann keine Entmischungen beim Einbringen und Verdichten des Betons auf. Die Betonrezepturen erfordern für die gute Verarbeitbarkeit des Stahlfaserbetons eine erhöhte Leimmenge, woraus Betone mit höheren Materialfestigkeiten (Betonfestigkeitsklassen  $\geq$  C35/45) resultieren.

Gegenüber faserfreiem Beton werden die Druck- und die Zugfestigkeit durch die Zugabe von Stahlfasern nicht wesentlich erhöht. Die Zugfestigkeit kann aber zuverlässiger erzielt werden. Nach der Ribbildung ist die „Nachrißfestigkeit“ des Stahlfaserbetons, die von der Güte des Betons und der Art der Stahlfasern (Verbundfestigkeit/Zugfestigkeit) abhängt, eine wesentliche Materialeigenschaft. Sie ist Garant dafür, daß in den Ribbereichen durch die Stahlfasern noch Zugkräfte übertragen werden, indem die Stahlfasern die diskreten Risse vernähen und deren Aufweitung in der Ribprozeßzone bis in den Mikroribbereich (Bild 2.1) behindern. Hierdurch entsteht in Bauteilen mit Momenten- (Druck-) Normalkraft-Beanspruchung ein gleichmäßig verteiltes Ribbild. Auch unter hohen dynamischen Einwirkungen wie Anprall, Schwell- und Schwingbelastungen bilden sich häufig gerissene Bereiche, deren Ausbreitung durch Stahlfasern wirksam behindert wird. Bauteile aus Stahlfaserbeton zeigen ein zähes Verhalten.



**Bild 2.1** Rißprozeßzone, erweitert durch die Wirkung von Stahlfasern (nach Hillerborg)

Auch das Stauchungsvermögen ist unter hohen Druckbeanspruchungen verbessert. Es können sich „plastische Momenten-Fließgelenke“ im Traglastbereich ausbilden, ohne daß es zum plötzlichen, spröden Betondruckbruch kommt.

Zusammenfassend können folgende positive Materialeigenschaften des Stahlfaserbetons gegenüber einem faserfreiem Beton für tragende Massivbauteile in Kombination mit schlaffer oder vorgespannter Bewehrung hervorgehoben werden:

- sicher erzielbare Zugfestigkeit
- günstige Risseverteilung
- Nachrißzugfestigkeit
- gute Dauerfestigkeit unter dynamischen Einwirkungen
- gute Energie-Absorptions-Kapazität unter Anpralllasten
- zähes und duktileres Verhalten

## 2.2 Stahlfaserbeton für die Bauteilversuche

Die Firma HOCHTIEF, Abt. IKS/Versuchshalle Walldorf, stellte die Stahlfaserbetonrezeptur für die durchgeführten Bauteilversuche her. Diese Stahlfaserbetonrezeptur kann für den gewünschten Anwendungsfall als optimiert angesehen werden. Sie basiert auf langjähriger Erfahrung der HOCHTIEF-Mitarbeiter im Umgang mit Stahlfaserbeton. Der Stahlfaserbeton sollte der Festigkeitsklasse C 45/55 entsprechen.

Tabelle 1 enthält gemessene mechanische Kennwerte der verwendeten Betone für die Versuchsserie 1 und 2, ermittelt an Probekörpern gemäß DIN 1048. Weitere Angaben zu

den gemessenen Festigkeitswerten enthalten [F1] und [F2], insbesondere die Angaben zu den Nachrißzugfestigkeiten in Biegezugversuchen des Stahlfaserbetons.

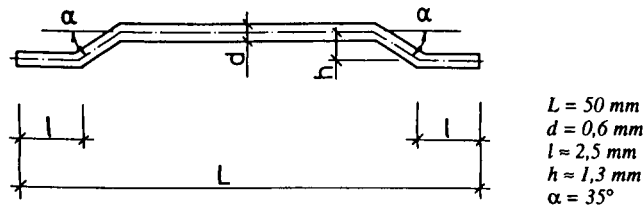
Der „Ausgangsbeton“ (faserfreier Beton) aller Prüfkörper entsprach dem Beton der Versuchskörper II/4 bis II/6. Eine Zusammenstellung aller ermittelten mechanischen Kennwerte ist auch in [F1] und [F2] angegeben.

Serie und Versuch	Alter in Tagen	Druckfestigkeit		Biegezugfestigkeit Balken $\beta_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaltzugfestigkeit		Elastizitäts-Modul $E_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]
		Würfel $\beta_{0,100}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zylinder $\beta_{0,150}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		Zylinder $\beta_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Balken $\beta_{0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
I	1 60	57,8	37,3 <sup>1)</sup>	5,0 <sup>1)</sup>	4,3 <sup>1)</sup>	3,9 <sup>1)</sup>	30 360 <sup>1)</sup>
	2 80	58,5	44,4	6,1	4,5	5,0	30 600
II	1 20/29	58,5	44,1	6,6	5,2	4,9	31 900
	2 28/29	57,3	47,5	6,7	5,4	5,1	34 400
	3 27-29	57,3	48,4	7,1	4,4	5,6	32 650
4 29	58,0 <sup>1)</sup>	52,0 <sup>1)</sup>	6,0	*	4,3	34 070 <sup>1)</sup>	
5 26/27	62,0	*	5,0	*	4,3	*	
6 27	61,7	*	5,9	*	4,3	*	
7 31/32	61,6	56,1	6,6	5,3	5,2	32 550	

\* Werte nicht gemessen  
<sup>1)</sup> Güteprüfung nach 28 Tagen  
<sup>2)</sup> aus großen Hakenkörper-Block gesägte/gebohrte 28-Tage Erhärtungskörper  
<sup>3)</sup> Quader 150x150x140 mm aus Versuchskörper nach dem Bruchversuch geschnitten und nach 147 Tagen geprüft

**Tabelle 2.1** Ergebnisse der Messung mechanischer Kennwerte des Betons und Stahlfaserbetons, Erhärtungsprüfung zum Bruchversuch (Versuche II/4 bis II/6 faserfreier Beton, die übrigen Versuchskörper aus Stahlfaserbeton)

Der verwendete Beton bestand aus rundkörnigem Zuschlag einer Sieblinie A/B 16 gem. DIN 1045, 340 kg/m<sup>3</sup> Zement PZ 35 F und 60 kg/m<sup>3</sup> Flugasche, Konsistenz KR und Stahlfasern der Fa. BEKAERT (DRAMIX). Verwendet wurde eine glatte Faser mit gekröpften Enden, 50 mm Länge und 0,6 mm Durchmesser (Bild 2.2). Die Faserzugfestigkeit betrug 1250 ± 150 N/mm<sup>2</sup>. Der Stahlfasergehalt betrug 0,8 Vol.-%, das entspricht 63 kg/m<sup>3</sup> Beton.



**Bild 2.2** Bei den Versuchen verwendete Stahlfaser, DRAMIX,  $L/d = 50/0,6 \text{ mm}$

### 2.2.1 Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnzahl

Die Stahlfasergehalte von 0,5 bis etwa 1,5 Vol.-% sind relativ gering. Es wird in [H 1] daher für Normalbeton empfohlen, im Bereich  $\varepsilon_c \leq 0$ , die in den Regelwerken (z. B. DIN 1045, EC 2) enthaltenen Angaben zu benutzen (Bilder 2.3 bis 2.5). Diese Empfehlung fußt auf umfangreichem Datenmaterial der Verfasser von [H1]. Das gilt auch für den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl  $\nu$ .

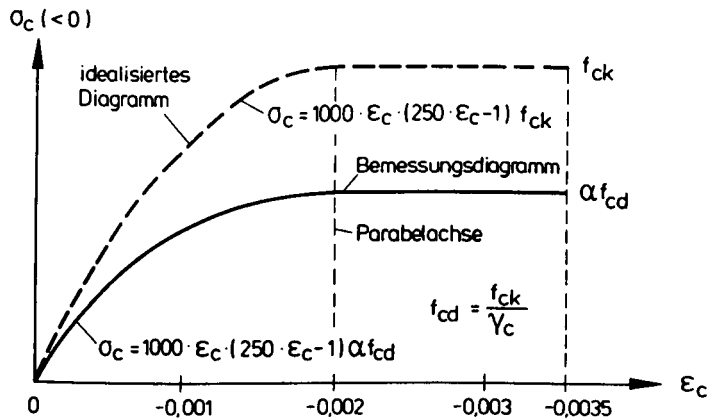


Bild 2.3 Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton

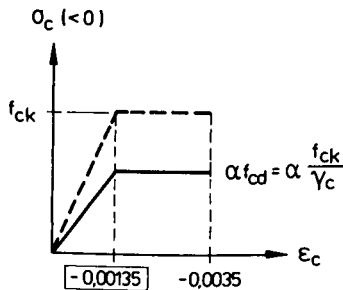


Bild 2.4 Bilineare Spannungs-Dehnungslinie für Beton

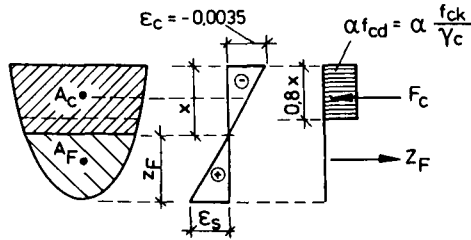


Bild 2.5 Spannungsblock

Im Bereich  $-f_{y,0} \leq \sigma_l \leq 0$  wird lineares Verhalten angenommen. In Anlehnung an EC 2 kann  $-f_{y,0} = 0,4$  bis  $0,5 f_c$  angenommen werden (Bilder 2.6 und 2.7). Für diese Größenordnung spricht auch das Kriechverhalten von Beton, da für  $\sigma_l = -0,45 f_c$  nichtlineares Kriechen des Betons einsetzt (vgl. EC 2, 3.1.2.5.5 und 4.2.1.4), d.h. der lineare Zusammenhang zwischen Spannung und Kriechverzerrung ist nicht mehr gültig. Ursache dafür könnte die zunehmende Zerstörung des Mikrogefüges sein.

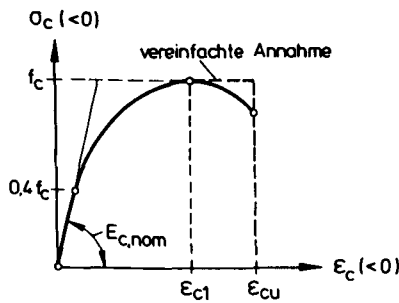


Bild 2.6 Schematische Darstellung einer Spannungs-Dehnungslinie für die Schnittkraftermittlung (EC2, Abs. 4.2.1.3.3 (5) bis (7))

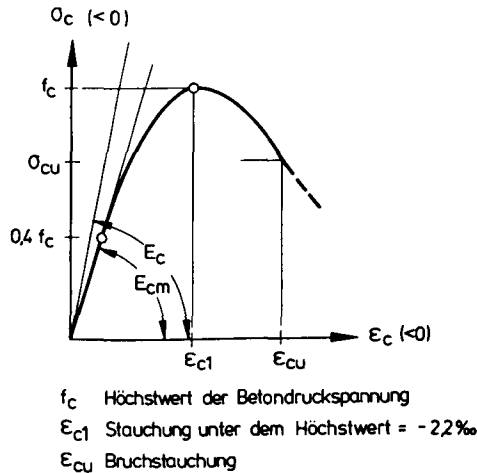


Bild 2.7 Spannungs-Dehnungslinie für einachsigen Druck

### 2.2.2 Zugfestigkeit, Nachrißzugfestigkeit

Die Bestimmung der mechanischen Kennwerte der Zugfestigkeit ist versuchstechnisch schwierig. Die Zugfestigkeit wird sich bei den v.g. Stahlfasergehalten nicht wesentlich von der eines faserfreien Vergleichsbetons unterscheiden. Nach [H1] entspricht sie etwa den Werten  $f_{cm}$  bis  $f_{ctk 0,95}$  des EC 2. Für den hier eingesetzten Stahlfaserbeton ist in [H1] ein Verhältniswert  $f_t / f_c$  von 0,085 bis 0,10 aus Versuchsergebnissen abgeleitet worden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens zu dieser Arbeit und der Vorbereitungen einer Zustimmung im Einzelfall für „vorgespante punktförmig gestützte Stahlfaserbetonplatten ohne zusätzliche schlaffe Bewehrungen“ haben DROESE (iBMB), JONAS (HOCHTIEF) und der Verfasser Arbeitslinien im Zugbereich für den eingesetzten Stahlfaserbeton entwickelt. Der Höchstwert der rechnerischen zentrischen Zugfestigkeit  $f_t$  als maßgebender Werkstoffwert wurde auf Grundlage anerkannter Ergebnisse und Zusammenhänge festgelegt. Der Begriff „Biegezugfestigkeit“ wird nicht verwendet, da sie keine physikalische Bedeutung hat. Sie ist eine reine Rechengröße, die aber durchaus geeignet ist, die Effizienz von Fasern anschaulich zu charakterisieren (vgl. DBV-Merkblätter: „Industriefußböden aus Stahlfaserbeton“ und „Stahlfaserbeton im Tunnelbau“).



Im einzelnen wurden in den Arbeitslinien zur Bestimmung der rechnerischen Zugfestigkeit nachfolgende wesentliche Zusammenhänge berücksichtigt:

#### Höchstwert der Zugfestigkeit

- Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Beton-Festigkeitsklasse (Bild 2.8)
- Verhältnis von Biegezug- /zentrischer Zugfestigkeit zur Bauteilhöhe (Bild 2.9)
- Verhältnis von relativer Zugfestigkeit zur Dauerlast (Bild 2.10)

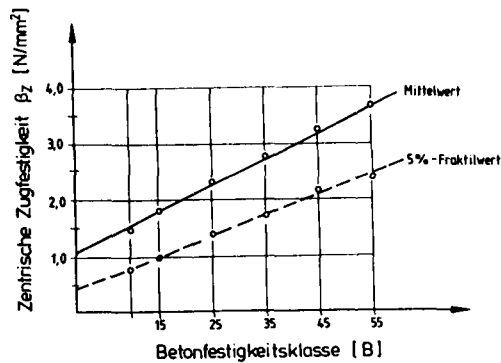


Bild 2.8 Verhältnis der zentrischen Zugfestigkeit zur Beton-Festigkeitsklasse gem. DIN 1045 (nach WEIGLER/KARL [W4])

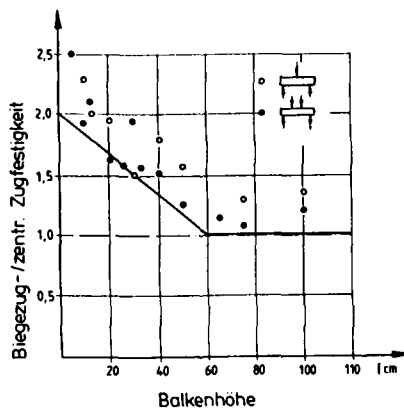


Bild 2.9 Verhältnis von Biegezug- /zentrischer Zugfestigkeit zur Balkenhöhe (entnommen aus Heft 260, DAfStb, Bild A44)

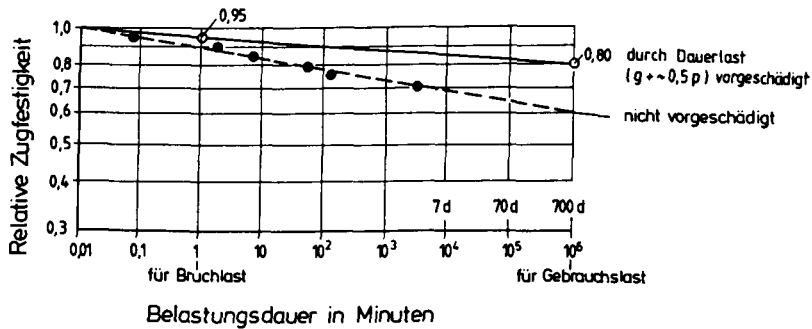


Bild 2.10 Verhältnis von relativer Zugfestigkeit zur Dauerlast (nach WEIGLER/KARL [W4], Bild 7.5-5)

Für Gebrauchszustand und Traglastzustand werden unterschiedliche Faktoren für Dauerbeanspruchung, Faktor  $a_3 = 0,80$ , und Kurzzeitbelastung, Faktor  $a_4 = 0,95$ , berücksichtigt.

#### Nachrißzugfestigkeit

- Für faserfreien Beton wird im allgemeinen, wie im Massivbau üblich, keine Nachrißzugfestigkeit berücksichtigt. Bei nichtlinearen FE-Berechnungen (z. B. mit ANSYS 5.0 A) kann der Ansatz einer Nachrißzugfestigkeit erforderlich werden, um gutes Konvergenzverhalten der Berechnungen zu ermöglichen. In ANSYS, Version 5.0 A, sind dafür beim angewendeten Element 65 für die  $\sigma/\varepsilon$ -Beziehung feste Vorgaben im Programm vorgesehen (s. Kap. 5, FE-Nachrechnungen der eigenen Bauteilversuche). Bei freier Wahl zur Berücksichtigung der  $\sigma/\varepsilon$ -Beziehung im Nachrißbereich kann auf eine Vielzahl von Publikationen aus den letzten Jahren Bezug genommen werden. In diesem Zusammenhang seien stellvertretend die Veröffentlichungen von MEYER [M1] und HILSDORF [H2] erwähnt.

Für Stahlfaserbeton sind mittlerweile einige Ansätze zur Berücksichtigung der Nachrißzugfestigkeit veröffentlicht. An dieser Stelle muß jedoch vermerkt werden, daß vielfach unter dem Oberbegriff „Stahlfaserbeton aus unterschiedlichen Stahlfaserbetonzusammensetzungen“ Beton mit gleichwertigen Festigkeitseigenschaften im Nachrißbereich verstanden wird. Dies ist eindeutig nicht der Fall. So kann bei gleicher Faserart (z.B. DRA-

MIX mit gekröpften Enden) eine Betonrezeptur mit  $40 \text{ kg/m}^3$  ( $= 0,5 \text{ Vol.-%}$ ) und einem Verhältnis  $L/d = 50/0,6 \text{ mm}$  eine wesentlich konstantere Nachrißzugfestigkeit haben (ohne größeren Festigkeitsabfall) als eine Betonrezeptur mit  $50 \text{ kg/m}^3$  und einem Verhältnis  $L/d = 60/0,8 \text{ mm}$  ( $L = \text{Faserlänge} / d = \text{Faserdurchmesser}$ ). Hier ist noch einiges zu klären, um für die Bauteilanzwendung Stahlfaserbetone mit den gewünschten Nachrißeigenschaften sofort an der Hand zu haben. Es wäre durchaus möglich, wie heute beim Normalbeton üblich, aus dem Betonsortenverzeichnis der Transportbetonwerke Beton zu bestellen. Es werden Betone angeboten, die bestimmte Festbetoneigenschaften (wie Druckfestigkeit, Luftporengehalt, Ausbreitmaß, Verarbeitbarkeit) mindestens zielsicher erreichen. Dies ist auch denkbar für Stahlfaserbetonrezepturen, die dann Mindestanforderungen an Nachrißzugfestigkeiten erfüllen; als notwendige Voraussetzung für Bauteilanzwendungen im Konstruktiven Ingenieurbau, bei denen die Nachrißzugfestigkeit in der Bemessung berücksichtigt werden soll.

Der Stahlfaserbeton für die Bauteilversuche (Kap. 4) wurde von HOCHTIEF bereitgestellt. Er zeigt an Proben aus dem Biegeversuch nach DIN 1048 ein sehr gutes Nachrißverhalten (s. [F1] u. [F2]).

Für die Arbeitslinie im Nachrißbereich wurde für Versuchsnachberechnungen vorerst folgende Vereinbarung getroffen: Ansatz einer rechnerischen Stahlfaserbeton-Zugfestigkeit bis zu einer Randdehnung ( $\epsilon = +10 \text{ ‰}$ ). Der zugehörige Wert  $f_{i3}$  wird nach einer von TEUTSCH vorgestellten Formel (Gl. 2.1) ermittelt (internes HOCHTIEF-Faserseminar 1993 in Frankfurt). Die Gleichung 2.1 wurde hier insoweit modifiziert, daß statt  $\beta_{wv}$  nach DIN 1045, jetzt  $f_c$ , die Prismenfestigkeit, berücksichtigt wird.

$$f_{i3} = k \cdot V_f \cdot (1 - k \cdot V_f) \cdot f_c^{2/3} \quad (\text{Gl. 2.1})$$

$$k = \chi \cdot L/d$$

$\chi = 0,4$  Drähte mit Endverankerung

$\chi = 0,275$  glatte Drähte

$f_c =$  Prismenfestigkeit

$V_f =$  Fasergehalt  $\uparrow \text{ ‰} \downarrow$

Et. S. 112, Heft 105  
muß hier  $V_F$  statt  
 $V_f$  stehen!

In einer späteren Veröffentlichung hat TEUTSCH in [T4] die  $\chi$ -Werte um ca. 75 % reduziert. Grundlage für die Ermittlung dieser Werte waren Untersuchungen an Proben aus Stahlfaserbeton, die Faseranteile von ca.  $30 \text{ kg/m}^3$  hatten (Einsatz für Industriefußböden). Die Fasern hatten auch andere  $L/d$  (ungünstigere) Verhältnisse als bei den hier ein-

gesetzten Stahlfasern für die Bauteilversuche (s. Bild 2.2). Für höhere Fasergehalte hat TEUTSCH die gewonnenen Ergebnisse in seinem veröffentlichten Diagramm extrapoliert. Die obere Anwendungsgrenze der Gl. 2.1 liegt bei einem Fasergehalt von 1,5 Vol.-%; danach fallen die berechneten  $f_{t,3}$ -Werte wieder ab!

Im Rahmen dieser Arbeit über die Anwendung von Stahlfaserbeton im Konstruktiven Ingenieurbau waren baustoffkundliche Grundlagenuntersuchungen nicht vorgesehen. Es wurde daher so vorgegangen, daß die angesetzten Formeln ihre Treffsicherheit beim Nachrechnen der eigenen Versuchsergebnisse unter Beweis stellen mußten. Es kann an dieser Stelle vorweggenommen werden, daß dies der Fall war.

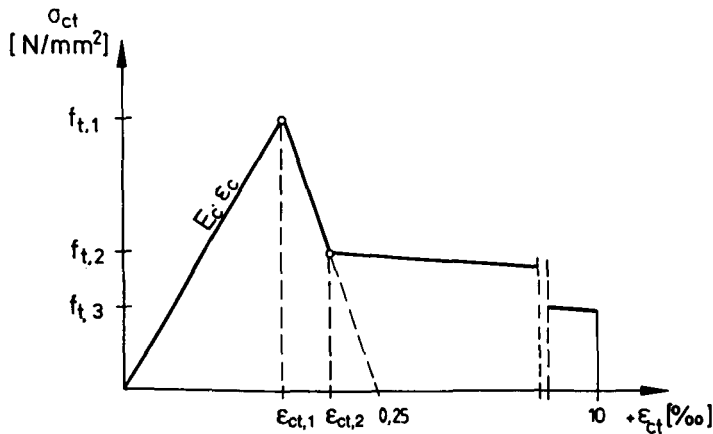
Die von DROESE, JONAS und dem Verfasser vorgeschlagenen Arbeitslinien wurden vorerst wie folgt festgelegt.

#### 2.2.2.1 Nachweis der Beschränkung von Rißbreiten infolge Biegung im Gebrauchszustand

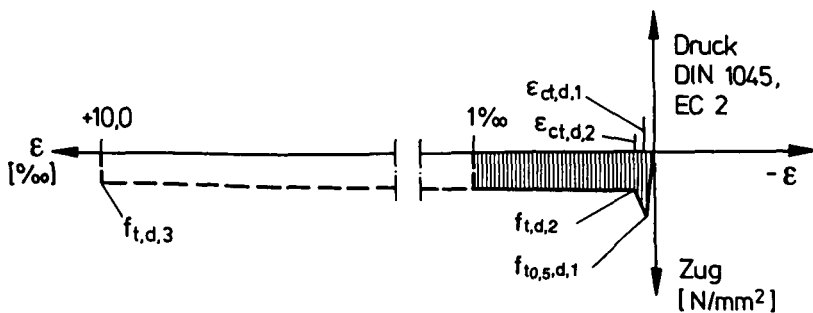
- Nachweis wird geführt für 1,35-fache Gebrauchslast
- Ermittlung der Randspannung aus  $\sigma = \pm M/W + N/A_c$  ( $N$  negativ als Druckkraft aus dem zentrischen Anteil der Vorspannung ansetzen.)
- Vergleich der Randspannung  $\sigma$  mit dem Wert  $f_{t,d,1}$ . Ist  $\sigma < f_{t,d,1}$  bleibt der Querschnitt rissfrei.
- $f_{t,d,1}$  ermittelt als zentrische Zugfestigkeit aus Bild 2.8, Faktor  $a1_{0,05}$  (5 % Fraktilwerte von  $\beta_x$  in Abhängigkeit der Beton-Festigkeitsklasse), für Bauteilhöhen  $< 60$  cm erhöht mit dem Faktor gem. Bild 2.9, Faktor  $a2$  (Verhältnis Biegezug/zentrische Zugfestigkeit), vermindert mit dem Faktor gem. Bild 2.10, Faktor  $a3 = 0,8$  (relative Zugfestigkeit), zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast.

$$f_{t,d,1} = a1_{0,05} \cdot a2 \cdot a3 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{Gl. 2.2})$$

- Ist  $\sigma > f_{t,d,1}$ , treten Risse auf. Dann erfolgt die Ermittlung des Dehnungszustandes unter Ansatz der Spannungsverteilung gem. Bild 2.11.



**Bild 2.11** Allgemeiner Ansatz zur Berechnung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung in der gerissenen Zugzone



**Bild 2.12** Spannungs-Dehnungs-Beziehung des gerissenen Stahlfaserbetons im Gebrauchszustand. Dehnungen > 1 ‰ treten üblicherweise nicht auf.

- $f_{t,0,5,d,1}$  ermittelt als zentrische Zugfestigkeit aus Bild 2.8, Faktor  $a_{10,5}$  (Mittelwerte), für Bauteilhöhen < 60 cm erhöht mit dem Faktor gem. Bild 2.9, Faktor  $a_2$ , vermindert mit dem Faktor gem. Bild 2.10, Faktor  $a_3 = 0,8$ , zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast.

$$f_{t_{0,3},d,1} = a1_{0,5} \cdot a2 \cdot a3 \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.3})$$

- Der Wert  $f_{t_{0,3},d,1}$  wird bei einer sich ergebenden Dehnung  $\varepsilon_{ct,d,1}$  bezogen auf den E-Modul angesetzt.

$$\varepsilon_{ct,d,1} = f_{t_{0,3},d,1} / E_c \quad [\%] \quad (\text{Gl.2.4})$$

- $f_{t,3}$  wird nach Gl. 2.1 ermittelt, vermindert mit dem Faktor gem. Bild 2.10, Faktor  $a3$ , zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast.

$$f_{t,d,3} = f_{t,3} \cdot a3 \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl.2.5})$$

- $f_{t,d,3}$  wird bei einer theoretischen Grenzdehnung im Gebrauchszustand von  $\varepsilon_{ct,d,3} = 10 \%$  angenommen. Sie liegt damit innerhalb des Nachweiskonzeptes des EC 2. Die Dehnungen im Gebrauchszustand liegen üblicherweise bei max.  $\varepsilon_{ct} < 1 \%$ .
- $f_{t,d,2}$  ist ein Rechenwert, der den abfallenden Ast nach Überschreiten des Spitzenwertes  $f_{t_{0,3},d,1}$  beschreibt. Da derzeit kein bestätigter Ansatz verfügbar ist, wird vorerst  $f_{t,d,2}$  nach Gl. 2.6 angesetzt.

$$f_{t,d,2} = 1,25 \cdot f_{t,d,3} \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.6})$$

- Der Wert  $f_{t,d,2}$  wird bei einer rechnerischen Dehnung  $\varepsilon_{ct,d,2}$  nach Bild 2.11 angesetzt, wobei dieser Dehnungswert mit den Gl. 2.7 und 2.8 ermittelt wird.

Der Hilfswert  $\varepsilon_{RA}$  wird zu  $0,25 \%$  angesetzt.

$$\varepsilon_{ct,d,2} = \varepsilon_{RA} - \varepsilon_R \quad [\%] \quad (\text{Gl. 2.7})$$

$$\varepsilon_R = (\varepsilon_{RA} - \varepsilon_{ct,d,1}) \cdot f_{t,d,2} / f_{t_{0,3},d,1} \quad [\%] \quad (\text{Gl. 2.8})$$

$\varepsilon_{ct,d,1}$  nach Gl. 2.4

- Für die Handrechnung kann die Arbeitslinie nach Bild 2.12 vereinfacht werden. Durch lineare Interpolation zwischen den Werten  $f_{t,d,2}$  (an der Stelle  $\varepsilon_{ct} \approx 0,2 \%$ ) und  $f_{t,d,3}$  (an der Stelle ca.  $\varepsilon_{ct} \approx 10 \%$ ) ergibt sich bei ca.  $\varepsilon_{ct} = 1 \%$  max. Dehnung im Gebrauchszustand der Wert  $f_{t,d,m}$  wie folgt:

$$f_{t,d,2} : f_{t,d,3} = 1,25 : 1$$

an der Stelle von ca.  $\varepsilon_{ct} = 1 \%$

$$f_{t,d,m} \approx \frac{1,25 \cdot 9}{9,8} \cdot f_{t,d,3}$$

$$f_{t,d,m} = 1,15 \cdot f_{t,d,3} \quad (\text{Gl. 2.9})$$

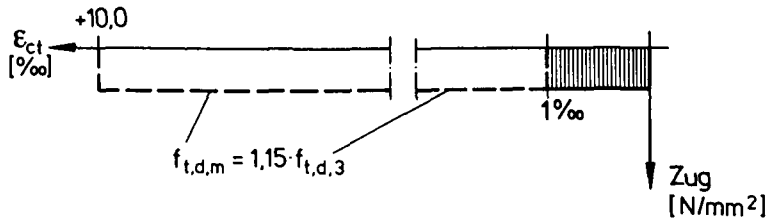


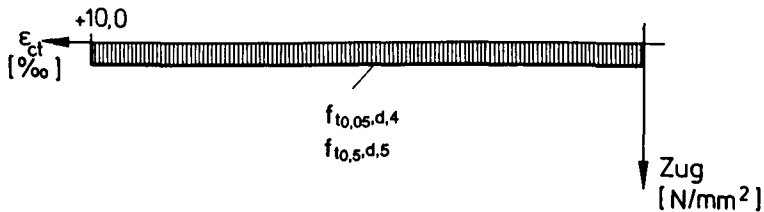
Bild 2.13 Vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Beziehung des gerissenen Stahlfaserbetons

### 2.2.2.2 Nachweis der Beschränkung von Rißbreiten infolge „Schub“ im Gebrauchszustand

- Der Nachweis wird für 1,35-fache Gebrauchslast geführt.
  - Die Ermittlung der Spannung in der Zugstrebe erfolgt an einem Fachwerkmodell mit  $45^\circ$  Druckstrebenneigung (s. Kap.6).
  - Vergleich dieser Spannung mit  $f_{t,s,m,d,A}$  ermittelt als 5 %-Fraktilwert aus Bild 2.8, Faktor  $a1$  vermindert mit dem Faktor  $a3 = 0,8$  gem. Bild 2.10, zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast.
- $$f_{t,s,m,d,A} = a1 \cdot a3 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 2.10})$$
- Ist die Spannung in der Zugstrecke geringer als  $f_{t,s,m,d,A}$ , entstehen keine Schubrisse.
  - Bei größerer Spannung erfolgt ein Nachweis der Zugstreben-Tragfähigkeit und Abschätzung der Rißbreiten aus den errechneten Dehnungen und Rißabständen.

- Nachweis der Zugstreben-Tragfähigkeit unter Ansatz von  $f_{t_{0,5,d,5}}$ , ermittelt als zentrische Zugfestigkeit aus Bild 2.8, Faktor  $a1$  (Mittelwert), vermindert mit dem Faktor gem. Bild 2.10, Faktor  $a3 = 0,8$ , zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast.

$$f_{t_{0,5,d,5}} = a1 \cdot a3 \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.11})$$



**Bild 2.14** Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahlfaserbetons für „Schub“ im Gebrauchszustand

Damit lassen sich alle erforderlichen eindimensionalen Arbeitslinien des Stahlfaserbetons für den Gebrauchszustand angeben.

### 2.2.2.3 Nachweis gegen Biegebruch

- Dehnung im Bereich der Zugzone  $\epsilon \leq 10 \text{ ‰}$ .
- $f_{t_{0,5,u,1}}$  ermittelt als zentrische Zugfestigkeit aus Bild 2.8, Faktor  $a1$  (Mittelwerte), für Bauteilhöhen  $< 60 \text{ cm}$  erhöht mit dem Faktor gem. Bild 2.9, Faktor  $a2$ , vermindert mit dem Faktor gem. Bild 2.10, Faktor  $a4 = 0,95$ , zur Berücksichtigung des Einflusses der Dauerlast als Kurzzeitbelastung.

$$f_{t_{0,5,u,1}} = a1 \cdot a2 \cdot a4 \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.12})$$

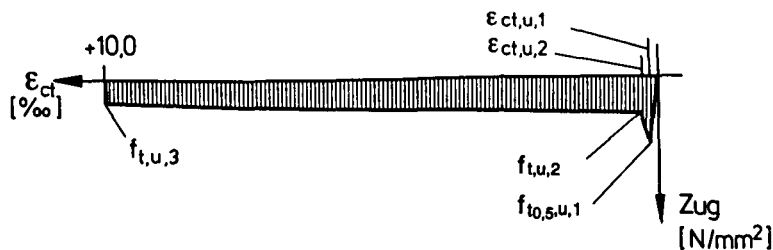


- Ermittlung der Werte  $f_{t,u,3}$  und  $f_{t,u,2}$  entsprechend den Gl. 2.5 und 2.6, jedoch unter Berücksichtigung des Faktors  $a^4 = 0,95$  anstatt  $a^3 = 0,8$  gem. Bild 2.10 zur Berücksichtigung der Dauerlast als Kurzzeitbelastung.

$$f_{t,u,3} = f_{i,3} \cdot a^4 \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.13})$$

$f_{i,3}$  nach Gleichung 2.1

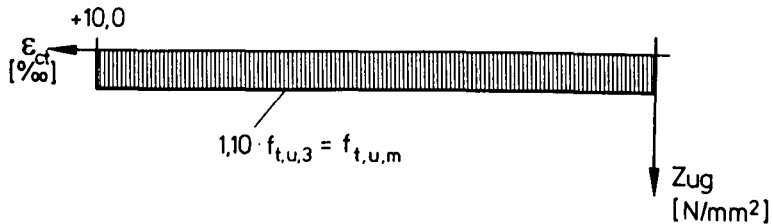
$$f_{t,u,2} = 1,25 \cdot f_{t,u,3} \quad [N/mm^2] \quad (\text{Gl. 2.14})$$



**Bild 2.15** *Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahlfaserbetons im Bruchzustand*

- für die Handrechnung kann die Arbeitslinie nach Bild 2.15 vereinfacht werden. Durch lineare Interpolation zwischen den Werten  $f_{t,u,2}$  (an der Stelle  $\epsilon_{ct} \approx 0,2 \text{ ‰}$ ) und  $f_{t,u,3}$  (an der Stelle  $\epsilon_{ct} = 10 \text{ ‰}$ ) ergibt sich ein Mittelwert  $f_{t,u,m}$  unter Berücksichtigung der geringen Verschiebung der Schwerpunktlage von  $Z_F$  ( $Z_F$  = resultierende Zugkraft aus der Spannungsverteilung des Stahlfaserbetons über den Querschnitt des Bauteils der Zugzone) zu

$$f_{t,u,m} \approx 1,1 \cdot f_{t,u,3} \quad (\text{Gl. 2.15})$$



*Bild 2.16 Vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Stahlfaserbetons im Bruchzustand*

#### 2.2.2.4 Nachweis gegen Schubbruch

- Ermittlung der Zugstrebenkraft an einem Fachwerkmodell mit ca.  $\approx 30^\circ$  Druckstrebenneigung (s. Kap. 6.)
- Nachweis der Zugstreben-Tragfähigkeit unter Ansatz von  $f_{t,u,4}$ , entsprechend Gl. 2.13

$$f_{t,u,4} = f_{t,3} \cdot a_4 \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 2.16})$$

$f_{t,3}$  nach Gleichung 2.1

Damit lassen sich alle erforderlichen eindimensionalen Arbeitslinien des Stahlfaserbetons für den Bruchzustand (Traglastzustand) angeben.

Bei den nachfolgenden Versuchsnachrechnungen haben diese Arbeitslinien eine sehr gute Übereinstimmung erbracht. Somit können sie für den hier verwendeten Stahlfaserbeton als verifiziert angesehen werden.

### 2.3 Schwinden, Kriechen, Relaxation

Stahlfaserbeton verhält sich mit den hier eingesetzten Stahlfasermengen vergleichbar einem Normalbeton gleicher Druckfestigkeit und Zusammensetzung. Dies haben Untersuchungen z.B. [S24] ergeben. Allenfalls verbessert sich das Schwindverhalten geringfügig, da die Fasern schon im Mikrorißbereich die weitere Rißbildung behindern.

Es kann daher für den Stahlfaserbeton mit den bekannten Ansätzen für Kriechen und Schwinden eines vergleichbaren Normalbetons verfahren werden. Das Verhalten der Spannglieder aus Monolitzen 0,6", St 1570/1770 ist in bezug auf Relaxation bekannt.

#### 2.4 Mehraxiale Stoffgesetze des Stahlfaserbetons (Bruchhypothesen)

Zu diesem Abschnitt sind in [H1] weitere Angaben gemacht.

Grundsätzlich können für die Anwendungen von Stahlfaserbeton die bekannten Zusammenhänge wie für Normalbeton im Druckbereich übernommen werden. Hierzu bieten sich die von KUPFER dargestellten Verläufe für den zweidimensionalen Spannungszustand durchaus an (s. Bilder 2.17 bis 2.19).

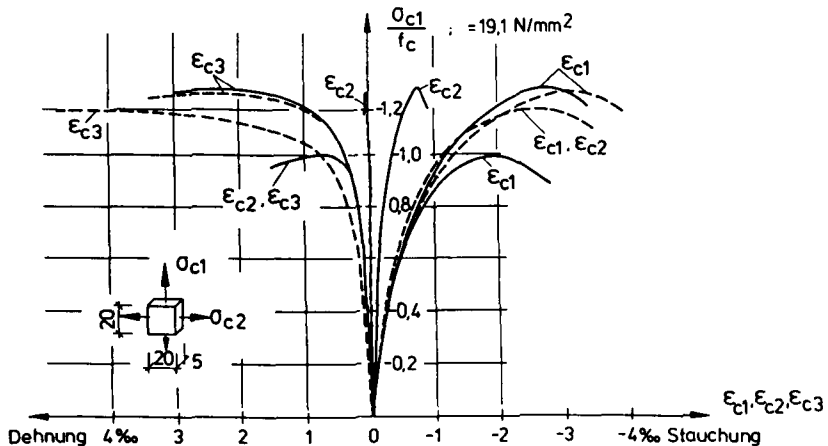


Bild 2.17 *Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton bei zweiachsigem Druck (nach Kupfer [K14])*

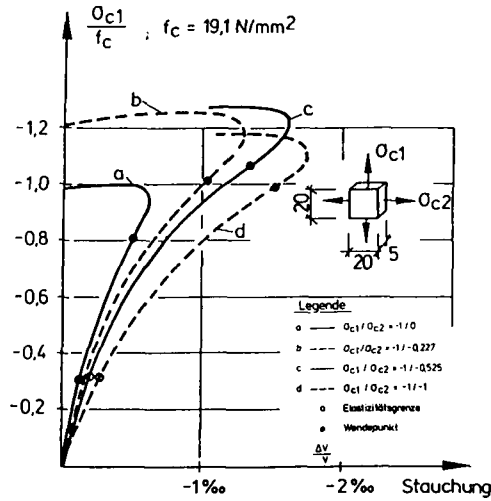


Bild 2.18 Volumenänderungskurven von Beton bei zweiaxialem Druck (nach Kupfer [K14])

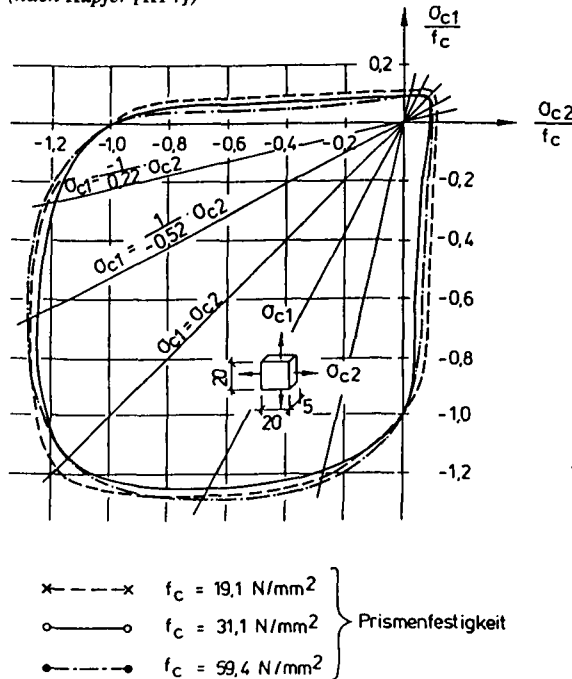


Bild 2.19 Biaxiale Festigkeiten von Beton (nach Kupfer [K14])

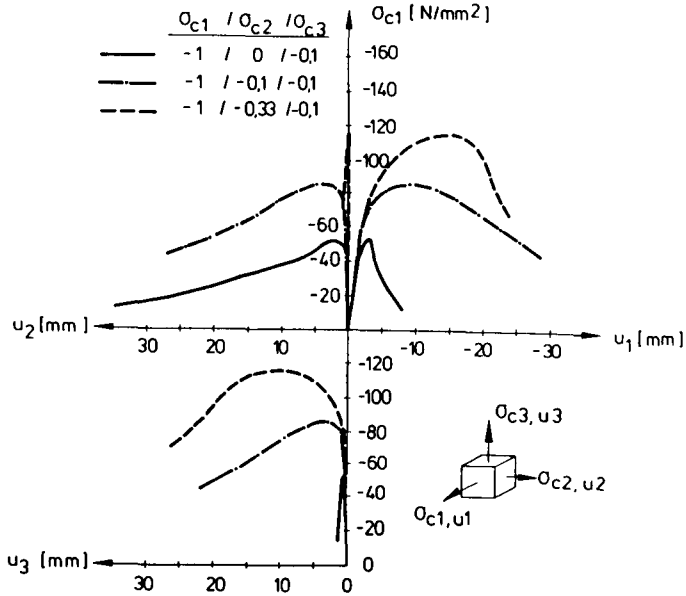


Bild 2.20 Spannungsverformungslinien für Beton bei triaxialer Druckbeanspruchung (nach VAN MIER [M10])

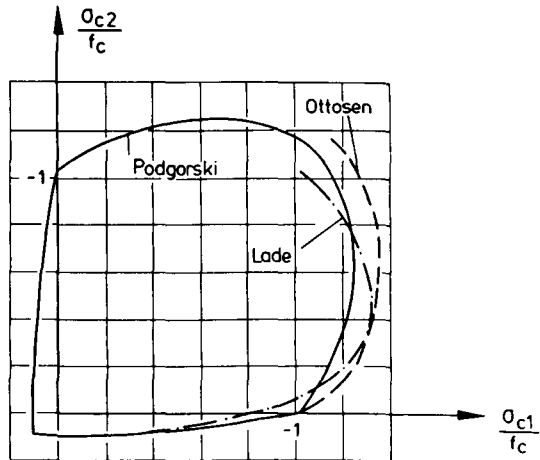
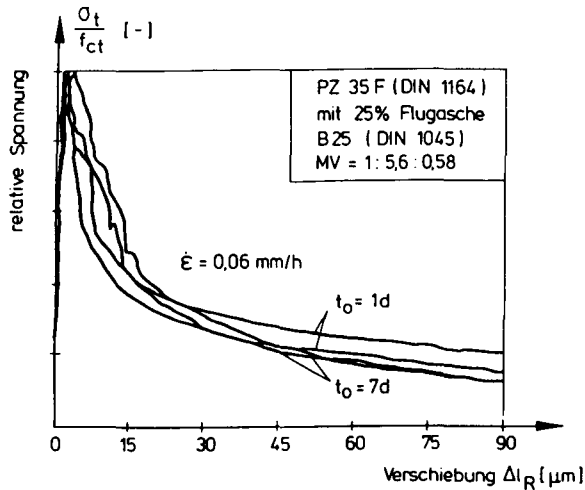


Bild 2.21 Bruchkriterien von OTTOSEN, LADE und PODGORSKI im Vergleich mit Versuchsergebnissen (Biaxialebene) [P4]



**Bild 2.22** *Vollständige Spannungs-Verformungs-Linie unter Zugbeanspruchung für verschiedene Betonalter  $t_0$  (nach LAUBE [L4])*

Die Berechnungen mit derartigen Spannungszuständen lassen sich bei komplexen Aufgabenstellungen nur durch Anwendung von FE-Programmen durchführen (s. Kap. 5). In den FE-Programmen, z.B. bei ANSYS 5.0A, ist die Anwendung bestimmter Bruchhypothesen vorgesehen.

Die mehraxialen Ansätze beziehen sich auf den eindimensionalen Zustand (s. Kap. 2.2) und vergrößern oder verringern deren Spannungswerte je nach Kombination der Hauptspannungszustände (Druck/Zug).

Für den Nachrißbereich in der Zugzone sind für Stahlfaserbeton in [H1] weitere Angaben enthalten.

### 3. Literatur - bisheriger Forschungsstand

#### 3.1 Einleitung

KORDINA/NÖLTING in [K2] und STIGLAT [S4] haben umfassend den Kenntnisstand über das Tragverhalten von Flachdecken bis Mitte der 80er Jahre dargelegt und Literaturzusammenstellungen veröffentlicht. Weiterhin ist das CEB-Bulletin Nr. 168 [C1] in diesem Zusammenhang zu nennen. Neue Arbeiten und Veröffentlichungen zu dieser Thematik gibt es nur wenige, z.B. GEORGOPOULOS [G1], WALRAVEN [W1] und BRAESTRUP [B10].

Die bisherigen Arbeiten beschreiben das Tragverhalten der punktförmig gestützten Platte als „ebenes Problem“ und behandeln gesondert das „Schubtragverhalten“ am Plattensegment. Die gewonnenen Ansätze wurden anhand von Versuchsergebnissen „geeicht“. Diese Vorgehensweise beschreibt jedoch das wirkliche mechanische Tragverhalten nur unvollkommen.

Über ohne Verbund vorgespannte punktförmig gestützte Platten gibt es nur wenige relevante Bauteiluntersuchungen. Als relevant bezeichnet der Verfasser die Versuchskörper mit bauteilähnlichen Abmessungen Plattendicke  $d \geq 15$  cm. Hier sind die Arbeiten und Berichte von PRALONG, BRÄNDLI, THÖRLIMANN [P2], RITZ [R4] und KORDINA/NÖLTING [K4] zu nennen. KORDINA gibt in [K1] Erläuterungen und Hintergrundbetrachtungen zum heute üblichen Bemessungsverfahren, insbesondere des EC 2. Die wichtigsten Passagen hieraus sind an dieser Stelle nochmals zusammengefaßt, da sie deutlich die mechanischen Schwächen und Unzulänglichkeiten der heute üblichen Bemessungspraxis aufzeigen:

- Der Tragsicherheitsnachweis gegenüber Durchstanzen von punktförmig gestützten Platten geht von der Schubtragfähigkeit nicht schubbewehrter Betonquerschnitte unter bezug auf einen sogenannten kritischen Umfang aus. Die Querkrafttragfähigkeit je Längeneinheit ist z.B. nach EC 2, Teil 1, Abschnitt 4.3.4.5, für nicht schubbewehrte, punktgestützte Stahlbetonplatten mit der Gl. (4.56) geregelt:

$$v_{Rd1} = v_{Rd} k (1,2 + 40 \zeta_e) d$$

KORDINA [K1] stellt fest, daß das physikalische Modell, das diesem Nachweis zugrunde gelegt wird, wirklichkeitsfern sei und befriedigende Ergebnisse nur durch Anpassung gegenüber den Versuchswerten gefunden werden können. Insbesondere seien für hohe

Betongütern relativ niedrige Werte  $\tau_{Rd}$  angegeben, wobei  $\tau_{Rd} = 0,09 f_{ck}^{1/3}$  berechnet wird. Dadurch ergeben sich wirklichkeitsfremde und unwirtschaftliche Bemessungsgrenzlaster  $v_{Rd}$ . Er schlägt eine angemessene Erhöhung um 20 % der  $\tau_{Rd}$ -Werte ausschließlich für den Tragsicherheitsnachweis gegenüber dem Durchstanzen vor. Die Grundlage dieser Erhöhung wurde durch eine statistische Auswertung von Versuchswerten aus [C1] und [B10] an Platten mit einer Dicke von mehr als 100 mm erfaßt. Bei geringeren Plattendicken seien die Versuchsergebnisse gegenüber bauüblichen Abmessungen im allgemeinen überhöht ( $f_{ct,fl} \geq 2,0 \cdot f_{ct,ax}$  des Betons).

KORDINA gibt zu bedenken, daß zur Berücksichtigung einer Schubbewehrung beim Nachweis gegenüber Durchstanzen nach EC 2, Teil 1, für schubbewehrte Platten in Flachdecken eine Mindesthöhe von 200 mm gefordert wird. Versuchswerte, die dieser Bedingung genügen, seien jedoch verhältnismäßig selten in der Literatur zu finden.

*„Die gefundenen brauchbaren Versuchsergebnisse ergaben nach statistischer Auswertung eine Überschätzung der traglaststeigernden Wirkung durch Bügel oder Schrägstäben gegenüber einer nicht schubbewehrten Platte bei Ansatz nach EC 2 Teil 1, Gl (4.58)  $\Sigma A_{sv} f_{yd} \sin \alpha/u$ .“ [K1]*

Dieser Term sollte deutlich ( $\leq 50\%$ ) bei Berechnungen nach Gl. (4.58) für  $v_{Rd3}$  reduziert werden.

Bauteilgerechte Versuchsergebnisse ergaben z.T. nur traglaststeigernde Wirkungen gegenüber nicht schubbewehrten Platten von  $\leq 20\%$ . Es ist also große Vorsicht geboten, um den Beitrag einer vorhandenen Schubbewehrung, insbesondere Bügel, bei der Traglastberechnung im Stützungsbereich punktförmig gestützter Platten zu großzügig zu berücksichtigen. Dies läßt sich durch ingenieurmäßige Anschauung des Tragverhaltens im Stützungsbereich erklären: Im Traglastzustand Durchstanzversagen will sich der Durchstanzkegel von der umliegenden Platte vertikal ablösen. Erst zu diesem Zeitpunkt entstehen größere vertikale Verschiebungen, die die vertikale Schubbewehrung richtig aktivieren. Der eigentliche Tragmechanismus, Biegung mit Normalkraft und „Querkraft“, ist zu diesem Zeitpunkt bereits weitgehend zerstört.

Zur Berücksichtigung der Vorspannung, zumeist Vorspannung ohne Verbund, merkt KORDINA an:

*„Die Wirkung der Vorspannung besteht bei Flachdecken im wesentlichen in einer deutlichen Verminderung der Krümmung der Flachdecke im Bereich der Stützpunkte und verminderten Druckzoneneinschnürung; das führt zu einer erhöhten Biegesteifigkeit. Es stellen sich flachere Druckstrebenneigungen infolge der zusätzlichen*



*waagerechten Druckkräfte aus Vorspannung ein. Demgegenüber wird die Biegedruckzone erhöht beansprucht. Die beiden letztgenannten Einflüsse dürften jedoch von untergeordneter Bedeutung sein.“ [K1]*

KORDINA faßt zusammen, daß die Berücksichtigung der Vorspannung in vielen Bemessungsvorschriften über einen gedanklich erhöhten, aus Versuchsnachrechnungen zu bestimmenden Bewehrungsprozentsatz der Betonstahlbewehrung erfolge. Im EC 2 werde dies dadurch zum Ausdruck gebracht, daß die Betonstahlbewehrung um die Größe  $\sigma_{cpo}/f_{yd}$  vergrößert wird (vgl. 4.3.4.5.1 (2)). Diese Vorgehensweise befriedige nicht, da in Gl. (4.56) der den Bewehrungsgehalt enthaltende Ausdruck als Vergrößerungsfaktor zu  $\tau_{Rd}$  hinzutritt. Damit wird aber der Einfluß der Vorspannung auch abhängig von der Betongüte, was nicht überzeugend sei. Im Grundsatz wirklichkeitsnäher wäre es, den günstigen Einfluß der Vorspannung ähnlich wie in Gl. (4.18) getrennt von den mit der Betongüte verknüpften Gliedern einzuführen. KORDINA schlägt ein Ergänzungsglied in Gl. (4.56) mit

$$\Delta v_{Rd} = 0,10 \sigma_{cpo} \cdot d$$

vor. Die Ergebnisse einer Lösung nach EC 2, Teil 1, führen zwar zu ähnlichen Resultaten, sind aber weit weniger differenziert und zeigen für Platten mit hoher Vorspannung, aber ohne Betonstahlbewehrung, eine wenig überzeugend geringe Traglaststeigerung.

Nach dem Vorschlag von KORDINA ist der Vorfaktor von 0,10 zur Berücksichtigung der Vorspannung kleiner als in Gl. (4.18), wo er 0,15 beträgt. Der Grund ist einerseits die von ihm durchgeführte Auswertung von Versuchsergebnissen, andererseits aber auch die Überlegung, daß der Spannungszustand in der kritischen Fläche bei Flachdecken nicht unbedingt rotationssymmetrisch sein muß.

### 3.2 Forschungsstand

In den folgenden Unterabschnitten werden einige wesentliche Arbeiten zum Durchstanzverhalten von punktförmig gestützten Platten mit ihren wesentlichen Modellergebnissen beschrieben. Sie geben in der Regel nur Teile des eigentlichen räumlichen Tragmechanismus wieder. Dieser wird dann vom Verfasser in Kap. 6 mit der Analyse der einzelnen Tragmechanismen unter Berücksichtigung von Konstruktionsprinzipien für vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton dargestellt.

Kapitel 3.2.1 bis 3.2.10 stützen sich weitgehend auf [D1].

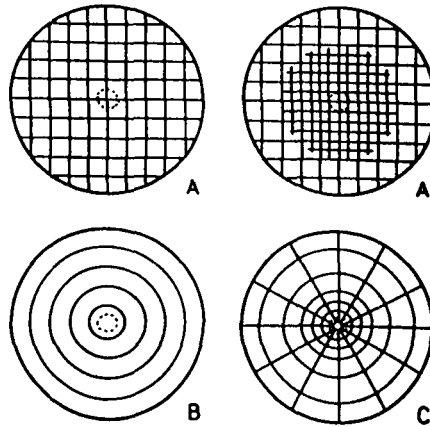
### 3.2.1 KINNUNEN/ NYLANDER (1960)

Die Theorie von KINNUNEN/NYLANDER [K3] stellt nach Meinung des Verfassers das zur Zeit genaueste Verfahren zur Tragfähigkeitsberechnung von Kreisplatten beliebiger Geometrie und Art der konventionellen Bewehrungsführung dar. Dies gilt im besonderen Maße für die Traglastabschätzung von Versuchskörpern. Aus diesem Grund soll ihrer Theorie an dieser Stelle etwas mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden. Dieser Abschnitt dient dem besseren Verständnis der deutschen Übersetzung von SCHAEIDT, LADNER, RÖSLI [S1]. Durch die detaillierte Herleitung erkennt man sehr leicht die Annahmen und Voraussetzungen, auf denen dieses Modell beruht. Somit lassen sich die Grenzen des Tragmodells besser nachvollziehen.

#### **Beobachtungen an den Versuchskörpern**

Die Theorie stützt sich auf Untersuchungen, die an Kreisplatten durchgeführt wurden. Es wurden am Umfang gelagerte Kreisplatten über kreisrunde Stützen im Mittelpunkt der Platte bis zum Bruch belastet. Verändert wurden der Stützendurchmesser, der Bewehrungsprozentatz und die Form der Bewehrung, die als Zweibahnenbewehrung (A), als Zweibahnenbewehrung mit verstärktem Innenbereich (A), als Ringbewehrung (B) und als Trajektorienbewehrung (C) ausgebildet war (Bild 3.5).

Die Platten mit Ringbewehrung wurden am eingehendsten untersucht, da hier der rotationssymmetrische Beanspruchungszustand weitgehend störungsfrei geprüft werden konnte.



**Bild 3.1** Darstellung der unterschiedlichen Bewehrungsarten der untersuchten Kreisplatten

Die Festigkeit des Betons und des Stahls sowie die Nutzhöhe und der Plattendurchmesser wurden möglichst konstant gehalten.

Als wichtigste Ergebnisse der Versuche sind folgende Beobachtungen zu werten:

1. Bei einer Last von ca 50 bis 70 % der Bruchlast tritt an der Plattenoberseite ein kreisförmiger Riß auf ([K3], Tafel 3), der sich bei steigender Belastung öffnet und später den durch die Platte gedruckten Kegelstumpf begrenzt. Dieser Riß wird „Schubriß“ genannt.
2. In dem Plattenteil außerhalb des Stanzrisses treten vorwiegend Risse in radialer Richtung auf ([K3], Bild 9).
3. Die radiale Biegelinie in dem Plattenteil außerhalb des Schubrisses verläuft nahezu geradlinig ([K3], Bild 13). Die äußeren Plattenteile drehen sich also bei der Belastung um eine Linie, die etwa in der Höhe der Wurzel des Schubrisses liegt (Schubrotation).
4. Die Stahldehnungen sind in etwa umgekehrt proportional dem Abstand vom Plattenmittelpunkt und haben ihren Größtwert am Schubriß ([K3], Bild 16).
5. Die Betondehnungen in tangentialer Richtung verlaufen ebenfalls etwa umgekehrt proportional dem Abstand vom Plattenmittelpunkt und haben ihren Größtwert am Stützenrand ([K3], Bild 18).
6. Am Stützenrand sind die negativen Betondehnungen in radialer Richtung dem Betrage nach kleiner als die in tangentialer Richtung. Bei Zweibahnbewehrung sind sie etwa halb so gro ([K3], Bild 17a), bei Ringbewehrung treten teilweise sogar positive Dehnungen infolge Querdehnungen auf ([K3], Bild 17b).

### Modell zur Erklärung des Tragverhaltens

Anhand von Beobachtungen bei ihren Versuchen an rotationssymmetrischen Deckenausschnitten entwickelten KINNUNEN/NYLANDER ein Tragmodell (Bild 3.2) und unter Verwendung ergänzender Annahmen eine Theorie zur Traglastermittlung [K3].

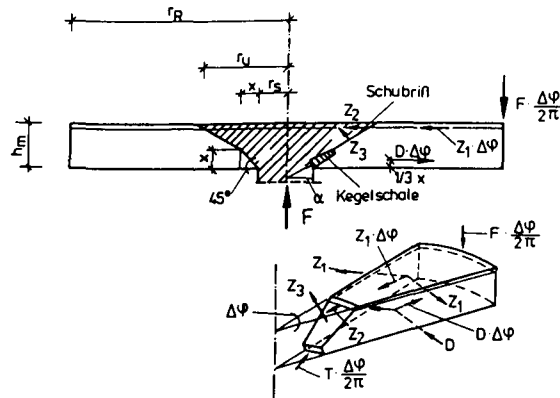


Bild 3.2 Tragmodell von KINNUNEN/NYLANDER [K3]

Ihre Theorie basiert auf dem aus folgenden Elementen zusammengesetzten Tragmodell:

#### Starrer Kegelstumpf (Durchstanzkegel)

Dieser ist durch den schrägen Stanzriß gebildet und stellt eine Fortsetzung der Stütze dar.

#### Sektorelement

Der ringförmige Plattenteil außerhalb des Stanzrisses wird durch radiale Biegerisse und durch den Rand der Versuchsplatten, der dem Momentennullkreis entspricht, in sogenannte Sektorelemente gegliedert, zwischen denen tangentiale Biegemomente abgetragen werden. Anhand der Durchbiegungsmessungen der Sektorelemente entlang eines Radius kann man erkennen, daß die gemessenen Durchbiegungen sich geradlinig verbinden lassen. Die Sektorelemente verhalten sich in radialer Richtung nahezu wie starre Körper.

### Kegelstumpfschale

Als Verbindungsstück zwischen den Sektorenelementen und dem Durchstanzkegel wird eine Kegelstumpfschale veränderlicher Wanddicke angenommen, die in Richtung ihrer Mantellinie schiefe Betondruckkräfte überträgt und an die Stütze weitergibt.

### Radial zugbeanspruchte Verbindungselemente

Die Biegezugbewehrung (Kraft  $Z_1$  bzw. Kraft  $Z_2$ ) und falls vorhanden die Schubbewehrung ( $Z_3$ ), die den Stanziß kreuzt, übertragen radiale Zugfeldkräfte zwischen Durchstanzkegel und Sektorenelementen.

### Tangentiale Verbindungselemente

Die Verbindung der Sektorenelemente untereinander wird gewährleistet durch

- die tangentielle Betondruckkraft  $D$
- die tangentialen Zugfeldkräfte der Biegebewehrung (Kraft  $Z_1$ ).

### Geometrische Beziehungen und Gleichgewichtsbedingungen

Es wird festgestellt, daß die Wurzel des Schubrisses und damit die obere Ecke der Kegelschale auf einer Linie liegt, die vom Stützenrand ausgeht und eine Neigung von  $45^\circ$  hat.

Eine weitere Annahme betrifft den Spannungszustand in der Kegelschale. Die Dicke der Kegelschale soll sich so ändern, daß die Spannungen in der Kegelschale  $\sigma$ , am Stützenrand und an der Wurzel des Schubrisses gleich sind. Das führt auf die Beziehung:

$$\frac{z_2}{z_1} = 1 + \frac{x}{r_s} \quad (\text{Gl. 3.2.1})$$

Nach Bild 3.2 ist:

$$z_1 + z_2 + x \tan \alpha - x = 0 \quad (\text{Gl. 3.2.2})$$

Unter Berücksichtigung von:

$$c_1 = z_1 \cos \alpha \quad (\text{Gl. 3.2.3})$$

folgt aus den Gleichungen (Gl. 3.2.1), (Gl. 3.2.2) und der Kräftegleichgewichtsbedingung  $\sum V = 0$

$$F = 2\pi \frac{r_i x}{h} \frac{1 + \frac{x}{r_i}}{1 + \frac{x}{2r_i}} \sigma_k \sin \alpha \cos \alpha (1 - \tan \alpha) h^2 \quad (\text{Gl. 3.2.4})$$

Die in dieser Gleichung auftretende Funktion

$$f(\alpha) := \sin \alpha \cos \alpha (1 - \tan \alpha) \quad (\text{Gl. 3.2.5})$$

hat für  $\alpha_e = 22,5^\circ$  den Extremwert  $f(\alpha_e) = 0,207$ .

Von den sechs Gleichgewichtsbedingungen im Raum sind drei in der Rotationssymmetrie enthalten, und eine wurde bereits benutzt. Das Momentengleichgewicht um den Schnittpunkt des äußeren Plattenrandes mit der Ebene der Bewehrung liefert:

$$2\pi \frac{D}{F} = K_y - \cos \alpha, \quad (\text{Gl. 3.2.6})$$

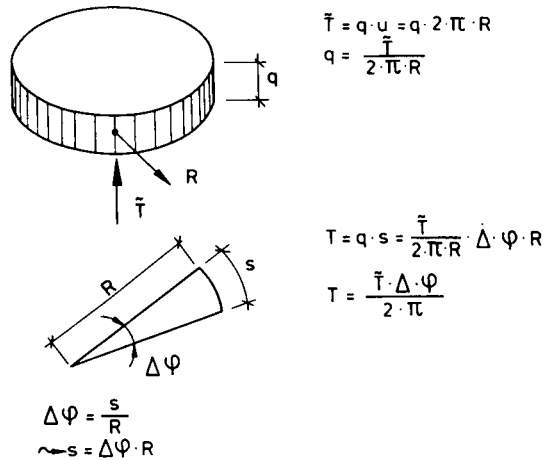
wobei die Abkürzung  $K_y$  bedeutet:

$$K_y = \frac{r_R - r_i}{h - \frac{x}{3}} \quad (\text{Gl. 3.2.7})$$

bis

$$Z_1 \Delta \varphi + Z_2 = F \frac{\Delta \varphi}{2\pi} K_y \quad (\text{Gl. 3.2.8})$$

Dabei stellt  $\frac{T \Delta \varphi}{2\pi}$  den Anteil der Gesamtkraft  $T$  im Sektorelement dar (siehe Bild 3.3).



**Bild 3.3** Darstellung bzw. Herleitung der anteiligen Kraft je Sektorelement

Bei vorhandener Schubbewehrung wäre es selbstverständlich, beim Anschreiben der Gleichgewichtsbedingungen noch die resultierende  $Z_3$  zu berücksichtigen.

#### Beziehungen aus der Verformung des äußeren Plattenteils

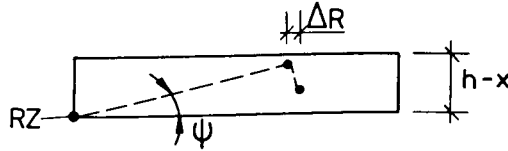
Zur Ermittlung der Größen  $Z_1$ ,  $Z_2$  und  $D$  werden die Verformungen betrachtet. Eine Verdrehung  $\psi$  um das Rotationszentrum bewirkt Stahldehnungen der Größe

$$\varepsilon_s = \frac{h}{r} \psi \left(1 - \frac{x}{h}\right) \quad (\text{Gl. 3.2.9})$$

(s. Bild 3.4)

Entsprechend haben die Betondehnungen die Größe:

$$\varepsilon_{bt} = \psi \frac{x}{r} \quad (\text{Gl. 3.2.10})$$



$$\Delta R = (h-x) \cdot \psi$$

$$\epsilon_s = \frac{\Delta R}{R} = \frac{(h-x)}{R} \cdot \psi = \frac{h}{R} \left(1 - \frac{x}{h}\right) \cdot \psi$$

Bild 3.4 Darstellung zur Bestimmung von  $\epsilon_s$

#### Bestimmung der Zugkräfte im Stahl

Zunächst werden die Kräfte und Verformungen des Stahls betrachtet. Das Hooke'sche Gesetz und die Gleichung (Gl. 3.2.9) liefern die Beziehung zwischen der Spannung des Stahls in Umfangrichtung und der Verdrehung  $\psi$  des äußeren Plattenteils:

$$\sigma_s = E_s \frac{h}{r} \psi \left(1 - \frac{x}{h}\right) \quad (\text{Gl. 3.2.11})$$

Bei großen Verformungen  $\psi$  erreicht die Stahlspannung in einem inneren Bereich der Platte die Streckgrenze. Die Grenze dieses Bereichs  $r = r_F$  errechnet sich aus der Gleichung:

$$\frac{r_F}{h} = \frac{E_s}{\beta_s} \psi \left(1 - \frac{x}{h}\right) \quad (\text{Gl. 3.2.12})$$

Die Integration über die Stahlspannungen vom Schubriß bis zum Plattenrand liefert die Zugkraft in Ringrichtung für:

**Fall A)**  $r_F \leq r_u$

$$Z_1 = \mu \beta_s h^2 \frac{r_F}{h} \ln \frac{r_R}{r_F} \quad (\text{Gl. 3.2.13})$$



**Fall B)**  $r_F > r_u$

$$Z_1 = \mu \beta_s h^2 \left[ \left( \frac{r_F}{h} - \frac{r_u}{h} \right) + \frac{r_F}{h} \ln \frac{r_R}{r_F} \right] \quad (\text{Gl. 3.2.14})$$

Diese Betrachtungsweise gilt streng nur für Ringbewehrung (B) und Trajektorienbewehrung (C). Für die Berechnung der Resultierenden  $Z_I$  bei Zweibahnbewehrung wird angenommen, daß sie einer Ringbewehrung mit gleichen Stababständen gleichwertig ist.

Bei ungleichen Stababständen lassen sich natürlich keine geschlossenen Lösungen der Integrale angeben. Die Anteile der einzelnen Stäbe sind dann zur Resultierenden  $Z_I$  aufzusummieren.

Zur Ermittlung der Größe von  $Z_2$  wird bei Zweibahnbewehrung (A) angenommen, daß am Schubriß die Stahldehnung in tangentialer Richtung und in radialer Richtung gleich verteilt sind. Da die Kraft  $Z_2$  rotationssymmetrisch verteilt ist, herrscht innerhalb des Schubrisses ein rotationssymmetrischer Spannungszustand mit  $\sigma_R = \sigma_T$ . Es kann deshalb geschrieben werden für:

**Fall A)**  $r_F < r_u$

$$Z_2 = \mu \beta_s h^2 \frac{r_F}{h} \Delta\varphi \quad (\text{Gl. 3.2.15})$$

**Fall B)**  $r_F \geq r_u$

$$Z_2 = \mu \beta_s h^2 \frac{r_u}{h} \Delta\varphi \quad (\text{Gl. 3.2.16})$$

Ist wie bei der untersuchten Trajektorienbewehrung (C) der Bewehrungsprozentatz  $\mu$  für jeden Umfangsschnitt ( $r = \text{konst.}$ ) verschieden, die Gesamtheit des Stahls  $A_w$  für jeden Umfangsschnitt aber gleich, so wird

für:

**Fall A)**  $r_F < r_u$  aus der Gleichung (Gl. 3.2.15)

$$Z_2 = \beta_s A_w \frac{r_F}{r_u} \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \quad (\text{Gl. 3.2.17})$$

**Fall B)**  $r_F \geq r_u$  aus der Gleichung (3.2.16)

$$Z_2 = \beta_s A_w \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \quad (\text{Gl. 3.2.18})$$

### Bestimmung der Betondruckkraft

Wie für Stahl wird auch für den Beton ein linearer Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen angesetzt.

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt} E_b \quad (\text{Gl. 3.2.19})$$

Zur Ermittlung der Größe des Elastizitätsmoduls wird in [K3] die empirisch ermittelte Beziehung angegeben mit:

$$E_b = 10^5 \left( 0,35 + 0,3 \frac{\beta_w^{(15)}}{150} \right) \left[ \text{kp/cm}^2 \right] \quad (\text{Gl. 3.2.20})$$

Eine Umrechnung in die heutige SCI-Einheiten ergibt nach Heft 357 [S3]

$$E_b = 470 (17,5 + \beta_w) \left[ \text{N/mm}^2 \right] \quad (\text{Gl. 3.2.21})$$

Für die resultierende Druckkraft  $D$  erhält man durch Integration der Betonspannungen über die Höhe 0 bis  $X$  und über den Radius von  $r = r_s + x$  bis  $r = r_R$  den Wert:

$$D = E_b = \frac{I}{2} h^2 \left( \frac{x}{h} \right)^2 \psi \ln \frac{r_R}{r_s + x} \quad (\text{Gl. 3.2.22})$$

### Abstand des Schubrisses vom Plattenmittelpunkt

Der Radius  $r_u$ , bei dem der Schubriß die Bewehrung schneidet, wird für die Platten mit Ringbewehrung (B) aus der Bedingung bestimmt, daß für ein Element  $r_u \Delta \varphi dr dh$  die radiale Komponente der Bewehrung mit den Schubspannungen des Betons im Gleichgewicht stehen muß (siehe Bild 3.5).

Das führt auf die Gleichung:

$$\tau r_u \Delta \varphi dr = \sigma_s \mu dr h \Delta \varphi \quad (\text{Gl. 3.2.23})$$

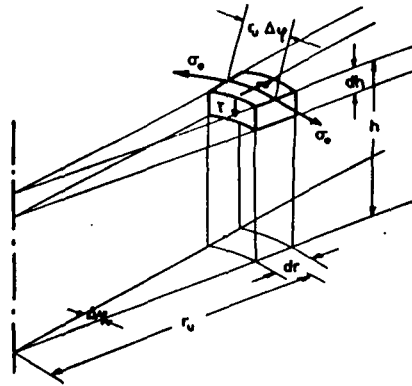


Bild 3.5 Darstellung des differentiellen Elements

Am betrachteten Element tritt in einer Radialebene nur die Schubspannung  $\tau$  auf, die also gleich der Hauptzugspannung ist. Da am Reiß die Betonzugfestigkeit gerade überschritten wird, kann man schreiben:

$$\frac{r_u}{h} = \frac{\mu \sigma_z}{\beta_{bz}} \quad (\text{Gl. 3.2.24})$$

Nach Einarbeiten der Beziehung für die Zugfestigkeit des Betons, die ebenfalls aus den Versuchsergebnissen beruht,

$$\beta_{bz} = 7,5 + \frac{\beta_{W(15)}}{20} \quad [\text{kp/cm}^2] \quad (\text{Gl. 3.2.25})$$

erhält man für:

**Fall A)**  $r_F < r_u$

$$\frac{r_u}{h} = \frac{\mu \sigma_z}{7,5 + \frac{\beta_{W(15)}}{20}} \quad (\text{Gl. 3.2.26})$$

**Fall B)**  $r_F \geq r_u$   $\sigma_z$  ist durch  $\beta_s$  zu ersetzen

In Gleichung (3.2.26) ist bereits die Tatsache ausgedrückt, daß ein Zusammenhang zwischen der Bewehrung und der Bildung des Schrägrisses besteht. Der Radius  $r$  ist danach abhängig vom Bewehrungsgrad  $\mu$  und der Stahlspannung  $\sigma_s$  im Verhältnis zur Betonzugfestigkeit  $\beta_{bz}$ .

Durch entsprechende Überlegungen erhält man für Trajektorienbewehrung (C) die Formel:

$$\tau = \mu_{r=r_s} \sigma_s \frac{h}{r_u} + \frac{A_w}{2\pi r_u^2} \sigma_s \quad (\text{Gl. 3.2.27})$$

wobei  $\mu_{r=r_s}$  den Bewehrungsprozentsatz an der Stelle  $r = r_u$  bedeutet.

Für Zweibahnbewehrung bestimmt man die Größe  $r_u$  zweckmäßiger Weise direkt aus den Versuchsergebnissen nach der empirischen Formel aus [K3].

$$\frac{r_u}{h} = \frac{r_s}{h} + 1,8 \quad (\text{Gl. 3.2.28})$$

### Spannung in der Kegelschale

In den bisher angegebenen Formeln treten bis auf die Last  $F$  die neun unbekanntenen Größen

$x$	$\alpha$	$\sigma_k$
$\Psi$	$r_f$	$r_u$
$Z_1$	$Z_2$	$D$

auf. Sie sind durch die acht Gleichungen (hier exemplarisch für den Fall A aufgezählt)

$$(3.2.4) \quad (3.2.6) \quad (3.2.8)$$

$$(3.2.12) \quad (3.2.14) \quad (3.2.16)$$

$$(3.2.22) \quad (3.2.26)$$

miteinander verbunden. Für einen eindeutigen Zusammenhang fehlt also noch eine Gleichung.

Es wird angenommen, daß die Spannung  $\sigma_k$  der Kegelschale proportional zu der Betonspannung in Umfangsrichtung an der Stelle  $r = r_s + x$  ist. Der Proportionalitätsfaktor

wird mit 2,35 angegeben, einer Zahl, die für die Bruchlasten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefert. Damit lautet die fehlende Gleichung:

$$\sigma_k = 2,35\sigma_{bt} \quad (\text{Gl. 3.2.29})$$

### Bruchkriterium und Berechnung der Bruchlast

Der Bruch kann eintreten durch:

1. Verankerungsbruch der Bewehrung
2. Erreichen der Streckgrenze der gesamten Bewehrung
3. Versagen des Betons der Kegelschale zwischen Schubriß und der Stütze in radialer Richtung
4. Überschreiten der Druckfestigkeit des Betons an der Stelle  $r = r_s + x$  in tangentialer Richtung

Das Versagen der Verankerung der Bewehrung soll hier ausgeschlossen werden. Auch wird das Erreichen der Streckgrenze in der gesamten Bewehrung nicht weiter verfolgt. Für diesen Fall kann die Bruchlast nach der Bruchlinientheorie bestimmt werden.

Im 3. Fall wird der Bruch als Versagen der Kegelschale auf Druck in einem mechanischen Modell beschrieben. Dieser Bruch tritt ein, wenn die Betondehnungen in tangentialer Richtung an der Stelle  $r = r_s + x$  einen so großen Wert haben, daß der innere Zusammenhang beeinträchtigt wird. Auch wenn dieser Bruch den Charakter eines Trennbruchs in Richtung der Hauptzugspannung hat, bedeutet dies, daß der Zusammenhang rechtwinklig zur Fläche der Kegelschale nicht mehr gewahrt ist.

Für das Überschreiten der Druckfestigkeit des Betons im 4. Fall kann ebenfalls die Betondehnung als charakteristisch angesehen werden.

Als Bruchkriterium wird deshalb formuliert:

Der Bruch tritt ein, wenn die Betondehnung in Umfangsrichtung an der Plattenunterseite einen charakteristischen Wert erreicht.

Wegen der Spannungskonzentration bei kleinen Stützendurchmessern wird angenommen, daß die kritische Betondehnung vom Verhältnis  $r_s/h$  abhängig ist. Es werden für die

kritische Stauchung folgende Werte angegeben, die eine gute Übereinstimmung mit den Bruchlasten liefern:

**Fall A)**  $0 < r, h \leq 1$

$$\epsilon_{br} = \left(1 - 0,44 \frac{r}{h}\right) 3,5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Gl. 3.2.30})$$

**Fall B)**  $1 \leq r, h$

$$\epsilon_{br} = 1,9 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Gl. 3.2.31})$$

Zur Berechnung der Bruchlast bei gegebenen Abmessungen ist es zweckmäßig, den Wert  $x/h$  zu schätzen und aus Gleichung (3.2.4) eine erste Last  $F_1$  zu berechnen, wobei  $\sigma_k$  aus den Gleichungen (3.2.19), (3.2.29) und (3.2.30) bzw. (3.2.31) ermittelt wird. SCHAEIDT/LADNER/RÖSLI [S1] empfehlen  $x/h = 0,3$  zu setzen und geben dafür aufbereitet Tabellenwerke bzw. Bemessungshilfen an, ähnlich auch SCHAEFERS im Heft 357 [S3]. Die übrigen Gleichungen liefern einen zweiten Wert  $F_2$ . Die tatsächliche Bruchlast muß alle Gleichungen erfüllen. Die beiden errechneten Werte  $F$  müssen also gleich sein für  $F_1 = F_2 = F_w$ , was durch eine schrittweise Näherung erfüllt wird. Dieser Iterationsprozeß wird durch die Anwendung der Tabellen in [S1] erheblich erleichtert.

Die zulässige Durchstanzkraft ergibt sich unter Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes  $\delta = 2,5$  zu:

$$\text{zul } F = \frac{F_w}{2,5} \quad (\text{Gl. 3.2.32})$$

### Kritik an der Theorie

Die oben angegebene Theorie von KINNUNEN/NYLANDER erfordert einige kritische Bemerkungen.

Bei dem verwendeten mechanischen Modell müßten am Stützenrand große negative Betondehnungen in radialer Richtung auftreten. Im Versuch wurden nur geringe negative Dehnungen oder gar positive Dehnungen beobachtet. Es ist unbefriedigend, daß dieser Widerspruch übergangen wurde.

Bei der Wahl der Abmessungen der „Kegelschale“ ist die Forderung völlig willkürlich, daß die Spannungen in der Kegelschale konstant sind. Es ist durchaus wahrscheinlich, daß ein Teil der Kräfte über „Schubspannungen“ bzw. Hauptzugspannungen bereits entlang der Mantelfläche übertragen wird.

Die bei der Berechnung von  $Z_2$  getroffene Annahme, daß im Schubriß die Stahldehnungen in radialer und tangentialer Richtung gleich sind, wird nicht begründet.

Durch den von der Druckfestigkeit abhängigen Wert des Elastizitätsmoduls wird die Theorie linearisiert. Das bedeutet, daß alle Spannungen und Kräfte dem Neigungswinkel  $\varphi$  proportional sind, was eine verhältnismäßig grobe Näherung ist, wenn man an die Versuchsbeobachtungen denkt (siehe [K3], Bild 14).

Die Annahme, daß die Bruchdehnung des Betons von den Systemabmessungen abhängig sein soll, scheint überraschend und nicht ganz einleuchtend. Einzige Begründung der Gleichung (3.2.29) ist die Anpassung der Theorie an die Versuche.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Berechnung der Bruchlast über die Verformungen entscheidende Vereinfachungen erfordert und Unsicherheiten mit sich bringt. Außerdem ist trotz der angegebenen Kurventafeln die Berechnung der Bruchlasten nach der schrittweisen Näherung mühevoll. Die Theorie von KINNUNEN/NYLANDER kann deshalb weder als abschließende Lösung für das Problem des symmetrischen Durchstanzens von Stützen bei Flachdecken angesehen werden, noch bei Eck- und Randstützen, denn dort ist die Rotationssymmetrie auf jeden Fall gestört.

Das Rechenverfahren nach KINNUNEN/NYLANDER [K3] ist heute noch eines der wichtigsten Verfahren zur Bestimmung der Durchstanzlast und auch Grundlage der DIN 1045 [D2]. Wie die obigen Ausführungen zeigen, ist dies ein gemischtes Verfahren, hergeleitet an einem Bruchmodell, das nicht in allen Einzelheiten mit den Versuchsbeobachtungen übereinstimmt, das jedoch in seiner Anwendung durch die experimentellen Zahlenwerte an die Versuchsergebnisse angepaßt wurde. Die Durchstanzlasten der faserfreien Versuchskörper der eigenen Serie II konnten mit diesem Rechenverfahren in guter Näherung berechnet werden.

### 3.2.2 MOE (1961)

MOE [M2] geht bei seiner Theorie davon aus, daß die Schubspannungen  $\tau$  in einem Schnitt unmittelbar um die Stütze herum für das Durchstanzens ausschlaggebend sind.

Die Durchstanzlast und die dazugehörige Schubspannung werden abhängig von der Größe der Biegetragfähigkeit  $F_{u,B}$  (die Kraft, die die betreffende Stütze aufnehmen kann, wenn die Platte auf Biegung versagt) dargestellt. Mit  $F_{u,B}$  werden der Bewehrungsprozentsatz der Platte, die Beton- und Stahlfestigkeit usw. indirekt berücksichtigt. Für die Bruchschubspannungen gibt MOE folgenden Ausdruck (auf SI-Einheiten umgeschrieben) an:

$$\tau_u = \left\{ \frac{1,256 \left( 1 - 0,075 \frac{c}{h_m} \right)}{1 + 0,44 \frac{u h_m}{F_{u,B}} \beta_w^{1/2}} \right\} \beta_w^{1/2} \quad (\text{Gl. 3.2.33})$$

Mit:

$$\begin{aligned} c &= \text{Seitenlänge der quadratischen Stütze} \\ u &= 4c = \text{Umfang der Stütze. Alle Längeneinheiten sind hier in [mm] einzusetzen, Kräfte in [N]} \end{aligned}$$

Die Durchstanzlast  $F_u$  nach MOE hängt von der Beanspruchbarkeit der Betondruckzone ab. Auf Grundlage dieser Theorie entwickelt er folgende halbempirische Formel (auf SI-Einheiten umgeschrieben) [S4].

$$F_u = \left\{ \frac{1,256 \left( 1 - 0,075 \frac{c}{h_m} \right)}{1 + 0,44 \frac{u h_m}{F_{u,B}} \beta_w^{1/2}} \right\} u h_m \beta_w^{1/2} = \tau_u u h_m \beta_w^{1/2} \quad (\text{Gl. 3.2.34})$$

Vom Quadrat abweichende Stützenquerschnitte sind für die Anwendung dieser Formel durch umfangsgleiche Quadrate zu ersetzen.

Die zugehörige Durchstanzlast beträgt:

$$\text{zul } F = \frac{F_u}{2,5} \quad (\text{Gl. 3.2.35})$$

### 3.2.3 REIMANN (1963)

REIMANN entwickelte in [R1] aus den Versuchsergebnissen von KINNUNEN/NYLANDER [K3] folgende Theorie: Die Tragfähigkeit der Platte sei erschöpft, wenn die Betondruckspannungen in der Nähe der Stütze infolge tangentialer Biegemomente die Beton-



druckfestigkeit überschreiten. Das Gedankenmodell ist in Bild 3.6 als rotationssymmetrischer Deckenausschnitt dargestellt.

Nach diesem Modell ist der Stützenbereich der Platte unendlich steif und durch Gelenk und Feder mit der Platte verbunden. Im Modell ist die Bewehrung durch eine Feder, deren Eigenschaften von der Bewehrungsführung abhängen, idealisiert. Die Querkraft am Stützenrand ist bekannt und aus der Bewehrung läßt sich auch das radiale Moment  $m_r$  berechnen. Dadurch entsteht folgende vereinfachte Darstellung als radial anisotrope Kreisplatte (Bild 3.7):

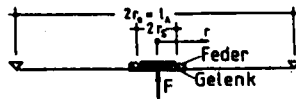


Bild 3.6 Gedankenmodell von REIMANN [R1]

Für die Berechnung der Bruchlast ergibt sich nach [R1] folgende Gleichung:

$$F_u = \left( \frac{m_u}{\frac{m_F}{F} + \frac{m_s m_m}{F m_s}} \right) \omega_\mu \tag{Gl. 3.2.36}$$

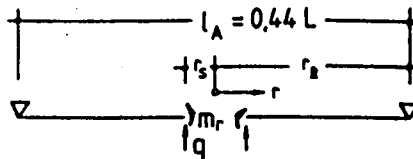


Bild 3.7 Vereinfachtes Modell nach REIMANN [R1]. Zur Ermittlung des Gelenkmomentes  $m_F$  als Radialmoment  $m_r = m_F$  am Stützenrand

Für die praktische Anwendung mit rechtwinkliger Bewehrung gibt REIMANN folgende Näherungsformel an:

$$F_u = \frac{10 m_u}{v_\mu \left( \frac{d}{2d_u} \right)^{0,7-0,3v_\mu}} \quad (\text{Gl. 3.2.37})$$

$\frac{m_F}{F}$  = tangentiales bezogenes Biegemoment am Stützenrand, hervorgerrufen durch die Last  $F$

$\frac{m_m}{m_s}$  = tangentiales bezogenes Biegemoment am Stützenrand, hervorgerrufen durch die Belastung

$\frac{m_r}{F}$  = radiales bezogenes Biegemoment am Stützenrand, hervorgerufen durch die Last

$\Omega_\mu$  = Faktor zur Berücksichtigung der Laststeigerung nach Fließbeginn des Stahls bei Platten mit  $\mu \leq \mu_{cr}$

$v_\mu$  = Koeffizient

### 3.2.4 HERZOG (1971)

HERZOG hat in [H4] durch statistische Auswertungen von zahlreichen Durchstanzversuchen eine Beziehung abgeleitet, deren Anwendung durch die Traglastermittlung einfach ist. Er geht von einem kritischen Rundschnitt der Länge  $u$  im Abstand  $h_w/2$  vom Stützenrand aus, in dem die Schubspannung  $\tau$  wirkt (Bild 3.12).

Die Bruchschubspannung wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$\tau_u = (0,07 + 0,018 \mu \beta_s) \cdot (8,5 \beta_w)^{1/2} \quad [N / mm^2] \quad (\text{Gl. 3.2.38})$$

mit

$$\tau_u \leq 0,167 (8,5 \beta_w)^{1/2} \quad (\text{Gl. 3.2.39})$$

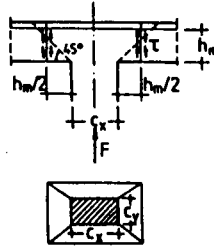


Bild 3.8 Kritischer Rundschnitt nach HERZOG aus [H4]

In den Gleichungen (3.2.38) und (3.2.39) ist  $\mu$  [%] und  $\beta_w$  in  $[N/mm^2]$  anzugeben.

Die Durchstanzlast beträgt:

$$F_u = 4 h_m (d_m + h_m) \tau_u \tag{Gl. 3.2.40}$$

Die zulässige Durchstanzlast beträgt:

$$\text{zul } F = \frac{F_u}{2,5} \tag{Gl. 3.2.41}$$

### 3.2.5 Starrkörpermodell von MARTI/THÜRLIMANN (1977)

MARTI UND THÜRLIMANN geben in [M3] sowie [M4] für das Durchstanzen einer Innenstütze auf der Grundlage der Plastizitätstheorie einen einfachen Starrkörpermechanismus an, der einen oberen Grenzwert für die Durchstanzlast liefert (Bild 3.9).

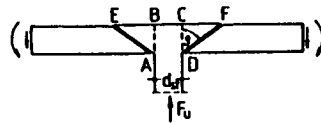


Bild 3.9 Durchstanzmechanismus nach MARTI/THÜRLIMANN

Eine Stütze mit dem Durchmesser  $d_n$  überträgt die Bruchlast  $F_u$  auf eine am oberen Rand EF bewehrte Platte mit der Dicke  $d$ . Dabei wird ein kegelstumpfförmiger Starrkörper AEFD aus der Platte herausgestanzt. Der Wert  $F_u$  ergibt sich aus der Integration der auf

der Mantelfläche AEFD des Durchstanzkegels umgewandelten Leistung. Den oberen Grenzwert für die Bruchlast berechneten MARTI UND THÜRLIMANN zu:

$$F_u = \pi d_n h_m \left[ \frac{1}{2} (\beta_p)^{1/2} (\beta_z)^{1/2} + \frac{d}{4 d_n} (\beta_p - \beta_z) \right] \quad (\text{Gl. 3.2.41})$$

Als Maßeinheiten sind  $[N]$  und  $[mm]$  einzusetzen. Dabei bedeutet  $\beta_z$  die zentrische Zugfestigkeit und  $\beta_p$  die Prismenfestigkeit des Betons. Die Autoren gehen davon aus, daß sich das Versagen von Beton mit Hilfe der verallgemeinerten Coulomb'schen Fließbedingung beschreiben läßt zu:

$$\tau + \sigma \tan \phi - c = 0 \quad (\text{Gl. 3.2.42})$$

Die Kohäsion  $c$  und der Winkel  $\phi$  der inneren Reibung können in Abhängigkeit von den Festigkeiten  $\beta_p$  und  $\beta_z$  berechnet werden (siehe hierzu [M3]).

### 3.2.6 NIELSEN / JENSEN / BACH (1979)

NIELSEN, JENSEN UND BACH leiten in [N3] die Durchstanzlast auf der Grundlage der Plastizitätstheorie unter Annahme der Coulomb'schen Bruchgeraden ab. Die Kohäsion wird für dieses Modell aus der Betondruckfestigkeit und dem Winkel der inneren Reibung berechnet. Bild 3.10 zeigt die Erzeugende des Durchstanzkegels. Die Mantellinie setzt sich aus einer Geraden und einer Kettenlinie (Durchstanzkegel aus „Geraden“ und „Hyperbel“ in Bild 3.10) zusammen.

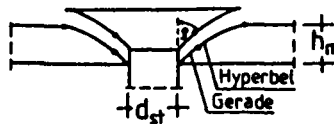


Bild 3.10 Starrkörperberechnung nach NIELSEN, JENSEN, BACH

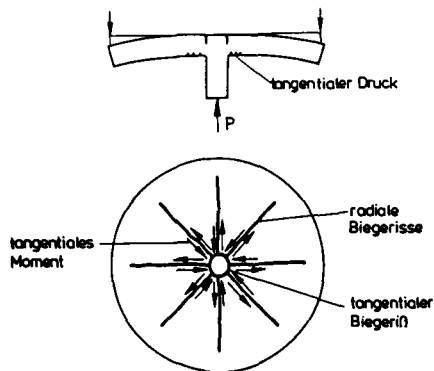
Mit Hilfe einer Variationsrechnung wird die Mantellinie ermittelt, die den kleinsten oberen Grenzwert der Durchstanzlast ergibt.

### 3.2.7 ANDRÄ (1982)

H.-P. ANDRÄ [A1] ordnet die unterschiedlichen Bruchmodelle systematisch nach ihrem jeweiligen Versagensmechanismus. Im einzelnen ergeben sich die folgenden Modelle:

#### Biegebruchmodell

Das Biegebruchmodell (Bild 3.11) geht vom Versagen des Betons in Stütznähe infolge radialer Druckspannungen aus. Es ist auf Grundlage des Rechenmodells von REIMANN beschrieben worden. REIMANN berechnet eine elastisch anisotrope Kreisplatte. Jedoch ergeben sich dabei die Rechenwerte für die Bruchlasten als zu hoch, da ein vorzeitiger Bruch infolge „Durchstanzen“ damit nicht erfaßt wird.



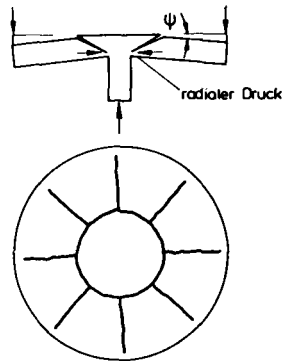
*Bild 3.11 Biegebruchmodell im Schnitt und Draufsicht aus [A1]*

Das Biegebruchmodell liegt ebenfalls der Berechnung der Biegebruchlasten nach der Plastizitätstheorie zugrunde (siehe [J1] und [S5]).

#### Biegeschubbruchmodell

Das Biegeschubbruchmodell (Bild 3.12) wurde von KINNUNEN/NYLANDER [K3] aus den Versuchsbeobachtungen abgeleitet und als Grundlage ihres Rechenverfahrens benutzt.

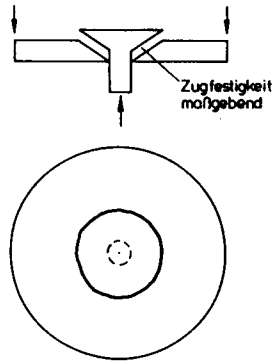
Biegerisse und schräger Schubriß unterteilen die Platte in Sektorenelemente. Die Kraftübertragung am Stützenrand erfolgt über eine gedachte Kegelschale. Die radialen Spannungen in der Kegelschale werden als Bruchkriterium angesehen.



*Bild 3.12 Biegeschubbruchmodell in Schnitt und Draufsicht.  
(Rotation von Plattenteilen um die Stütze) aus [A1]*

### **Schubbruchmodell**

Das Schubbruchmodell (Bild 3.13) geht von einem Versagen durch die schiefen Hauptzugspannungen über die gesamte Plattendicke aus. Die zugehörige Verformung ist eine Translation im Gegensatz zur Rotation bei den oben genannten Modellen.



**Bild 3.13** Schubbruchmodell in Schnitt und Draufsicht. (Translation der Platte gegenüber der Stütze) aus [A1]

#### Modell nach ANDRÄ

ANDRÄ leitet die Durchstanzkraft von einem Modell ab, das auch den Versagensmechanismus zu erklären versucht (siehe [A1]). Das Modell stellt die Einleitung der Auflagerkraft in eine längs des Stützenumfangs lochrandgelagerte Platte dar.

In Bild 3.14 ist ein Radialschnitt durch die Kreisplatte im Stützenbereich für den ungerissenen Zustand und für einen Zustand mit Tangentialrissen dargestellt, wobei die Massivplatte durch Fachwerksysteme aus kegelschalenförmigen Druck- und Zugsystemen ersetzt wird.

Die Druck- und Zugkegelschalen des Grundsystems haben die Neigung von  $45^\circ$ . Der Ober- und Untergurt verläuft radial und tangential. Im Bereich der Lastabtragung wird dem Grundsystem ein Strebensystem mit veränderlicher Neigung der Druckkegelschalen überlagert.

Bei fortschreitender Bildung von tangentialen Rissen am Stützenrand werden die Kegelschalen des Grundsystems unterbrochen (Bild 3.14). Um das gestörte Gleichgewicht wiederherzustellen, wird ein Ersatzsystem ausgebildet, bestehend aus steileren Zugkegelschalen und flacheren Druckkegelschalen. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Übertragung





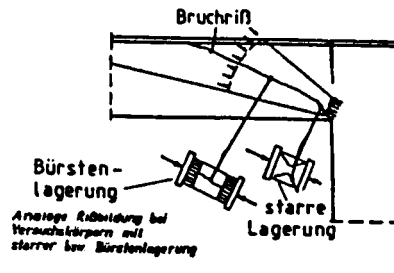


Bild 3.15 Die Bruchfigur beim Versagen (Durchstanzen) aus [A1]

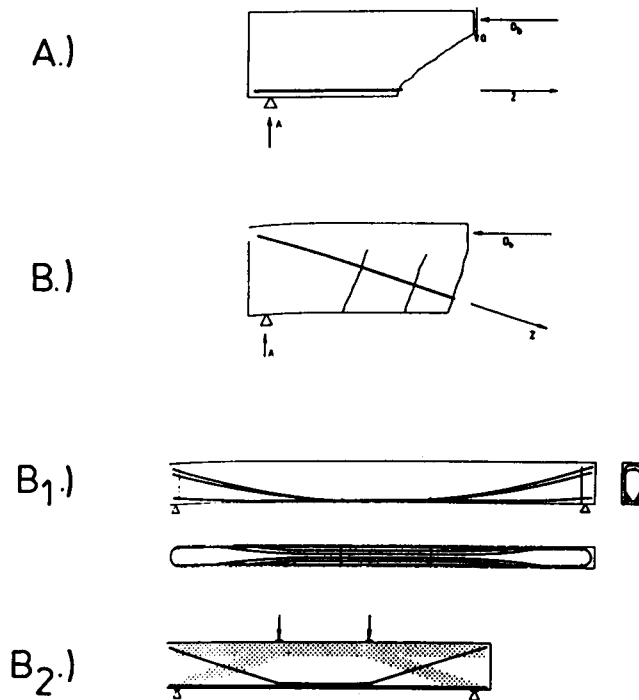
Bruchkriterium ist die Druckspannung in der Kegelschale am Stützenrand. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit durch den dreidimensionalen Spannungszustand wird in Anlehnung an die zulässige Teilflächenlast nach DIN 1045 [D2] angenommen.

Die Gleichung ist in einfacher Form gegeben. Die Bestimmung von  $V_c$  ist aber eine mühsame, zeitaufwendige und komplizierte Arbeit. Bei der erforderlichen Iteration wird die Druckzonenhöhe  $x$  angenommen und verbessert. Dieses Modell ist sehr empfindlich, da schon eine geringe Änderung der Druckzonenhöhe eine große Änderung der rechnerischen Drucklast verursacht. Für die praktische Anwendung bezeichnet ANDRA sein Verfahren als „unhandlich“ [A1].

### 3.2.8 POLONYI / BOLLINGER (1983)

Im Gegensatz zu den anderen Wissenschaftlern, die aus ihren Versuchen eine zulässige Last für die Platten ohne, oder eine erforderliche Bewehrung für die Platten mit Schubbewehrung herleiten, gehen POLONYI/BOLLINGER [P1] einen völlig anderen Weg: Sie formulieren in [P1] eine neue Konzeption des Stahlbetonbaus.

Nach der neuen Konzeption wird ein Tragwerk oder ein Tragwerksteil als konsequent inhomogene Konstruktion betrachtet, die aus auf Druck beanspruchten Bereichen (Gurte, Schalen) und auf Zug beanspruchten Bewehrungsstäben (Zugband, Bewehrungsnetz) besteht. Die Bemessung des Betons und der Bewehrung erfolgt für die so ermittelten Druck- bzw. Zugkräfte (siehe Bild 3.16).



**Bild 3.16** Beispielhafter Vergleich „Altes mit Neuem Konzept“ nach [P1]  
 A) Schnittkräfte am Balken mit Schubriß nach altem, herkömmlichen Konzept (Stahlbeton ist ein homogener Baustoff)  
 B) Schnittkräfte am Balken mit hochgezogener Bewehrung nach neuem Konzept (Stahlbeton ist ein inhomogener Baustoff)  
 B<sub>1</sub>) Balken mit hochgezogener schlaufenverankerter Bewehrung  
 B<sub>2</sub>) Tragsystem: Kombination aus Hängwerk und Sprengwerk

Die Ansätze zeigen in einigen charakteristischen Fällen, wie Schubbewehrung beim Balken und Durchstanzen bei Platten, daß durch entsprechende Führung der Hauptbewehrung ein frühzeitiger Bruch (Schub, Durchstanzen) vermieden werden kann, ohne hierfür zusätzliche Bewehrung (Bügel) anzuordnen. Durch die Bewehrungsführung (auch Steuerung der Verbundwirkung) kann das Tragverhalten somit in einem bisher nicht genutzten Maße beeinflusst werden.

Die Ribbildung und das Tragverhalten von rotationssymmetrisch beanspruchten Stahlbetonplatten (Flachdeckenausschnitte, Fundamente, randgelagerte Kreisplatten) wurde zunächst für herkömmliche Bewehrung beschrieben. Es wird gezeigt und durch Versuche belegt, daß bei herkömmlicher Anordnung die Bewehrung selbst einen inneren Spannungszustand erzeugt, der zum vorzeitigen Durchstanbruch führt. Die tangentialen Risse, die durch die Bewehrung selbst hervorgerufen werden, führen daher zur Schwächung im Kraftübertragungsbereich und schließlich zum Durchstanbruch. Als Konsequenz daraus folgt, keine Bewehrung im Stützenbereich anzuordnen (siehe Bild 3.18).

POLONYI/BOLLINGER weisen in [P1] nach, daß Durchstanzen der Platten durch die Bewehrung selbst hervorgerufen wird und verlegen konsequenterweise die Bewehrung aus dem gefährdeten Bereich heraus (siehe Bild 3.17).

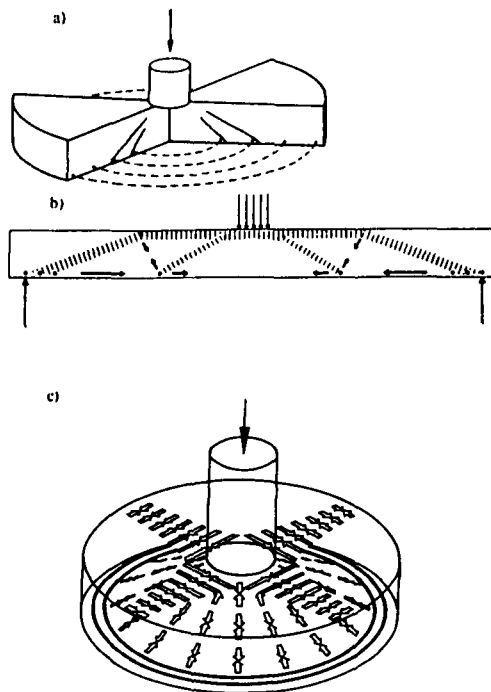
Zur Untermauerung dieser These führen sie mehrere Versuche mit gleicher Ringbewehrung durch, jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, daß in der Hälfte der Versuchsplatten ein zusätzlicher Innenring eingelegt war. Bei den Versuchsplatten mit zusätzlichem Innering entstanden bereits vor dem Bruch tangentiale Risse an diesen Bewehrungsringen. Nach dem Entstehen der Ringrisse beteiligten sich diese innenliegenden Ringe nicht mehr an der Tragwirkung. Wirksam blieben nur die Ringe, die außerhalb des äußersten Ringrisses verlegt waren. Mit den zusätzlichen, im Stützenbereich eingelegten Ringen erreichten die Platten nur zwischen 55 % und 78 % derjenigen Bruchlasten, die gleichbewehrte Platten ohne den zusätzlich eingelegten Ring erreichten.

Aufgrund dieser Versuche gehen POLONYI/BOLLINGER [P1] davon aus, daß im Stützenbereich verlegte Bewehrung für das Tragverhalten ungünstige Risse erzeugt, die zum vorzeitigen Bruch infolge Durchstanzen führen (siehe Bild 3.18). Dies gilt sowohl für die Ringbewehrung als für auch die im Beton im Verbund liegende orthogonale Bewehrung. Hieraus stellt sich die Frage, wie groß der Radius des kleinsten Ringes sein muß, damit kein Ringriß entsteht. Der Radius wurde so ermittelt, daß seine Umlenkkräfte allein über Druckspannungen nach innen an den Beton abgegeben wurden. Der Ansatz der Betonzugspannungen verringerte den Mindestradius nur unerheblich und blieb daher unberücksichtigt.

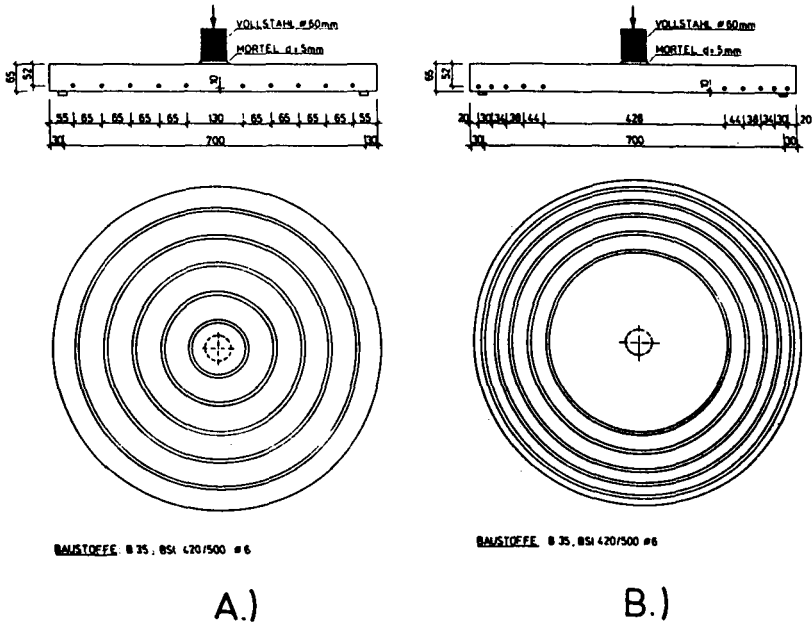
Diese Forderung kann einfach mit einer Ringbewehrung erfüllt werden, die auch ideal der rotationssymmetrischen Beanspruchung entspricht. Die Bewehrungsformen werden hierfür vorgeschlagen (siehe Bild 3.19).

Es wird gezeigt, daß auch bei Ringbewehrung Aussparungen grundsätzlich möglich sind, und welchen Einfluß sie auf die Bruchlast haben (siehe Bild 3.20).

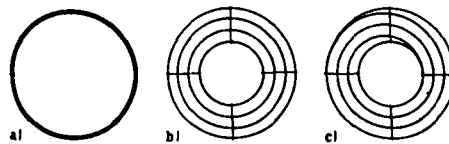
Die an den Momentenverlauf angepaßte Bewehrung wird in Hinblick auf Kombination mit Ringbewehrung ebenfalls diskutiert. Der vorzeitige Bruch infolge Durchstanzen kann damit ausgeschlossen werden. Der Bruch tritt bei Erreichen der Biegebruchlast ein.



**Bild 3.17** *Tragverhalten einer Stütze nach [P1]*  
 a) *Rißbildung bei verteilter Bewehrung,*  
 b) *zur Rißentstehung,*  
 c) *Ringrisse werden bei außenliegender Ringbewehrung vermieden*



**Bild 3.18** Vergleich der Bewehrungsführung und der Bruchbilder einer Kreisplatte nach „Altem und Neuem Konzept“ nach [P1]  
 A) Bewehrungsführung und Bruchbild einer Kreisplatte nach „Altem Konzept“  
 B) Bewehrungsführung und Bruchbild einer Kreisplatte nach „Neuem Konzept“



**Bild 3.19** Beispiele für Ringbewehrungsarten nach [P1]  
 a) außenliegender Zugring  
 b) verteilte Bewehrung  
 c) Spiralbewehrung

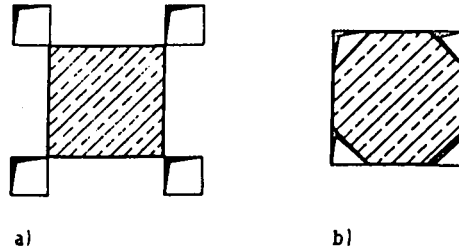


Bild 3.20 Aussparungen einer Flachdecke im Stützenbereich nach [P1],  
Abbau der Spannungsspitzen bei b) im Vergleich zu a)

### 3.2.9 NÖLTING (1984)

NÖLTING entwickelt sein Verfahren in [N1] aus Versuchsbeobachtungen und Meßergebnissen. Die Ableitung des Verfahrens wird in [K2] ausführlich beschrieben und ist im CEB [C1] enthalten. Die Tragfähigkeit der Platte ist erschöpft, wenn die schräge Druckstrebe (Druckstrebenkraft  $D_b$ ) versagt (Bild 3.21).

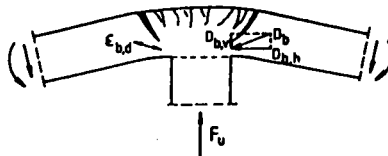


Bild 3.21 Druckstrebenkraft-Stauchung nach [N1]

Die stärksten schrägen Stauchungen  $\epsilon_{b,d}$  treten zwischen Platte und Stütze auf. Die Stauchungen  $\epsilon_{b,d}$  wachsen fast quadratisch mit dem Anstieg der Stützenkraft an. Kurz vor dem Bruch erreicht die Bruchstauchung  $\epsilon_{b,d,u}$ , unabhängig von Betonfestigkeit und Bewehrungsprozentsatz einen gleichgroßen, für den Bruchzustand kritischen Wert. Das Durchstanzen tritt nach diesem Modell ein, wenn die Stauchung der Druckstrebe bzw. die zugehörige horizontale Randstauchung  $\epsilon_{b,h}$  einen bestimmten Festwert erreicht. Der Grenzwert für diese Stauchung ist schlankheitsabhängig.

Die Bruchlast wird mit der Beziehung

$$F_u = 4,75 (\mu \beta_c)^{1/2} h_m^2 f_o \quad (\text{Gl. 3.2.44})$$

berechnet, wobei

$f_o$ : Ergänzungsfunktion, die die Parameter Stützendurchmesser und Nutzhöhe zu Stützenabstand  $\frac{d_u}{L}$ ,  $\frac{h_m}{L}$  berücksichtigt, unterschiedlich für Fundamente und Flachdecken.

Für Flachdecken gilt:

$$f_o = \left(0,65 + 9,40 \frac{c}{L}\right) - \left(2,20 + 70 \frac{c}{L}\right) \frac{h_m}{L}$$

Der Faktor 4,75 wurde durch statistische Auswertung von Versuchsergebnissen gewonnen.

Die zulässige Last beträgt:

$$\text{zul } F = \frac{F_u}{2,5} \quad (\text{Gl. 3.4.2.45})$$

### 3.2.10 GEORGOPOULOS (1987)

GEORGOPOULOS befaßt sich in seiner Dissertation [G1] ausschließlich mit dem Durchstanzversagen von Stahlbetonplatten aus Normalbeton im Bereich der Innenstützen unter Voraussetzung symmetrischer Flächenbelastung. Das Hauptziel dieser Arbeit ist, ein wirklichkeitsnahes Rechenmodell für den Auflagerbereich von Innenstützen zu entwickeln, so daß eine zutreffende Bestimmung der Traglast ermöglicht wird.

Das Verfahren erlaubt die Ermittlung der Durchstanzlast und des Durchstanzwinkels punktförmig gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Das Verfahren ist einfach zu handhaben und zeichnet sich durch gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten aus. Die einfache Anwendung wird durch ein Bemessungsdiagramm ermöglicht.

### Bestimmung der Bruchlast und des zugehörigen Durchstanzwinkels

Ausgehend von den spannungsoptischen Versuchen von RITTER/FRANZ [F5] und deren Ergebnissen entwickelte GEORGOPOULOS ein baumechanisches Modell zur Ermittlung der Bruchlast und des Durchstanzwinkels für Platten ohne Schubbewehrung (s. Bild 3.22).

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung  $\sum V = 0$  (vgl. Bild 3.22) kurz vor dem Bruch folgt:

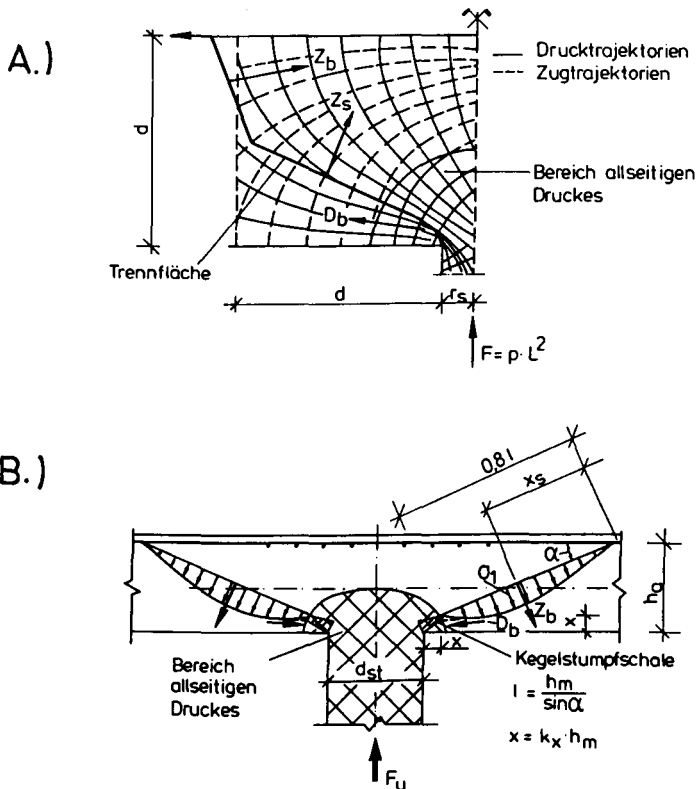


Bild 3.22 A) Spannungsstrajektorienverlauf in einem Stützenkopf einer Flachdecke nach [F5]  
B) Geometrie und innere Kräfteverteilung nach [G1]



$$F_u = Z_b \cos \alpha + D_{b,v} \quad (\text{Gl. 3.2.46})$$

Dabei trifft GEORGOPOULOS die Annahme, daß auf die schrägen Betonzugspannungen ein Anteil von ca. 75% der Stützlast entfällt. Diese Werte leitet er aus Untersuchungen von MOE [M2] und FRANZ/RITTER [F5] ab.

$$Z_b = 0,75 \frac{F_u}{\cos \alpha} \quad (\text{Gl. 3.2.47})$$

Als nächstes wird die Verteilung der Betonzugspannungen angenommen (siehe Bild 3.23). Es wird ein kubischer Ansatz gewählt. Demzufolge müssen vier Bedingungen formuliert werden. Der  $k_x$ -Wert wird dabei in Anlehnung an MOE [M2] zu 0,20 gesetzt. Die Fläche unterhalb dieser Kurve soll dabei dem Betrag nach der Resultierenden der Radialspannung  $\beta_{br}$  entsprechen mit:

$$A = \int_0^{0,8l} y dx = 0,493 \bar{\sigma}_1 l = \beta_{b,r} \quad (\text{Gl. 3.2.48})$$

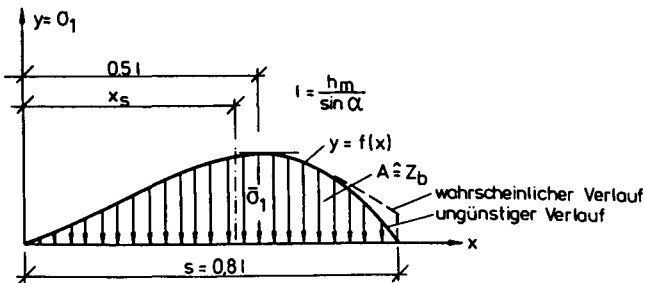


Bild 3.23 Angenommener Verlauf der Betonzugspannungen nach [G1]

Nach einigen Umformungen erhält man die gewünschte Gleichung für  $F_u$  zu:

$$F_u = 1,315 \bar{\sigma}_1 \pi h_m^2 \cot \alpha \left( \frac{\lambda}{2} + 0,20 + 0,35 \cot \alpha \right) \quad (\text{Gl. 3.2.49})$$

Nun führt GEORGOPOULOS die Abkürzung  $f(\alpha)$  ein zu:

$$f(\alpha) = \cot \alpha \left( \frac{\lambda}{2} + 0,20 + 0,35 \cot \alpha \right) \quad (\text{Gl. 3.2.50})$$

Zur Bestimmung der maximal aufnehmbaren Betonzugspannung  $\overline{\sigma}_t$  wird die Erkenntnis von KUPFER/MOOSECKER [K5] herangezogen, wonach der Elastizitätsmodul des Betons auf Zug ( $E_{bt}$ ) unmittelbar vor der Trennrißbildung durch die starke Anzahl und Oberfläche der im Beton vorhandenen Mikrorisse auf 1/3 des Elastizitätsmodul auf Druck ( $E_{bd}$ ) absinkt. Weiterhin gelangt man über die dadurch bedingte Änderung der Hauptspannungen in einem isotropen Material und unter Vernachlässigung der Querkontraktion zu der Beziehung:

$$\left| \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right| = \frac{E_{bd}}{E_{bt}} \tan^2(\alpha) \quad \text{mit} \quad \frac{E_{bd}}{E_{bt}} = \eta_{bd} = 3 \quad (\text{Gl. 3.2.51})$$

Setzt man nun noch die Beziehung nach KUPFER [K5] für den zweiaxialen Spannungszustand im Zug-Druck-Quadranten ein, so erhält man in guter Näherung für  $\sigma_t$  den Ausdruck:

$$\overline{\sigma}_t = 0,168 \beta \frac{\beta}{w_N} \quad (\text{Gl. 3.2.52})$$

Somit wurde nun mit den Gleichungen (3.2.49) und (3.2.52) eine Bestimmungsgleichung für die Durchstanzkraft unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit gewonnen mit:

$$F_u = 0,70 \beta \frac{\beta}{w_N} h_m^2 f(\alpha) \quad (\text{Gl. 3.2.53})$$

GEORGOPOULOS geht bei der Bestimmung des Durchstanzwinkels  $\alpha$  davon aus, daß der Durchstanzwinkel  $\alpha$  im direkten Zusammenhang mit der Biegezugbewehrung  $\mu$  steht. Der allgemeine Ansatz mit den zwei Freiwerten  $C_1$  und  $C_2$  lautet:

$$\tan \alpha = \frac{C_1}{\omega} + C_2 \quad (\text{Gl. 3.2.54})$$

dabei stellt  $\omega$  den mechanischen Bewehrungsgrad mit:

$$\omega = \mu \frac{\beta_s}{\beta_R} \quad (\text{Gl. 3.2.55})$$

dar.

Die Bestimmung der zwei Freiwerte erfolgt aus den Überlegungen nach ANDRÁ [A1] und nach REGAN im CEB [C1]. Damit ergibt sich folgende Gleichung:

$$0,40 \leq \tan \alpha = \frac{0,056}{\omega} + 0,30 \leq 1,0 \quad (\text{Gl. 3.2.56})$$

Mit den Gleichungen (3.2.53) und (3.2.56) stellt sich das Bemessungsdiagramm nach GEORGOPOULOS wie in Bild 3.24 dar.

### Herleitung der Entwurfsformel

GEORGOPOULOS leitet in seiner Dissertation [G1] auch eine Entwurfsformel her, die für den praktischen Gebrauch möglichst einfach ist und eine verständliche, schnelle und dennoch im Rahmen der Näherung genaue Vorhersage der Bruchlast erlaubt. Aus der Gleichung (3.2.53) mit  $\lambda = 2$  und  $\alpha = 30^\circ$  leitet sich die Entwurfsformel für die Bruchlast ab:

$$F_{\text{u Entwurf}} = 2,18 h_m^2 \beta_{WN}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Gl. 3.2.57})$$

Für Entwurfszwecke kann man als globalen Sicherheitsbeiwert  $\gamma = 2,1$  (unvorankündigter Bruch) annehmen:

$$\text{zul } F_{\text{Entwurf}} = \frac{2,18}{2,1} h_m^2 \beta_{WN}^{\frac{1}{2}} = h_m^2 \beta_{WN}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Gl. 3.2.58})$$

oder

$$\frac{\text{zul } F_{\text{Entwurf}}}{h_m^2 \beta_{WN}^{\frac{1}{2}}} = 1 \quad (\text{Gl. 3.2.59})$$

Der zum Durchstanzwinkel  $\alpha$  zugehörige Bewehrungsgrad  $\mu$  beträgt:

$$\mu = \omega \frac{\beta_R}{\beta_s} = 0,21 \frac{\beta_R}{\beta_s} \quad (\text{Gl. 3.2.60})$$

Mit gegebenen Materialkonstanten kann man den entsprechenden Bewehrungsprozentsatz berechnen und zur einfachen Handhabung der Gleichungen (3.2.59) und (3.2.60) ein Diagramm zur Bemessung nach der Entwurfsformel angeben (siehe Bild 3.24).

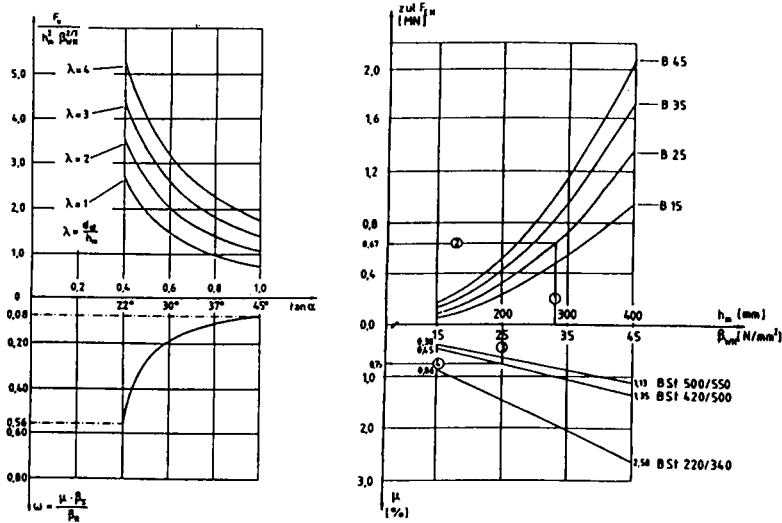


Bild 3.24 Bemessungsdiagramm nach Gleichung (3.2.53)  
Bemessungsdiagramm für den Entwurf nach den Gleichungen (3.2.58)  
und (3.2.60) nach [G1]

### „Kollapsbewehrung“

Im zweiten Teil seiner Dissertation zeigt GEORGOPOULOS [G1], daß durch eine die Stütze durchkreuzende, an der Plattenunterseite eingelegte Bewehrung sich das Verhalten der Platte-Stütze-Verbindung nach dem Durchstanzen entscheidend beeinflussen läßt, da die Duktilität des Plattenanschlusses wesentlich verbessert werden kann. Dies konnte durch den in [G1] beschriebenen Versuch eindrucksvoll gezeigt werden. Aus den Versuchsergebnissen und den theoretischen Überlegungen wird ein Vorschlag zur Bemessung dieser „Kollapsbewehrung“ abgeleitet (siehe Bild 3.25).

Die Einfachheit und Zuverlässigkeit des Verfahrens erlauben auch eine Anwendung innerhalb des Geltungsbereichs von DIN 1045 [D2].

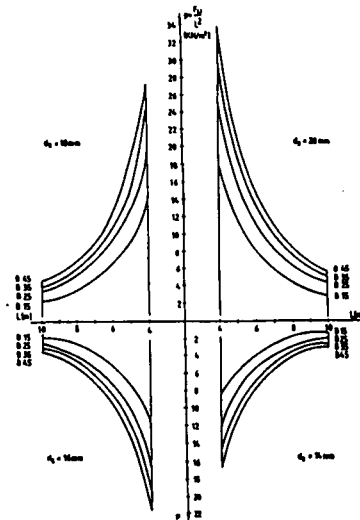
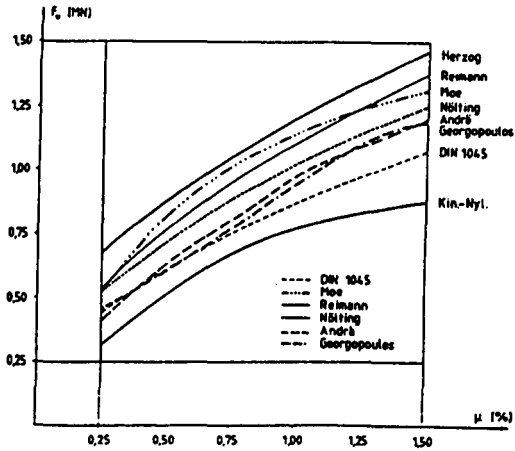


Bild 3.25 Bemessungsdiagramm für die „Kollapsbewehrung“ nach [G1]

### Kritische Anmerkungen

Die meisten Theorien oder Verfahren haben empirischen Charakter und entsprechen einer bestimmten Gruppe von Versuchsergebnissen. Sie zeigen größere Abweichungen, wenn die Ergebnisse anderer Versuche betrachtet werden. Viele Autoren haben ihre Gleichungen anhand einer Regressionsanalyse aus einer Versuchsserie entwickelt. Der Nachteil dieser Formeln liegt darin, daß ihr Gültigkeitsbereich nicht genau bekannt ist, wenn von den unterstellten Versuchsbedingungen abweichende Verhältnisse vorliegen.

Die gute Übereinstimmung zwischen experimentellen und rechnerischen Bruchlasten der jeweiligen Versuche ist selbstverständlich, da die Formelkonstanten aus den Versuchen selbst stammen. Beim Vergleich der verschiedenen Verfahren untereinander und mit anderen Versuchen sind die Streuungen z.T. vergleichsweise groß. Das Bild 3.26 aus [G1] zeigt die Traglasten bzw. die entsprechenden zulässigen Durchstanzlasten für eine gewählte Geometrie und bestimmte Baustoffe nach den wichtigsten Verfahren, um diese Streuung zu veranschaulichen.



**Bild 3.26** Vergleich der Traglasten anhand des Beispiels (B35, BSt 420/500 mit  $c = 400$  mm und  $h_m = 200$  mm) aus [G1]

## 4. Experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Allgemeines

Im Rahmen eines durch die HOCHTIEF AG geförderten Forschungsprogrammes zum Gebrauchsverhalten und zur Tragfähigkeit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton wurden vom Fachgebiet Massivbau des iBMB auch Durchstanzversuche durchgeführt.

Die Berichte [F1] und [F2] enthalten alle Einzelheiten der Versuchsdurchführung sowie alle Versuchsergebnisse.

### 4.2 Versuchsprogramm

Eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche enthält Tabelle 4.1. Die Versuchskörper der Serie I (kreuzweise vorgespannte Platten aus Stahlfaserbeton) bilden den Stützbereich einer Flachdecke nach. Abmessungen und Vorspannung dieser Versuchskörper sind weitgehend identisch mit Versuchskörpern aus Spannbeton, an denen KORDINA und NÖLTING Tragfähigkeiten ermittelt haben [K4] und [K2]. Untersucht wurden dazu jetzt als Ergänzung Versuchskörper aus Stahlfaserbeton, vorgespannt, ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung.

Im Rahmen dieser Versuche sollte auch ermittelt werden, ob sich eine Dauerschwingbelastung nachteilig auf Ribbildung oder Traglast auswirkt. Bei den Versuchen der Serie I wurden daher die Versuchslasten als Dauerschwellbelastung mit  $2 \times 10^6$  Lastwechseln (Oberlast etwa auf Gebrauchslastniveau) aufgebracht. Die Untersuchung dieser Belastung erschien wichtig, um beispielsweise die Eignung für Deckenplatten im Industriebau beurteilen zu können.

Serie	Versuch	Plattendicke d [cm]	Stahlfasern	Vorspannung, zentrischer Anteil $\sigma_{p,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rißlast im Versuch F [kN]	Versagens- last F <sub>u</sub> [kN]	
I	1	15	DRAMIX Enden gekröpft l/d= 50/0,5 mm 63 kg/m <sup>3</sup> ≈ 0,8 Vol-%	3,0	300	590	
	2			2,0	200	550	
II	1	15	DRAMIX Enden gekröpft l/d= 50/0,5 mm 63 kg/m <sup>3</sup> ≈ 0,8 Vol-%	keine	158**	249	
	2			1,0	130	422	
	3			2,0	208,5	500,5*	
	4			keine Stahlfasern	1,0	133,5	312
	5				2,0	202,5	401
	6				2,0	357	610
	7	22,5	DRAMIX (s. o.)	2,0	341	805	

\* max. mögliche Pressenkraft im Versuch, Versagen durch Dauerschwingbelastung mit  $F_{0,max} = 480$  kN,  $F_{0,min} = 120$  kN

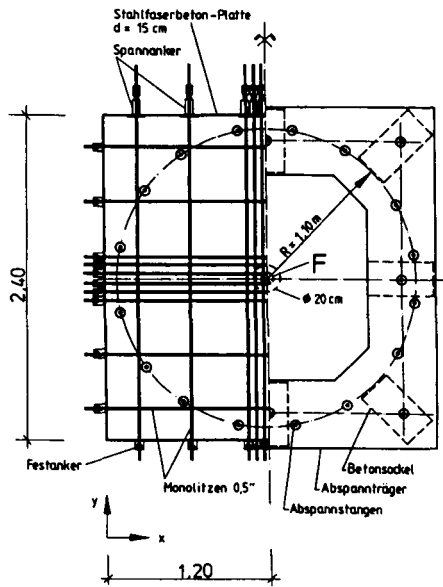
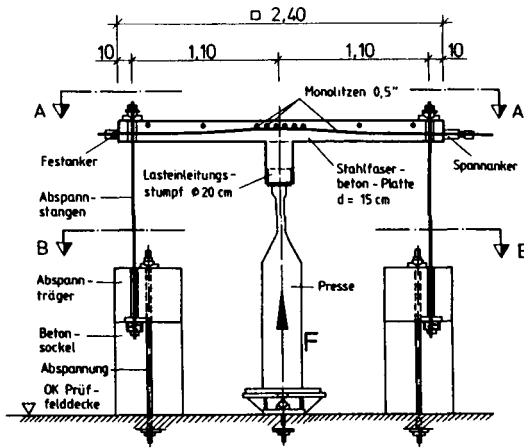
\*\* Rißbildung zu Beginn nicht sicher erkennbar, da Betonoberfläche sehr rauh

Tabelle 4.1 Übersicht über die Versuche der Serie I, II

Die Versuchsserie II umfaßte sieben Versuchskörper, davon einer nicht vorgespannt und drei Versuchskörper aus faserfreiem Beton, die übrigen vier aus Stahlfaserbeton. Versuchskörperabmessungen und -lagerung wurden so gewählt, daß ein Versagen infolge Durchstanzen (Biegebruch sollte nicht auftreten) erzwungen wurde (s. Bilder 4.2 und 4.3).

Spannglieder, die den Durchstanzkegel kreuzen, wirken als Verdübelung und erhöhen die Durchstanztragfähigkeit. Um diesen Effekt bei den Versuchen der Serie II auszuschließen, wurde die Vorspannung durch die Umschlingung mit Spanngliedern auf die Versuchskörper eingeleitet. Dies hat den positiven Nebeneffekt, daß sich dadurch die Vorspannung sehr einfach aufbringen läßt.

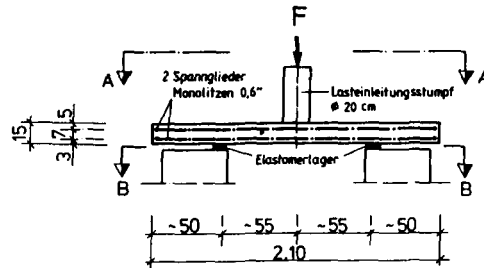




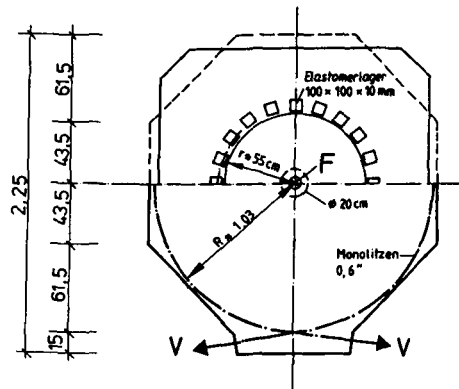
Schnitt A-A  
(Prüfkörper)

Schnitt B-B  
(Lagerung)

Bild 4.1 Versuche der Serie I, Versuchsaufbau, Plattendicke 15 cm

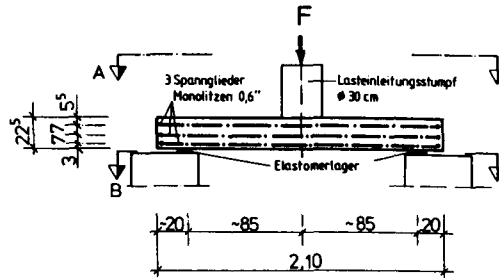


Schnitt B-B (Lagerung)

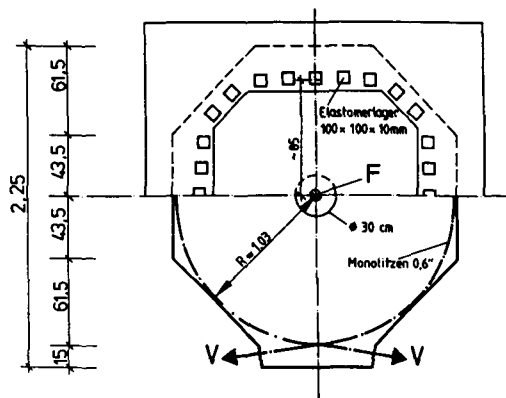


Schnitt A-A (Prüfkörper)

Bild 4.2 Versuche 1 bis 5 der Serie II, Versuchsaufbau, Plattendicke 15 cm



Schnitt B-B (Lagerung)



Schnitt A-A (Prüfkörper)

Bild 4.3 Versuche 6 und 7 der Serie II, Versuchsaufbau, Plattendicke 22,5 cm

Bei vorgespannten Flachdecken werden derzeit fast ausschließlich Litzenspannglieder ohne Verbund (Monolitzen) verwendet. Daher wurden auch die Versuchskörper mit derartigen Spanngliedern vorgespannt.

### 4.3 Ausbildung der Versuchskörper

Die Versuchskörper der Serie I waren quadratische Platten (ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung) mit 2,40 m Seitenlänge. Die Lasteinleitung erfolgte über einen „Lasteinleitungsstumpf“. Durch ringförmig angeordnete Abspannstangen (im Radius von 1,10 m) wurden die Körper etwa im Bereich des Momentennullpunktes einer realen Flachdecke gehalten (s. Bild 4.1). Die Vorspannung erfolgte (wie in DIN 4227, Teil 6 empfohlen) durch kreuzweise angeordnete, geschwungen verlegte Monolitzen mit engem Abstand in den Stützstreifen. Weitere Angaben zur Konzeption der Versuchskörper sind in Anhang 3 enthalten.

Die Serie II umfaßte fünf 15 cm und zwei 22,5 cm dicke Versuchsplatten, vorgespannt durch Monolitzen-Umschnürung mit zwei bis drei Litzen (s. Bilder 4.2 und 4.3). Die Versuchslast wurde über einen „Lasteinleitungsstumpf“ eingeleitet. Die Platten waren auf unbewehrten Elastomerlagern aufgelagert. Schlaffe Bewehrung wurde bei allen Platten dieser Serie lediglich in den Randbereichen angeordnet (Steckbügel, Zusatzbewehrung im Verankerungsbereich der Spannglieder), so daß sie keinen Einfluß auf die Größe der Durchstanzlast haben konnte.

Der Versuchsumfang ermöglichte es nicht, den Gehalt an Stahlfasern zu variieren. Bei den Stahlfaserbeton-Prüfkörpern wurden einheitlich 0,8 Vol.-% Stahlfasern (entspricht 63 kg/m<sup>3</sup> Beton) eingebracht, ein für praktische Anwendungen im Konstruktiven Ingenieurbau vorteilhafter Anteil. Hierbei sind noch keine Verarbeitungsschwierigkeiten zu erwarten (s. Kap. 2).

### 4.4 Verwendete Materialien

Der Beton wurde gemäß firmeninterner Erfahrungen der HOCHTIEF AG hergestellt (s. a. Kap. 2). Die an den verwendeten Betonen gemessenen mechanischen Kennwerte sind in Kap. 2, Tabelle 1 enthalten. Der „Ausgangsbeton“ (faserfreier Beton) aller Prüfkörper entsprach dem Beton der Versuchskörper II/4 bis II/6.

Als Spannglieder kamen Monolitzen ohne Verbund, St 1570/1770, des Vorspannsystems der Fa. HOCHTIEF zur Anwendung. Litze und Keile entsprachen der Zulassung dieses

Spannverfahren. Ankerplatten und Keilhülsen waren Sonderanfertigungen mit gegenüber der Zulassung kleineren Abmessungen.

#### 4.5 Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden in der Versuchshalle Walldorf der HOCHTIEF AG hergestellt. Um die Einflüsse eines möglichen Absinkens der Stahlfasern beim Betonieren zu berücksichtigen, wurden die Versuchskörper mit der in einem Bauwerk oben liegenden Seite als Oberseite betoniert, die nach Einbau in den Versuchsstand Zugzone des Versuchskörpers war. Im iBMB in Braunschweig erfolgte die Vorspannung der Versuchskörper der Serie I nach dem Einbau in die Prüfeinrichtung. Die Versuchskörper der Serie II wurden in der Versuchshalle Walldorf bereits endgültig vorgespannt.

Bei Serie I wurde schrittweise in mehreren Laststufen die Oberlast  $F_{D,max}$  der Dauerschwellbeanspruchung aufgebracht (Bild 4.4). Diese Last wurde zu ca. 60 % der erwarteten Bruchlast festgelegt und entsprach daher in etwa der Gebrauchslast. Sie sollte bereits erste Ribbildung erzeugen, die sich auch einstellte.  $F_{D,max}$  betrug 325 kN bei Versuch 1 und 230 kN bei Versuch 2. Als Größe der Unterlast ( $F_{D,min} = 50$  kN) wurde ein möglichst geringer Wert angestrebt. Aus versuchstechnischen Gründen konnte  $F_{D,min}$  nicht 0 werden. Der Versuchskörper 1 wurde mit  $2 \times 10^6$  und der Versuchskörper 2 mit  $2,3 \times 10^6$  Lastwechseln beaufschlagt. Danach wurden die Versuchskörper der Serie I bis zur Traglast schrittweise beansprucht (Bild 4.4).

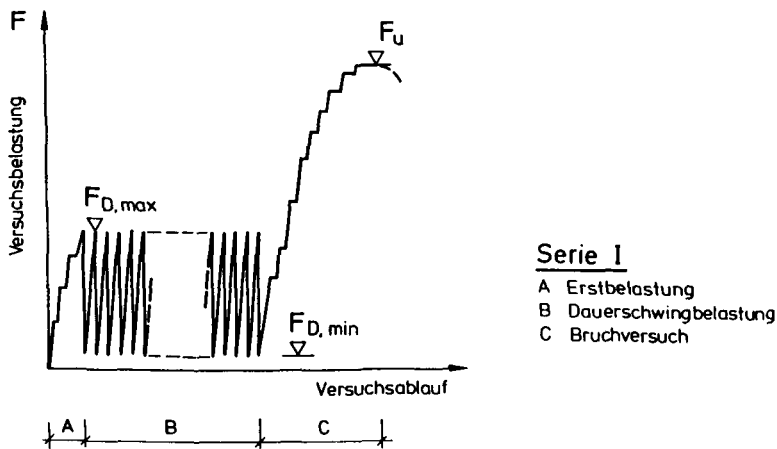


Bild 4.4 Serie I, Darstellung der Folge der bei der Versuchsdurchführung aufgetragenen Belastung

In Versuchsserie II wurde die Last ohne Dauerschwingbeanspruchung in Stufen bis zum Versagen gesteigert. Bei beiden Serien wurden bis zu einem Lastniveau mit merklich zunehmender Ribbildung die Pressenkräfte kraftgesteuert aufgebracht, danach weggesteuert.

Bei allen Versuchsplatten wurden Pressenkräfte und -wege, Durchbiegungen und Ribbreiten gemessen sowie die Ribentwicklung während der Versuchsdurchführung dokumentiert. Zusätzlich wurden bei Serie I auch die Änderungen der Spanngliedkräfte, die Betondehnungen und -stauchungen in ausgesuchten Querschnitten und die Kräfte der Abspannungen gemessen.

#### 4.6 Versuchsergebnisse

Die wichtigsten gemessenen und ausgewerteten Versuchsergebnisse sind in den Bildern 4.5 bis 4.8 und in Anhang I enthalten. Die Ergebnisse sind nachfolgend kommentiert.

Die Tragwirkung der Versuchsplatten der Serie I kann bis zum Versagenszustand aus den Versuchsergebnissen in folgender Weise beschrieben werden. Sie gliedert sich in vier unterschiedliche Phasen:

##### 1. Phase

Bis zur ersten sichtbaren Makro-Ribbildung auf der Versuchskörperoberseite (vor der Dauerschwinguntersuchung) war elastisches Tragverhalten vorhanden. Die ersten sichtbaren Risse traten in Versuch 1 bei  $F = 300$  kN und im Versuch 2 bei  $F = 200$  kN auf. Die Mikro-Ribbildung setzte etwas früher ein, wurde aber nicht gesondert gemessen (z.B. Schallemission-Verfahren), kann aber an den Versuchsergebnissen abgeschätzt werden (geringe Abweichungen von den linearen Meßwert-Änderungen traten bei Versuch 1 ab  $F = 225$  kN und Versuch 2 ab  $F = 140$  kN auf).

##### 2. Phase

Die Versuchsplatten zeigten ein elastisches bis gering einsetzendes plastisches Tragverhalten. Die max. gemessenen Ribbreiten waren  $w \approx 0,3$  mm. Die Tragwirkung aus Kornverzahnung des Betons und Verdübelungswirkung durch die Stahlfasern war weitgehend intakt. In dieser Phase nahmen die Dehnungen und Stauchungen im Innern und auf den Oberflächen der Versuchsplatten prozentual stärker zu als die Durchbiegungen. Bei dieser Tragwirkung wurde die Dauerschwinguntersuchung durchgeführt. Die Ribbildung

schrift fast ausschließlich radial in Richtung der „Stützstreifen“ voran, war gut verteilt und erreichte die Verankerungen der Abspannstangen ( $R = 1,10$  m aus Plattenmitte). Diese Phase reichte im Bruchversuch bis zu einer Belastung der Platten bei Versuch 1 von ca.  $F = 400$  kN und bei Versuch 2 von ca.  $F = 290$  kN.

### 3. Phase

Die Versuchsplatten gingen in ein plastisches Tragverhalten über. Diese Phase reichte beim Bruchversuch bis zu einer Belastung der Platten bei Versuch 1 von ca.  $F = 480$  kN und bei Versuch 2 von ca.  $F = 385$  kN. Die Rißbildung wurde abgeschlossen. Es bildeten sich vorzugsweise Radialrisse entlang der „Stützstreifen“ bis zum Plattenrand und einige kürzere Radialrisse in Richtung der Diagonalen aus. Dünne Tangentialrisse konnten nur ansatzweise beobachtet werden. Die größten gemessenen Rißbreiten waren  $w = 0,66$  mm bei Versuch 1 und  $w = 0,88$  mm bei Versuch 2. Die Risse waren gleichmäßig verteilt. In dieser Versuchsphase nahmen die Meßergebnisse der Versuchsplatten überproportional zur Laststeigerung zu. Es fand eine Umlagerung der Tragwirkung der Platten statt. Die Kornverzahnungseffekte in den breiten Rissen des Betons gingen zurück, die Verdübelungswirkung durch die Stahlfasern beschränkte sich zunehmend auf deren Dehnungen (bis zum Herausziehen) senkrecht zu den Rißufern im oberen Randbereich der Versuchsplatten-Zugzone.

Die gemessenen Spanngliedkräfte hatten in der Versuchsphase einen Anstieg bis zu ca. 10 %. Der Anstieg der Kräfte in den Abspannstangen war im Bereich der Stützstreifen wesentlich größer als in den Diagonalen.

Nach Auffassung des Verfassers stellt das Ende dieser Phase die rechnerische Biegebemessungsgrenze dar.

### 4. Phase

Die Tragwirkung der Versuchsplatten änderte sich nochmals grundsätzlich. Es entstand in den Stützstreifen durch starken Anstieg der Spanngliedkräfte eine dominierende Zugseilwirkung, die eine weitere Laststeigerung möglich machte. Es bildeten sich entlang der Stützstreifen Bruchfugen (plastische Gelenke) in Radialrichtung aus. Bei Versuchsplatte 2 waren vor dem Versuchsabbruch bereichsweise schollige Betonzerstörungen entlang der Biegebruchfugen auf der Unterseite in der Druckzone entstanden. Trotzdem konnte die Platte einen Gleichgewichtszustand finden.

	Versuch 1	Versuch 2
	$F_u = 590 \text{ kN}$	$F_u = 550 \text{ kN}$
- Spanngliedkräfte (max.)	ca. 32 %	ca. 70 %
- Abspannstangenkraft (max.)	ca. 56 kN	ca. 70 kN
- berechnete absolute Mittendurchbiegung $f$ bezogen auf den verformten Rand (Radius 1,10 m) und die zugehörigen Stützweiten/Durchbiegungsverhältnisse in den Bereichen		
- Hauptachse in x-Richtung:	29,3 mm (1/75)	44,6 mm (1/49)
- Hauptachse in y-Richtung	31,3 mm (1/70)	46,8 mm (1/47)
- Diagonale 1	34,6 mm (1/64)	52,6 mm (1/42)
- Diagonale 2	35,0 mm (1/63)	52,6 mm (1/42)

Aus Sicherheitsgründen wurden die Versuche in dieser Versuchsphase abgebrochen, obwohl anscheinend die Rotationsfähigkeit in den Bruchfugen noch nicht vollends erschöpft war. Die Steigerung der Traglast kann als stille Reserve angesehen werden, ohne daß man sie rechnerisch bei der Bemessung berücksichtigen sollte.

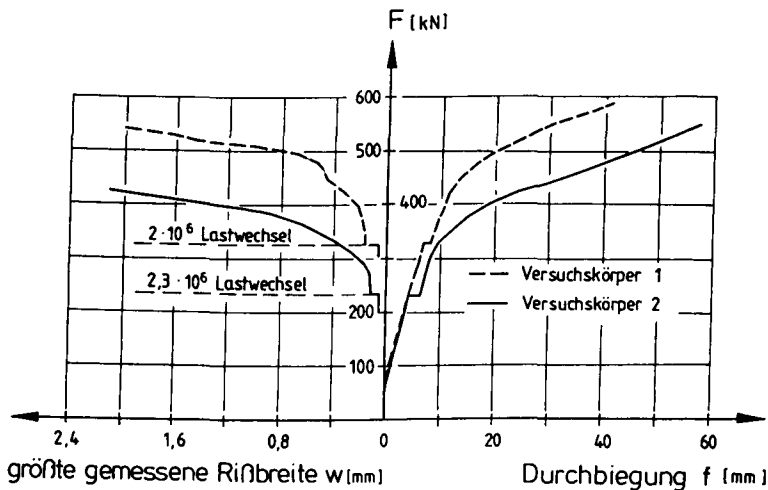
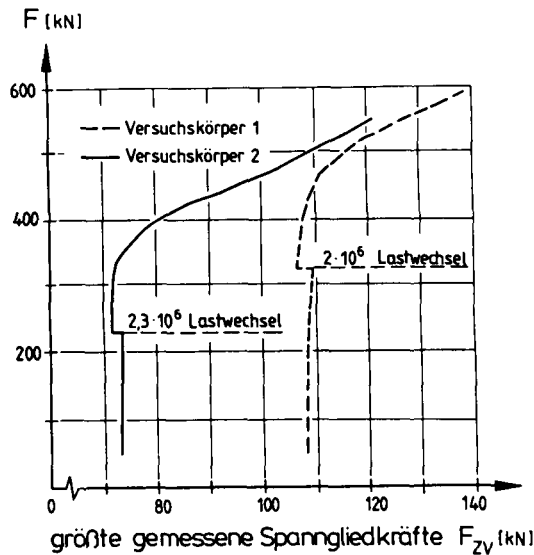


Bild 4.5 Gemessene Durchbiegung und größte Rißbreite der Versuchskörper I/1 und I/2





**Bild 4.6** Gemessene Spanngliedkräfte der Versuchskörper I/1 und I/2 (im Stützstreifen, dargestellt mit größter Endspannung)

Nach Zersägen der Platten entlang der Stützstreifen-Achsen konnte in den Querschnitten auch nicht ansatzweise ein Durchstanzkegel beobachtet werden.

Zur Interpretation weiterer wichtiger Versuchsergebnisse sind folgende Anmerkungen zu machen:

Die Ribbildung in den Versuchskörpern folgt den Beanspruchungszuständen aus Biegung. Aus Systemtragwirkung sind die tangentialen Biegemomente, die radiale Ribbildung hervorrufen, in den ersten drei v.g. Phasen gegenüber den Radialmomenten dominierend. Die radiale Ribbildung setzt in Plattenmitte im Bereich des Lasteinleitungstumpfes in der Zugzone ein und entwickelt sich zum Plattenrand. Der Abstand der Radialrisse in Ringrichtung wird zusätzlich durch die Anordnung der Spannglieder (Konzentration im Stützstreifen = „Versteifung“, unterschiedliche Höhenlage = stat. wirksame Nutzhöhe) beeinflusst. Die Inhomogenität der Betonstruktur (Porenverteilung, Entmischungen u.s.w.) verursacht wesentlich die Mikroribbildung und daraus folgend einen mehr oder weniger willkürlichen Abstand der Radialrisse im Makroribbereich (s. besonders die Versuche der Serie II). Abschließend entsteht der Fächermechanismus aus Radialrisen (Ende 3. Phase). Die erzwungenen Verformungen der Platte aus Punktbel-

stung werden im wesentlichen nur in Ringrichtung durch Plattenverkrümmung und Ribildung zur neuen inneren Gleichgewichtsfindung umgesetzt. In Anhang 1 sind die Durchbiegungen in Ringrichtung und Stichmaße der Plattenverformung in Radialrichtung dargestellt. Die ausgewerteten Meßergebnisse zeigen deutlich, daß die Versuchskörper in Radialrichtung vom Außenrand des Lasteinleitungstumpfes bis zum Plattenrand annähernd eben bleiben. Es kann davon ausgegangen werden, daß die Plattensektoren zwischen den Radialrissen sich entsprechend eines Starrkörpermodells verhalten.

Bei Ausbildung der Bruchfugen (4. Phase) kann eine weitere Laststeigerung nicht mehr durch die Arbeit in den Radialrissen aufgenommen werden. Es bilden sich hier plastische Plattenmomente aus (Bruchlinientheorie). Weitere Laststeigerung ist nur durch Umlagerung der bisher „starren“ Plattensektoren in Radialrichtung möglich. Die Plattensektoren bleiben nicht mehr „eben“. Dies ist ebenfalls deutlich in den o.g. Verformungsdarstellungen zu erkennen. Es ist eine meßbare „Gegenkrümmung“ in den Plattensektoren vorhanden (Einspannungswirkung des Plattensektors in dem biegesteiferen, äußeren Randbereich der Platte). Der Momenten-Nulldurchgang der Radialmomente wandert vom Plattenrand zur Plattenmitte.

Dies kann z.T. auch an den Meßergebnissen der Dehnungs- und Stauchungsmessungen (s. Anhang 1) erkannt werden. Jedoch sind diese Meßergebnisse nicht ohne weiteres klar interpretierbar. Im gerissenen oder gering gerissenen Zustand verhält sich die Platte näherungsweise elastisch. Die Entwicklung dieser Meßergebnisse ist nach E-Theorie abschätzbar. Bei fortschreitender Ribildung und v.g. Umlagerungen im Traglastzustand ändern sich Richtung und Größen der Hauptspannungen fortlaufend. Deshalb ist die Interpretation der Dehnungs- und Stauchungsmessungen nur bedingt möglich und in engem Zusammenhang mit ihrer Lage auf oder im Versuchskörper, der Ribildung, der Verformungsänderung u.s.w. zu sehen.

In der Versuchsserie II wurden nur Bruchversuche durchgeführt. Die Versuchskörper wurden stufenweise bis zum vollständigen Versagen belastet. Dabei trat bei Versuch II/1 ein Biegebruch, bei den Versuchen II/2 bis II/7 Versagen infolge Durchstanzen ein.

Es konnten auch bei diesen Versuchen die unterschiedlichen Phasen der Tragwirkungen während der Versuchsdurchführung deutlich beobachtet werden, wie bereits vorher für die Serie I beschrieben. Jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, daß in der 4. Phase (Traglastbereiche) durch die fehlenden kreuzenden Spannlieder im Stützstreifen unter

der Lasteinleitung keine hieraus resultierende Laststeigerung infolge Spanngliedkraftzuwachs mehr möglich war.

Die wesentlichen Unterschiede in den Versuchsergebnissen resultieren bei diesen Versuchskörpern aus dem Anteil der zentrischen Vorspannung und dem Anteil der Traglaststeigerung infolge der Stahlfasern gegenüber faserfreiem Beton.

Die ersten sichtbaren Risse auf der Betonoberfläche traten im Plattenmittbereich in Radialrichtung auf. Der Rißfortschritt war in diesem Abschnitt der Versuchsdurchführung dadurch gekennzeichnet, daß sich Radialrisse mit geringem Abstand untereinander und geringer Rißbreite im Zentrum der Platte nach außen ausbildeten. Danach stellten sich erste Tangentialrisse unter dem Außenrand des Lasteinleitungsstumpfes ein. Nachdem die Rißbildung den äußeren Plattenrand erreicht hatte, öffneten sich einige Risse stärker. Diese späteren „Biegebruchfugen“ bildeten sich so aus, daß sich die Platten in bis zu 10 Segmente teilten. In Anhang 1 sind die Rißbilder der Platten der Serie II nach Erreichen der Traglast enthalten. Nach dem Entspannen sind zusätzliche Risse aufgetreten, in den zugehörigen Bildern in Anhang 1 nicht dargestellt.

Der Traglastbereich kündigte sich an, als bei größeren Durchbiegen kaum noch Lasterhöhungen möglich waren und bei weggeregelter Steuerung die aufgebrachte Last zwischenzeitlich wieder absank. Die Risse in den „Bruchfugen“ öffneten sich dabei stark. Diese Erscheinungen traten (auf unterschiedlichem Lastniveau) während der Versuchsdurchführung bei allen Versuchen in gleicher Weise auf. Die Rißbreitenmessung mußte bei Serie II aus Gründen der Sicherheit des Personals frühzeitig eingestellt werden. Jedoch wurde die Rißentwicklung weiterhin beobachtet. Die Durchbiegungen erreichten im Verhältnis zu den geringen Stützweiten z.T. eine erhebliche Größenordnung. Bei den Versuchskörpern aus Stahlfaserbeton zeigte sich ein sehr zähes Verhalten, wobei sich dann bei den Versuchskörpern II/2, II/3 und II/7 ein Durchstanzkegel ausbildete.

Die aus Beton ohne Fasern hergestellten Versuchskörper Nr. II/4 bis II/6 verhielten sich im Vergleich zu den Platten aus Stahlfaserbeton deutlich spröder. Sie versagten in einer Phase der Versuchsdurchführung, in der noch stetige Laststeigerung möglich war infolge von Durchstanzen mit plötzlichem Lastabfall.

Der Versuchskörper II/1 (Stahlfaserbetonplatte ohne Vorspannung) versagte nach einem ausgeprägten „Höchstlastniveau“ durch allmählichen stetigen Lastabfall. Ein Durchstanzen trat nicht ein, es war ein reiner Biegebruch bei zähem Verhalten feststellbar.

Der Versuchskörper II/2 versagte bei einem ausgeprägten Traglastplateau nach allmählichem, aber geringem Abfall der aufgebrachten Last infolge Durchstanzen.

Beim Versuchskörper II/3 konnte mit der vorhandenen 500 kN Presse anfänglich kein Bruch erreicht werden. Der Traglastbereich war aber offensichtlich unter Höchstlast bereits erreicht. Nach ca. 19 Stunden Standzeit unter wegeregelter hoher Last mit ungefähr stündlicher Steigerung des Pressenweges (insgesamt 2,3 mm) wurden einige Lastzyklen mit 0,1 Hz gefahren, um die Ribbildung voranzutreiben. Die ersten 10 Lastzyklen mit  $F_{D,max} = 400$  kN,  $F_{D,min} = 200$  kN brachten keine Durchbiegungszunahme. Nach weiteren 100 Lastzyklen mit  $F_{D,max} = 450$  kN,  $F_{D,min} = 150$  waren sehr geringe Durchbiegungszunahmen erkennbar. Nach weiteren 19 Zyklen mit  $F_{D,max} = 480$  kN,  $F_{D,min} = 120$  kN stanzte der Lasteinleitungsstumpf während der Schwellbelastung durch. Dies kündigte sich vorher durch eine stetige Zunahme der Durchbiegung an. Durch Vergleich mit den Versuchsergebnissen der anderen Platten kann abgeschätzt werden, daß unter „statischer Last“ Versagen bei ca. 540 kN eingetreten wäre. Die Durchbiegung dieser Platte bis zum Bruch war etwas geringer als bei vergleichbaren anderen Platten. Vermutlich konnte sich infolge der schwellenden Lasten das sich sonst ausbildende Biegetragsystem nicht voll einstellen.

Der Versuchskörper II/4 versagte nach einem ausgeprägten Traglastplateau und folgendem Lastanstieg schlagartig infolge Durchstanzen.

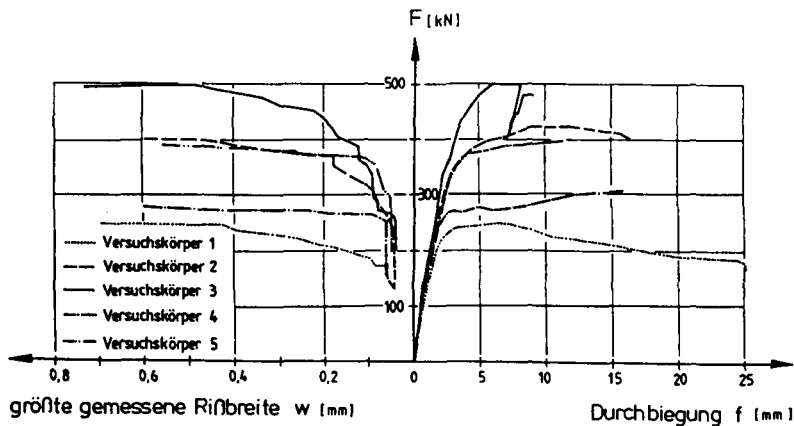
Ähnlich wie II/4 versagte der Versuchskörper II/5. Das Traglastplateau war jedoch nicht nicht so ausgeprägt.

Der Versuchskörper II/7 mit einer Plattendicke von 22,5 cm (gegenüber 15 cm bei den Platten II/1 bis II/5) zeigte hohes Arbeitsvermögen in den Bruchfugen und ein sehr großes Traglastplateau mit einer erheblichen Durchbiegungszunahme im Traglastbereich. Die Stützweiten in den Diagonalen waren etwas größer als in den Hauptachsen (siehe Bild 4.3). Vermutlich entwickelten sich aus diesem Grund nur 5 Bruchfugen in den Diagonalen gegenüber 8 bis 10 Fugen bei den Versuchen II/1 bis II/5. Nach allmählichem Abfall des Höchstwertes der aufzubringenden Last stanzte auch bei II/7 der Lasteinleitungsstumpf durch die Platte. Vorher öffneten sich die „Bruchfugen“ mit einer Breite von  $> 5$  mm.

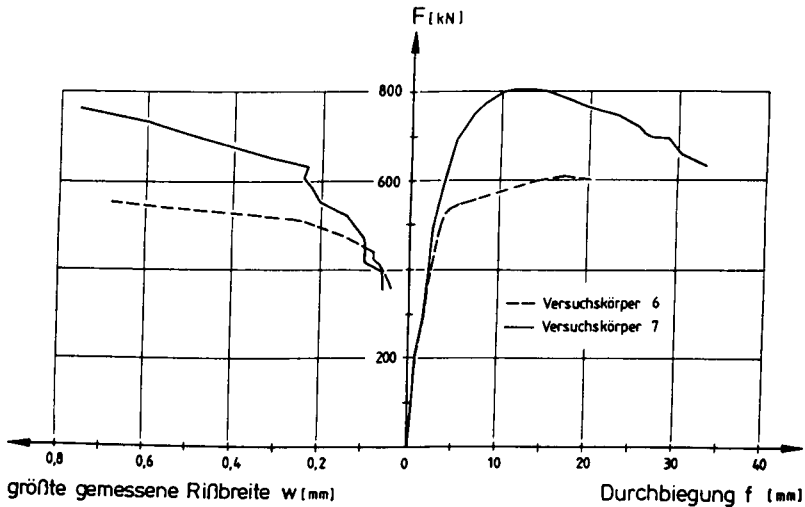
Ähnlich war der Versagensmechanismus bei II/6, jedoch spröder. Das Durchstanzen erfolgte schlagartig, nachdem die Höchstlast bereits überschritten war. Die Risse in den „Bruchfugen“ öffneten sich bis > 3 mm Breite.

In Anhang 1 (Bild A1.49, Seite A1.63) sind die „Bruchfugen“ an den nach den Versuchen zersägten Versuchskörpern erkennbar.

Bei beiden Serien zeigten die Versuchskörper aus Stahlfaserbeton gegenüber den Vergleichskörpern ohne Fasern (bei gleicher Plattendicke und gleichem  $\sigma_{N,v}$ ) eine um ca. 25 % bis 30 % höhere max. Traglast.



**Bild 4.7** Gemessene Durchbiegung und größte Rißbreite der Versuchskörper II/1 bis II/5



**Bild 4. 8** Gemessene Durchbiegung und größte Rißbreite der Versuchskörper II/6 bis II/7

#### 4.7 Zusammenfassung der wichtigsten Versuchsergebnisse

Die durchgeführten Versuche zeigen, daß vorgespannte Platten aus Stahlfaserbeton im Stützbereich

- auch ohne zusätzliche schlaife Bewehrung hohe Tragfähigkeit aufweisen,
- selbst bei sehr hohen Lastwechselzahlen keinen nennenswerten Abfall der Tragfähigkeit zeigen,
- eine gute Rißverteilung ergeben,
- bei geeigneter Ausbildung der Ankerkörper selbst ohne Zusatzbewehrung im Verankerungsbereich von Spanngliedern ausgeführt werden können,
- ein sehr „zähes“ Tragverhalten aufweisen, bei dem nach Erreichen der rechnerischen Bruchlast noch (bei großen Verformungen) erhebliche Laststeigerungen möglich sind.

## 5. Rechnerische Untersuchungen

### 5.1 Allgemeines

Es ist zwischen vereinfachten Berechnungen nach der E-Theorie im Zustand I und wirklichkeitsnahen Berechnungen unter Zugrundelegung des gerissenen Betons (Zustand II) mit partiell auftretenden Steifigkeitsabfällen in Teilbereichen der Flachdecke (Stützungen, Stützstreifen, Feldmitte) zu unterscheiden.

Bei vereinfachten Rechnungen nach E-Theorie ist es legitim, die Schnittkraftermittlung für vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton nach Näherungsverfahren gem. Heft 240, DAfStb, Abschnitt 3.3 und dem Anhang zur DIN 4227, Teil 6 durchzuführen.

Wirklichkeitsnahe Berechnungen lassen sich bei der komplexen Problemstellung nicht mehr „von Hand“ durchführen. Für ausreichend genaue Näherungslösungen bieten sich FEM-Berechnungen an.

Die Qualität derartiger Berechnungen hängt wesentlich von dem richtigen Erfassen der Randbedingungen und der Diskretisierung des FEM-Netzes ab. Dies gilt sowohl für die Berechnung einer gesamten Flachdeckenkonstruktion als auch für Deckenausschnitte, z.B. den Bereich der Innenstütze. Das Werkstoffverhalten (Beton, Stahlfaserbeton, schlaffe Bewehrung, Spannglieder) kann je nach Aufgabenstellung und Leistungsfähigkeit des FEM-Programmes unterschiedlich berücksichtigt werden.

FEM-Programme mit linearen Element-Berechnungen gewährleisten eine ausreichend genaue Schnittkraftermittlung für die praktische Anwendung. Rißbildungen im Beton können im Gebrauchszustand bis in den Traglastzustand hinein durch Verminderung der Biegesteifigkeit der Elemente berücksichtigt werden. Dies entspricht dem Ansatz der „verschmierten“ Rißbildung, welcher im besonderen Maße für vorgespannte, biegebeanspruchte Bauteile aus Stahlfaserbeton gerechtfertigt ist. Die Schnittkraftumlagerungen werden im berechneten System erfaßt. Diskrete Rißbildungen treten im Versagenszustand auf, wenn sich Bruchfugen öffnen. Eine Modellierung kann durch Lösen der Verknüpfungen in den Elementknoten erfolgen. Die freien Knoten werden wieder durch Federelemente verbunden. Die Abschätzung der richtigen Federsteifigkeiten ist Voraussetzung für wirklichkeitsnahe Berechnungsergebnisse. Bei komplexen Aufgabenstellungen mit mehraxialen Spannungszuständen ist es nur schwer vorstellbar, daß dies gelingen könnte.

FEM-Programme mit nichtlinearen Elementeigenschaften sind grundsätzlich geeignet, wirklichkeitsnahe Ergebnisse zu erzielen. Es können unter Berücksichtigung verschmierter Ribbildung wirklichkeitsnahe Werkstoffgesetze und gegebenenfalls Bruchhypothesen in die Berechnungen einfließen, so daß mehraxiale Beanspruchungszustände erfaßt werden. Eine verfeinerte Elementstruktur ermöglicht es dann oft nur, örtlich begrenzte Bauteilbereiche zu berechnen. Die Modellierung diskreter Ribbildung ist, wie schon geschildert, für die Berechnung wirklichkeitsnaher Tragwirkung problematisch.

## 5.2 Lineare FEM-Berechnungen

Eigene Nachrechnungen der Bauteilversuche wurden unter anderem mit dem FEM-Programm Micro-FE durchgeführt. Berechnungsergebnisse sind ausführlich in Anhang 4 enthalten. Angaben zu den Bauteilversuchen können dem Kapitel 4 entnommen werden.

### 5.2.1 Randbedingungen, Diskretisierung des FEM-Netzes, Belastung, Materialverhalten

Es wurden bei den Micro-FE-Berechnungen Schalenelemente eingesetzt (Bild 5.1). Die Verknüpfung der Elementknoten erfolgte in der horizontalen Bauteilebene. Die Elementierung wurde in radialer, rotationssymmetrischer Ausrichtung generiert. Die räumlichen Elementabgrenzungen genügten den programminternen geometrischen Anforderungen.

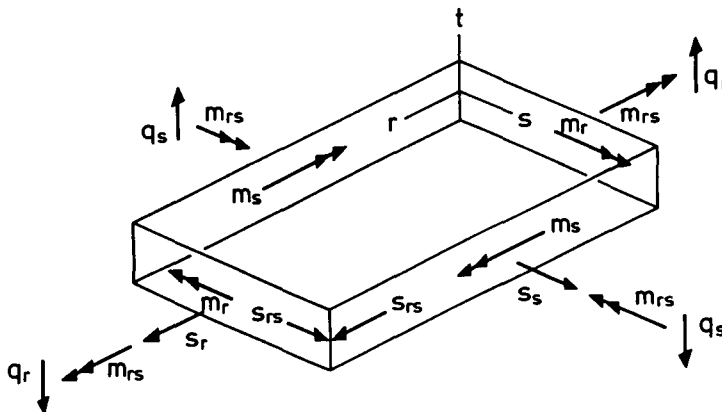


Bild 5.1 Schalenspannungen und Schnittgrößen am Element



Die Versuchskörper der Bauteilversuche wurden durch außen umlaufende Monolitzen vorgespannt (Umschlingen der Versuchskörper). Sie erzeugten einen Scheibenspannungszustand in der horizontalen Bauteilebene und durch ihre etwas exzentrische vertikale Lage ein dem Lastenmoment entgegenwirkendes kleines Vorspannmoment. Die vorhandene Vorspannwirkung wurde rotationssymmetrisch durch Knotenmomente und Normalkräfte an den freien Plattenrändern berücksichtigt.

Die Elastomer-Auflager waren in den Bauteilversuchen II/6 und II/7 so angeordnet, daß sich in den Hauptachsen kürzere Stützweiten als in den Diagonalen (versuchstechnisch bedingt) ergaben. Ihre Lage wurde in der Berechnung näherungsweise den vorhandenen Elementenknoten angepaßt. Bei den Versuchen II/1 bis II/5 waren die Lager entlang eines Kreises angeordnet. In einer Parameterstudie wurde die Auswirkung unterschiedlicher vertikaler Lagersteifigkeiten auf die Schnittkraftermittlung untersucht. Es wurden starre, weiche und steife Druckfedern berücksichtigt. Die Anordnung im Grundriß erfolgte bei Versuch II/6 und II/7, wie vor beschrieben, näherungsweise entsprechend der wirklichen Anordnung und als Vergleich mit gleichen rotationssymmetrischen Abständen aus der Plattenmitte, wobei der kleinste Abstand berücksichtigt wurde. Beispielhaft sind die Berechnungsergebnisse mit steifer Feder und zugehöriger unterschiedlicher Anordnung im Grundriß dargestellt.

Die tatsächliche Lasteinleitung im Versuch über einen Lasteinleitungsstumpf erfolgte näherungsweise durch Ansatz einer Flächenpressung auf die Elemente. Die Elementierung war so gewählt, daß die Pressung als konstante Größe auf die beiden innenliegenden Elementanordnungen aufgebracht werden konnte.

Unterschiedliches Materialverhalten sollte durch Veränderung der Steifigkeiten der Schalenelemente berücksichtigt werden. Es konnten nur der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl  $\mu$  variiert werden. Der Ausgangswert des Elastizitätsmoduls für den ungerissenen Beton,  $E_0$ , wurde näherungsweise für alle Berechnungen mit  $30\,000\text{ N/mm}^2$  berücksichtigt. Dies ist ein unterer Meßwert aus den Nebenkörperproben der Bauteilversuche. Die Querdehnzahl wurde je nach Steifigkeitsverhältnis zwischen 0,2 und 0,0 variiert. Es konnten somit verschiedene Versuchsphasen nachvollzogen werden, die das Bauteilverhalten von ungerissenen und gerissenen Zuständen bis in den Traglastbereich nachrechenbar machen sollte. Die Berechnungen wurden so durchgeführt, daß zum einen alle Elemente mit gleicher Steifigkeit und zum anderen die innenliegenden Elemente (bis zum Radius der inneren Auflagerpunkte) gegenüber den „Randelementen“ mit geringerer

Steifigkeit versehen wurden. Dadurch sollte der Einfluß einer steiferen anschließenden Platte gegenüber den „kleinen“ Bauteilversuchen symbolisiert werden, insbesondere deren Auswirkung auf die Schnittgrößenverteilung.

### 5.2.2 Ergebnisse der linearen FEM-Berechnungen

Weitere Ergebnisse sind in Anhang 4, Kapitel 4.1 dargestellt.

Die Berechnungen haben gezeigt, daß es möglich ist, Versuchsergebnisse aus Bauteilversuchen mit vorgespanntem Stahlfaserbeton mittels FEM-Programmen nachzurechnen.

Die Ergebnisse zeigen (Bild 5.2), daß im Gebrauchszustand (auch bereits unter vorhandener Ribbildung) bei Variation der Biegesteifigkeit zwischen  $1,0 EI_0$  und  $0,5 EI_0$  sehr gute Übereinstimmung in der Darstellung der Belastungs-/Durchbiegungs-Beziehung (für die Plattenmitte) erreicht wird. Die gesamte Tragwirkung ist weitgehend intakt, verhält sich elastisch bis gering plastisch. Umlagerungen der Zustandsgrößen finden kaum statt.

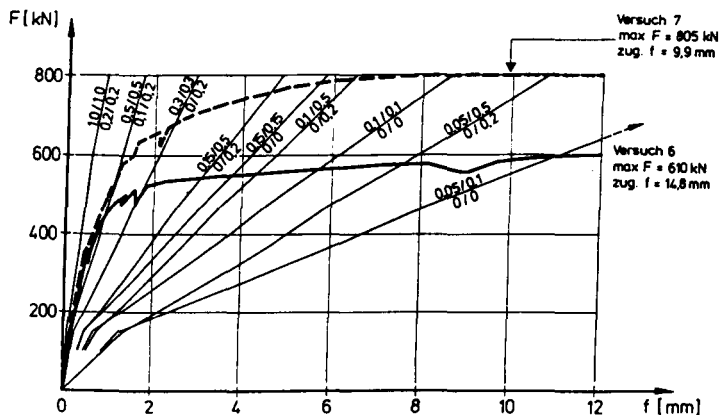


Bild 5.2 Versuchsnachrechnungen der Versuche II/6 und II/7 mit Variation der Biegesteifigkeiten

Bei Steifigkeitsabminderungen ab  $0,3 EI_0$  geht das Tragverhalten in den Traglastzustand über, wobei dann größere Durchbiegungszunahmen und Schnittkraftumlagerungen einsetzen. Der Einfluß unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse der innen- und außenliegenden Elemente auf die Umlagerungen der Momentenverteilungen ( $m_r$ ,  $m_i$ ) beginnt.

Ab Biegesteifigkeiten von kleiner  $0,1 EI_0$  ist der Traglastzustand erreicht. Die Schnittkraftumlagerungen sind deutlich zu erkennen. Je nach unterschiedlichen Biegesteifigkeiten (innere und äußere Elemente) und Stützweiten (Hauptachsen und Diagonalen) sind abweichende Beträge dieser Umlagerungen festzustellen.

Die radialen ( $m_r$ ) und tangentialen ( $m_t$ ) Momente können für die Bemessung, wie in der Praxis üblich, am Stützenanschnitt angenommen werden. Die zugehörigen Momente  $m_t$  zeigen sehr gute Übereinstimmungen mit den im nachfolgenden Abschnitt berechneten Bruchmomenten für Ansätze zur Berücksichtigung der Bruchlinientheorie im Traglastzustand. Es bilden sich durch die dominierenden Biegemomente  $m_t$  plastische Momente in Radialrichtung aus. Die Plattenkrümmung in tangentialer Richtung ändert ihr Vorzeichen nicht.

Wichtige Ergebnisse dieser Berechnungen sind:

- Durchbiegungen unter Versuchslasten sind nachrechenbar.
- Umlagerungen der Momente finden statt, insbesondere der Radialmomente  $m_r$ .
- Bei „steifen“ Randelementen gegenüber „weichen“ Innenelementen umlaufen die tangentialen Scheibenspannungen  $s_t$  infolge Vorspannung im Traglastzustand im wesentlichen den Innenbereich. Es treten zusätzlich Drillmomente  $m_n$  und Verzerrungsspannungen  $s_n$  auf.
- Die Zustandsgrößen der Querkräfte werden nur unwesentlich beeinflusst.

Die  $m_r$ -Momente lagern sich deutlich um. Ihr Momenten-Nullpunkt wandert zur Plattenmitte. Die beanspruchten Plattensektoren infolge  $m_r$  werden besonders bei steifen Randelementen am äußeren Rand elastisch eingespannt und haben somit bis zur Plattenmitte Krümmungsbereiche unterschiedlichen Vorzeichens. Die Plattensektoren bleiben somit nicht eben. Es treten Drillmomente auf, die nicht vernachlässigt werden können („Drehung der Hauptmomentenrichtungen“).

### 5.3 Nichtlineare Berechnungen von Bruchmomenten (einachsrig beanspruchter Plattenquerschnitt)

Berechnungsergebnisse sind in Anhang 2 enthalten.

Mit den Programmen AQUA und AQB von Sofistik wurden nichtlineare Berechnungen an 1,0 m breiten Plattenstreifen durchgeführt. Die Plattenstreifen entsprachen den Querschnittsabmessungen der Versuchskörper mit  $h = 15$  cm und  $h = 22,5$  cm. Die Arbeits-

linien wurden für Stahlfaserbeton (Bild 5.3) und faserfreien Beton (Bild 5.4) gem. Kapitel 2 angesetzt.

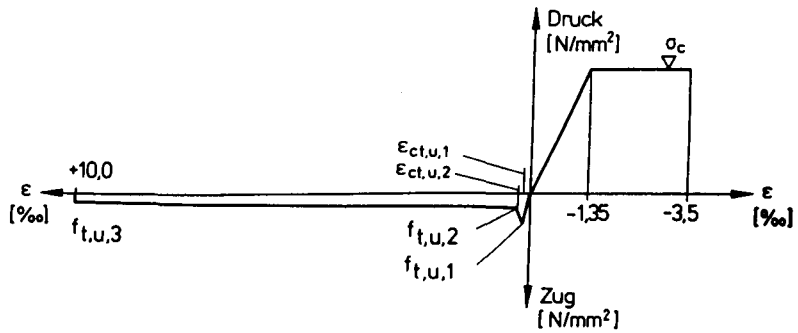


Bild 5.3 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Stahlfaserbeton

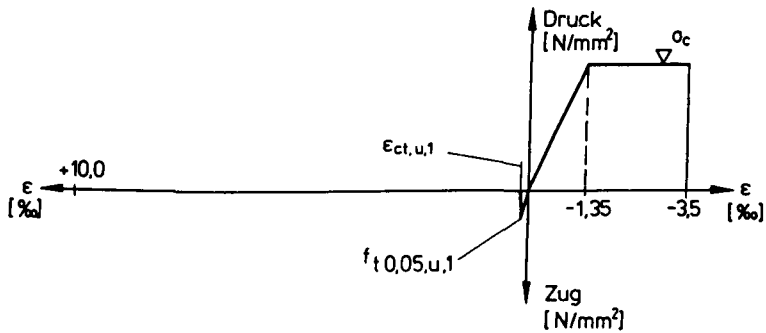


Bild 5.4 Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den faserfreien Beton

Berechnet wurden die Bruchmomente und die zugehörigen Rand- bzw. Mittendehnungen am Bemessungsquerschnitt in Abhängigkeit von der Plattenkrümmung. In Kapitel 6 sind Ergebnisse der Berechnungen für Versuche der Serie II enthalten.

Im Rahmen einer Parameterstudie wurden Stahlfasergehalte, Betondruckfestigkeiten, E-Modul des Betons, Zugfestigkeiten des Betons und die Nachrißzugfestigkeiten des Stahlfaserbetons variiert.

Als „Handrechnung“ lassen sich die Bruchmomente näherungsweise nach Kapitel 2, Bild 2.16, berechnen. Sie sind aufgrund der vereinfachten Annahmen etwas geringer als die nichtlinear berechneten Werte. Sie liegen daher auf der sicheren Seite.

Diese Rechenergebnisse der max. Bruchmomente können für die ingenieurmäßige Bemessung benutzt werden.

Die erhaltenen plastischen Momente können für Berechnungen nach der Bruchlinientheorie eingesetzt werden, um daraus Traglasten zu ermitteln.

## **5.4 Nichtlineare FE-Berechnung mit ANSYS**

### **5.4.1 Allgemeines**

Für die nichtlineare Berechnung des Plattensystems wurde das Programmpaket ANSYS, Version 5.0A-31 verwendet.

Das Programm ANSYS lag zum Zeitpunkt der Berechnung als PC-Lizenz in der Version 5.0 und ab Oktober '94 auch als UNIX-Lizenz vor. Die UNIX-Version ANSYS 5.0A gestattete es, mit Freiheitsgraden (Wavefront) von 1500 zu rechnen.

Als Basisrechner stand eine Workstation HP-715 mit 64 MB Hauptspeicher und 2 GB Festspeicher zur Verfügung.

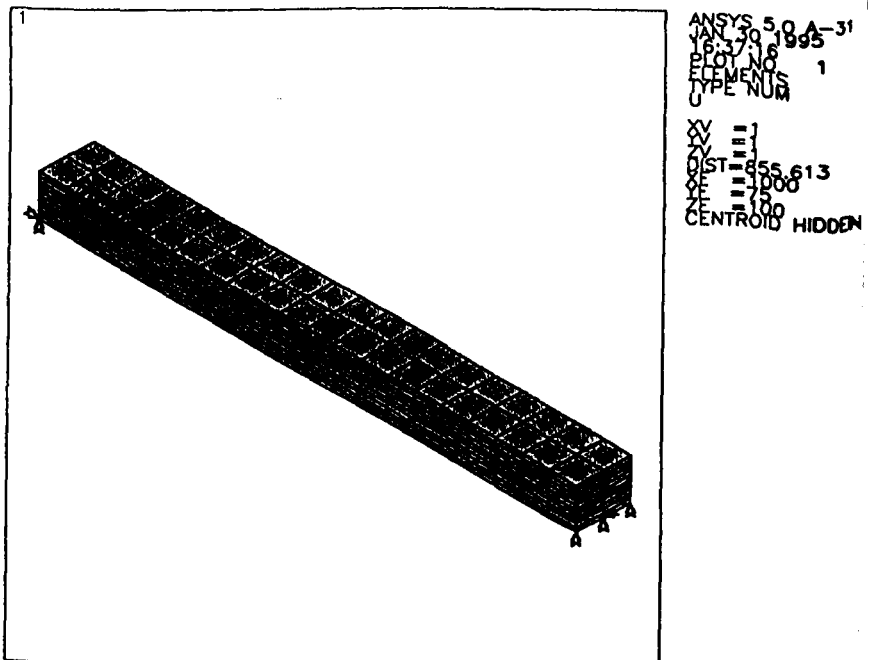
Berechnungszeiten für die Diskretisierung des Plattenmodells lagen zwischen 90 Minuten (PC-Version) und 2 Minuten (Workstation Version). Für die FE-Berechnung wurde ausschließlich die Workstation Version verwendet, wobei die Berechnungszeiten je nach Ausnutzung des Netzes zwischen 1 und 4 Tagen lagen.

Für die Auswertung wurde der Post-Prozessor ANSYS 5.0A-31 verwendet.

### 5.4.2 Modellbildung

Erste Testberechnungen wurden an einem Plattenstreifen (Balkenberechnung) durchgeführt, um die Leistungsfähigkeit des Programms an einem einfachen Tragsystem auszuprobieren.

Bild 5.5 zeigt das Plattenstreifenmodell in einer perspektivischen Ansicht.



*Bild 5.5 Plattenstreifen, Übersicht*

Bei der Diskretisierung des Plattenstreifens wurden die Abmessungen des Plattenversuchskörpers soweit wie möglich beibehalten. Zu nennen sind:

- Außenabmessung Platte
- Auflagerlage Neoprenlager
- Lasteinleitung

Wichtige Größen der Netzgenerierung für die Versuchsplatten, z.B. für den Versuch II/1 sind dabei die Anzahl der

Knoten (6675) und

Elemente (4992),

so daß eine Bandbreite für die FE-Berechnung von 1257 berechnet wurde.

#### 5.4.2.1 Werkstoff Beton

Um das Werkstoffverhalten von Beton im Programm näherungsweise beschreiben zu können, stellt das FE-Programm ANSYS 5.0A das Volumenelement 65 mit 8 Knoten in einer Beta-Version zur Verfügung.

Zur genaueren Beschreibung des Beton-Verhaltens werden u.a. folgende Eingabegrößen verwendet:

- Druckfestigkeit
- Zugfestigkeit
- E-Modul
- Mitwirkung Beton - offener Riß
- Mitwirkung Beton - geschlossener Riß
- Werkstoffverfestigung
- Bruchhypothese (WILLIAM/WARNKE wird empfohlen)
- Nachrißfestigkeit (als Beta-Version)

Für das Element 65 wurde folgende isotrope [M1] Werkstoffkennlinie gewählt (Bild 5.6).

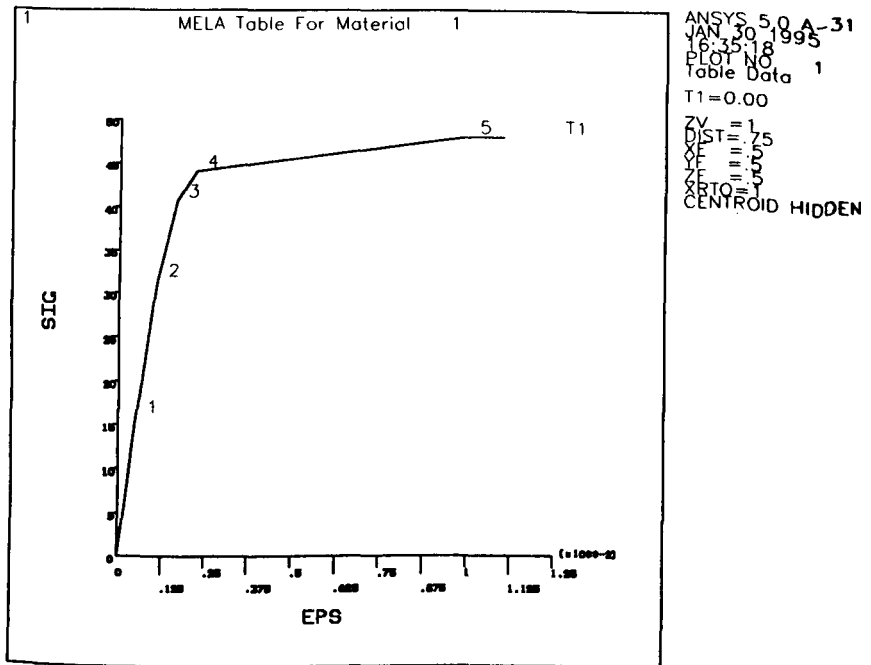


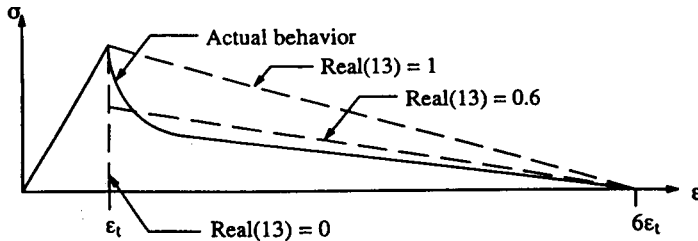
Bild 5.6 Werkstoffkennlinie für Material 1

Für die Betonarbeitslinie wird ein multilinear-elastischer Verlauf (MELAS) gewählt. ANSYS gewährt dem Anwender nur die Eingabe positiver Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Um die Zugseite des Werkstoffes Beton eindeutiger zu beschreiben, ist eine Zusatzoption einzuschalten, die bei gleicher Spannungs-Dehnungslinie, also gleichem E-Modul, die Zugfestigkeit beschränkt. Zugleich können Zugfestigkeiten für geöffnete bzw. wieder geschlossene Risse prozentual angegeben werden. Als Bruch-Hypothese wird das Modell von WILLIAM/WARNKE verwendet.

#### 5.4.2.2 Nachrißfestigkeit

In der Beta-Version des FEM-Paketes ANSYS 5.0A-31 kann zudem die Nachrißfestigkeit des Betons simuliert werden.





*Bild 5.6.1 Nachrißfestigkeit für Material 1*

Wenn man die Spannungs-Verformungslinie nach LAUBE [L4] zur y-Achse linear extrapoliert, ergibt sich ein ungefähr linearer Verlauf (Element 65) mit einem relativen Spannungsansatz von 0,35.

In der Programmbeschreibung bzw. Literatur wird dem Anwender ein Wert von 0,6 vorgeschlagen. Vergleichsrechnungen mit dem Einfeldbalken zeigen einen Einsatzbereich von 0,2-0,7 für das genannte Beispiel. Bei der Plattenberechnung war jedoch nur ein Verhältniswert von 0,3 brauchbar.

In den Dissertationen von R. MEYER [M1] und M. LAUBE [L4] wird dieses spezielle Betonzugverhalten eindeutig beschrieben.

### 5.4.2.3 Werkstoff Stahl

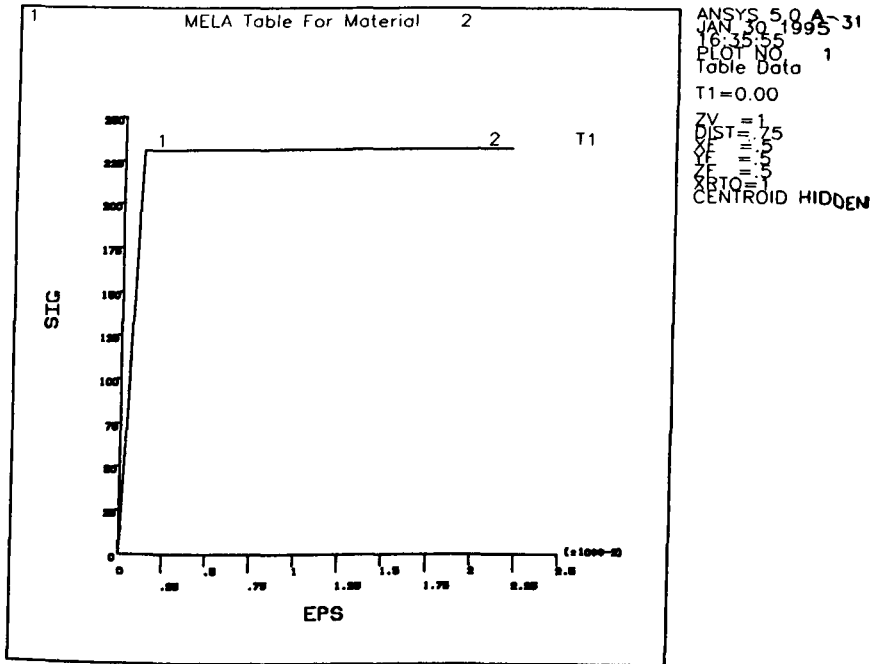


Bild 5.7 Werkstoffkennlinie für Material 2

Für die Stahlarbeitslinie wird ein bilinear bzw. multilinear-elastisches Werkstoffgesetz verwendet. Auch kann jeweils nur die positive Spannungs-Dehnungskomponente eingegeben werden. Als Bruchhypothese wird jedoch das VON MISES-Modell verwendet, das eine Zug- bzw. auch eine behelfsmäßig gleichgroße Druckfestigkeit aufweist.

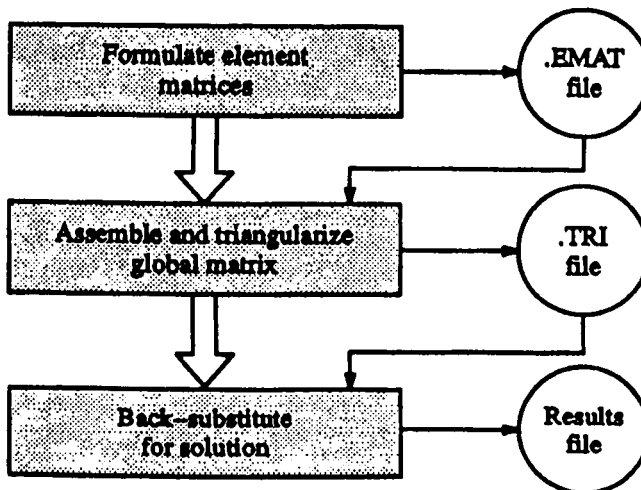
### 5.4.2.4 Werkstoff Faserbeton

Für die Berechnung des Faserbetons können beide Werkstoffgesetze im Element 65 gekoppelt werden. Über einen Volumenschalter kann die Größe der Stahleinlage (in der FE-Berechnung: 1 %) verschmiert über die xy-, xz- und yz-Flächen eingegeben werden. Bild 5.3 zeigt die Arbeitslinie.

Im Bereich kleiner Betondehnungen kann somit mit einem Zugfestigkeits-Peak ( $4,0 \text{ N/mm}^2$ ) gerechnet werden, wogegen sich die Restzugfestigkeit des Werkstoffes auf  $2,31 \text{ N/mm}^2$  beschränkt.

#### 5.4.3 Gleichungslöser

Als Gleichungslöser im FE-Programm ANSYS 5.0A werden die Frontlösungsmethode (Bild 5.8) und der JCG (Jacobian Conjugate Gradient)-Lösungsalgorithmus angeboten.



*Bild 5.8 Wesentliche Schritte und Dateien des Frontlösungsalgorithmus*

In der FE-Berechnung wurde ausschließlich das WAVEFRONT-Verfahren angewendet.

#### 5.4.4 Nichtlineare Strukturanalyse

In der Version ANSYS 5.0A-31 kann der User für die Gleichgewichtsfindung zwischen verschiedenen Ansätzen wählen:

## - Linear inkrementelle Verfahren

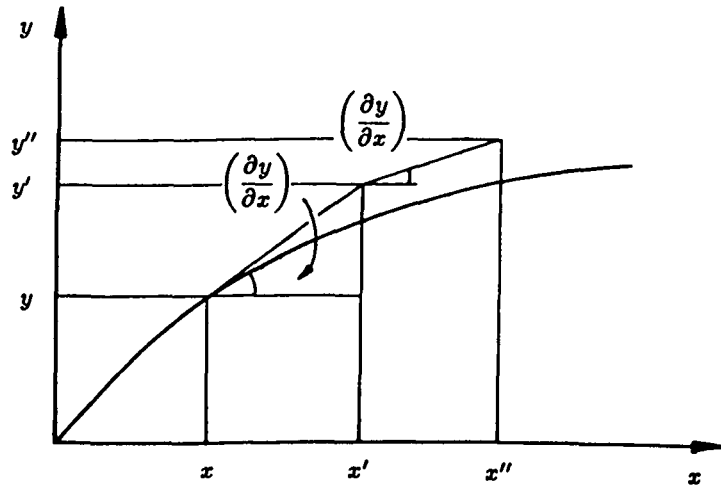


Bild 5.9 Linear inkrementelles Verfahren

## - NEWTON/RAPHSON-Verfahren, mit und ohne Anpassung der Tangentensteifigkeit

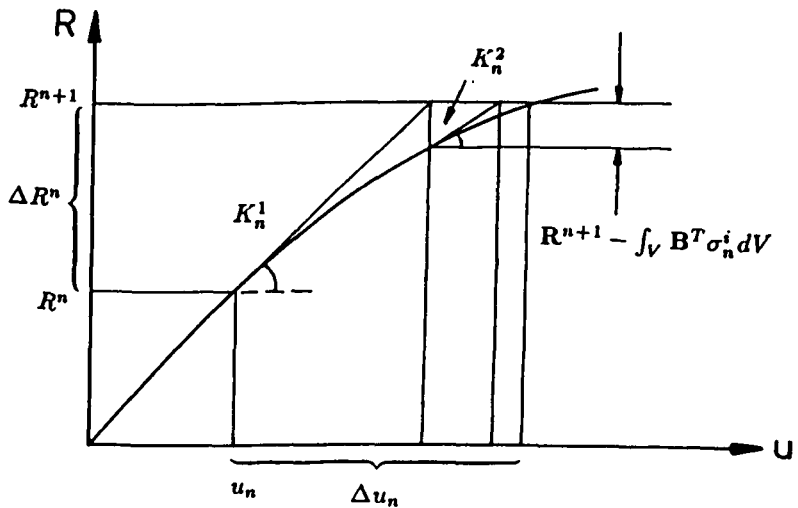


Bild 5.10 Nichtlineare Berechnung mit der Newton-Raphson-Methode

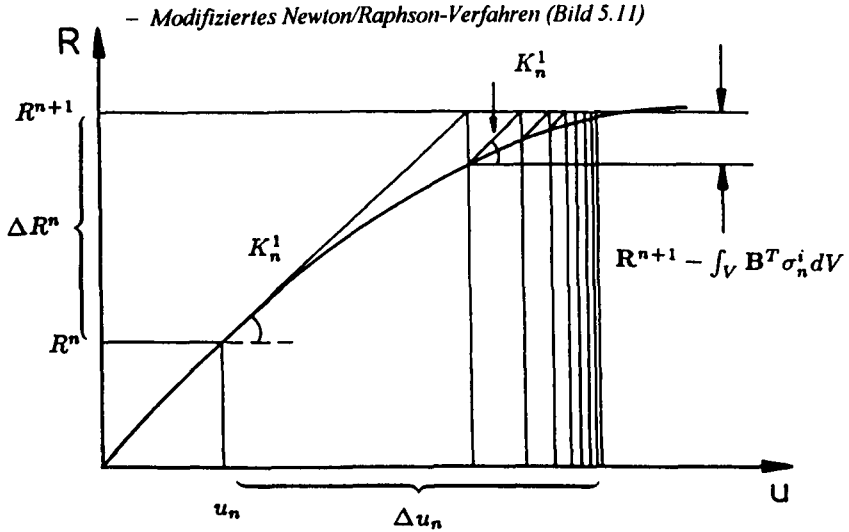


Bild 5.11 Nichtlineare Berechnung mit der modifizierten Newton-Raphson-Methode

- Bogen-Längen-Verfahren (nur als Beta-Version)

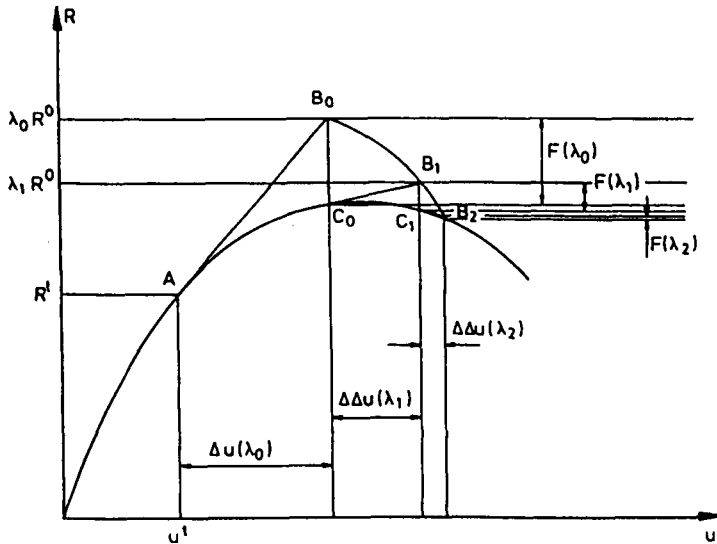


Bild 5.12 Bogen-Längen-Methode

Für die nichtlineare FE-Berechnung wird das NEWTON/RAPHSON Verfahren angewendet, kombiniert mit dem Einsatz der Bogen-Längen-Methode. Zum Anfang der Belastungsgeschichte wird das Gleichgewicht durch das NEWTON/RAPHSON-Verfahren ermittelt. Im Bereich des „Durchschlagpunktes“ soll versucht werden, Gleichgewicht über das Bogen-Längen-Verfahren zu finden. Im abfallenden Ast der Belastungsgeschichte kann dann wieder mit dem NEWTON/RAPHSON Verfahren gerechnet werden. Diese Aufteilung empfiehlt auch HU BO [B6] in seiner Veröffentlichung.

#### 5.4.5 Parameter-Anpassung durch BSP-Rechnung

Eine einfache Test-FE-Rechnung wurde für einen statisch bestimmt gelagerten Balken (Bild 5.5) durchgeführt. Sie sollte sowohl die Wirksamkeit der Lösungsansätze als auch die angesetzten Werkstoffgesetze verifizieren.

Das System wurde durch eine mittig angeordnete Einzellast belastet. Als Werkstoffgesetze wurden die vorgenannten Beziehungen eingegeben, wobei folgende Werkstoffgrößen variiert wurden:

- Mitwirkung des Betons bei offenen Rissen
- Mitwirkung des Betons bei geschlossenen Rissen
- Zugfestigkeit des Betons
- Druckfestigkeit des Betons
- E-Modul des Betons
- Nachrißfestigkeit des Betons
- Werkstoffverfestigung des Betons
- % der Stahleinlage

Mit Hilfe der oben aufgezählten Parameter wurden verschiedene FE-Rechnungen durchgeführt, wobei auch unterschiedliche Gleichungslöser angewendet wurden:

- linear inkrementelles Verfahren
- NEWTON/RAPHSON-Verfahren
- modifiziertes NEWTON/RAPHSON-Verfahren
- Bogen-Längen-Verfahren.

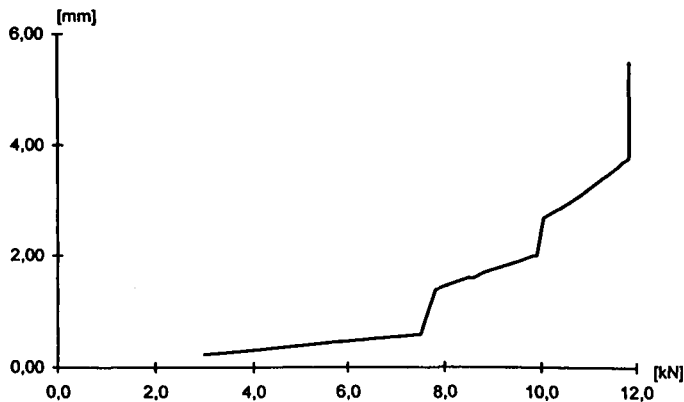
Die für den Zustand I ermittelten Spannungen und die zugehörigen Verformungen wurden ohne große Schwierigkeiten erreicht. Bei der nichtlinearen FE-Berechnung wurde durch folgende Parameter

- Mitwirken des Betons bei offenen Rissen	0,5
- Mitwirken des Betons bei geschlossenen Rissen	0,9
- Druck	-48 N/mm <sup>2</sup>
- Zug	4 N/mm <sup>2</sup>
- Nachrißfestigkeit	0,4
- Stahlzug	234 N/mm <sup>2</sup>
- E-Modul	31900 N/mm <sup>2</sup>
- Stahleinlage	1 %

die 2,5-fache Rißlast als Traglast für den Einfeldbalken ermittelt.

#### 5.4.6 Auswertung Beispielrechnung

Die Lastverschiebungskurve (Bild 5.13) zeigt das Verformungsverhalten des Einfeldbalkens bis zum „Durchschlagpunkt“, da zur Gleichgewichtsfindung zu diesem Zeitpunkt nur das NEWTON-RAPHSON-Verfahren angewendet werden konnte (Version ANSYS 5.0).



**Bild 5.13** Kraft-Weg-Beziehung als Ergebnis der nichtlinearen FEM-Berechnung mit ANSYS 5.0 an einem Einfeld-Plattenstreifen

### 5.4.7 Nichtlineare FE-Berechnungen der Versuchsplatten

Mit Hilfe der Baustoffparameter der BSP-Rechnung wurde die FE-Berechnung der Stahlfaserbetonplatte (Versuch II/1) gestartet.

Ausgehend von den im Versuch aufgebrachten Lasten wurde in 10 Laststufen versucht, die Belastungsgeschichte der Stahlfaserbetonplatte nachzufahren.

Für die Darstellung der Spannungen über dem Querschnitt kann der Post-Prozessor von ANSYS 5.0A verwendet werden. Um die Verteilung der Spannungen über den Querschnitt ausreichend genau berechnen bzw. darstellen zu können, wurde ein Modell mit zehn Schichten à 1,5 cm gewählt.

Zur Zeit können nur Ergebnisse von Plattenberechnungen vorgelegt werden, bei denen der Traglastzustand rechnerisch noch nicht erfaßt werden konnte, da die Berechnungen frühzeitig wegen ungenügendem Konvergenzverhalten abbrechen. Bisher sind nur Versuchsnachrechnungen durchgeführt worden, die den Bereich nach den ersten Ribbildungen bei kleinen Plattendurchbiegungen bis ca. 2,0-fache Riblast erfassen. Dies entspricht z.B. für die Nachrechnungen der Versuchsergebnisse des Versuchskörpers 1 der Serie II ca. 75 % der maximalen Traglast.



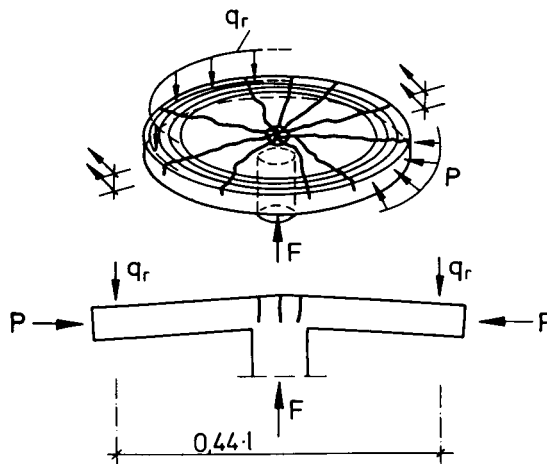
## 6. Tragverhalten und Ingenieurmodelle

In diesem Kapitel wird das Tragverhalten (wirklichkeitsnahe Tragwirkungen) von punktförmig gestützten Platten (Flachdecken) im Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung, Flachdecken hergestellt aus ohne Verbund vorgespanntem Stahlfaserbeton, aus der Sicht des Verfassers beschrieben. Danach werden Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung der Flachdecken angegeben. Darauf fußend können Ingenieurmodelle formuliert und Bemessungsansätze vorgeschlagen werden. Zur Anwendung der Bruchlinientheorie wird für die Berechnungen im Traglastzustand Stellung genommen.

### 6.1 Tragverhalten

#### 6.1.1 Allgemeines

Der maßgebliche Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung wird in Kap.4 für die Auswahl der Versuchskörper in Serie 1 beschrieben. Diese ist für schlaff bewehrte und/oder vorgespannte Platten annähernd identisch (Bild 6.1).



*Bild 6.1 Teilsystem im Bereich der Innenstützung mit radialer Rißbildung*

Die Versuchskörper anderer Untersuchungen haben in der Regel Stützweiten von  $0,44 l$ . Die Länge  $l$  entspricht der Stützweite einer gedachten Flachdeckenkonstruktion. Auf dem Durchmesser von  $0,44 l$  liegt bei rotationssymmetrischer Ausbildung der Decken-

konstruktion und Vollast als gleichmäßige Flächenbelastung der Momenten-Nullpunkt der Radialmomente. Die Vorspannwirkung kann so gewählt werden, daß sie ebenfalls annähernd rotationssymmetrisch ist oder einen definierbaren Spannungszustand auf die Konstruktion erzeugt.

Es kann nur Auskunft über das komplexe Tragverhalten im Bereich der Innenstützung punktförmig gestützter Platten gegeben werden, wenn die einzelnen Mechanismen (Beanspruchungen/Widerstände) analysierbar sind. Es treten in einem geometrisch eng begrenzten Bereich um die Stützung dreidimensionale Hauptspannungszustände auf. Diese Spannungszustände ändern sich von allseitigem Druck (Stützenkopf/Lasteneinleitung) bis zur allseitigen Zugbeanspruchung. Größe und Richtung der Hauptspannungsverteilung bestimmen im Bauteil die Tragmechanismen, sie ändern sich infolge von Ribbildungen im Beton nach Größe und Richtung fortlaufend. Es treten dann bereichsweise Spannungskonzentrationen und „Entspannte Bereiche“ örtlich dicht nebeneinander auf (Bild 6.2).

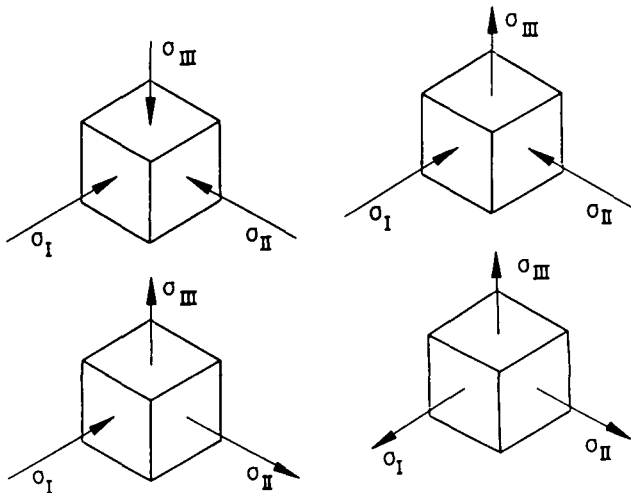


Bild 6.2 Räumliche Hauptspannungsverteilung im Bereich der Innenstützung, dargestellt am differentiellen Element

Zur Aufnahme derart schwer erfassbarer mechanischer Zusammenhänge muß auf der Widerstandsseite ein leistungsfähiger Werkstoff (Stahlfaserbeton/Beton) vorhanden sein. Dieser muß definierten Druck- und Spannungszuständen im dreidimensionalen Raum widerstehen können (s. Kap. 2.6.3.).

Durch konstruktive Maßnahmen (s. Kap. 6.2) kann entscheidend Einfluß auf Tragverhalten/Tragmechanismus derartiger Bauteile genommen werden. Diese können zum sicheren Erfassen des Traglastzustandes infolge Biegebruch führen und plötzliches Durchstanzen praktisch ausschalten.

In dieser Arbeit soll das Tragverhalten im Bereich der Innenstützung ohne Verbund vorgespannter punktförmig gestützter Platten anhand von Versuchsbeobachtungen und -ergebnissen (Kap. 4) sowie durch FEM-Berechnungen (Kap. 5) erläutert werden.

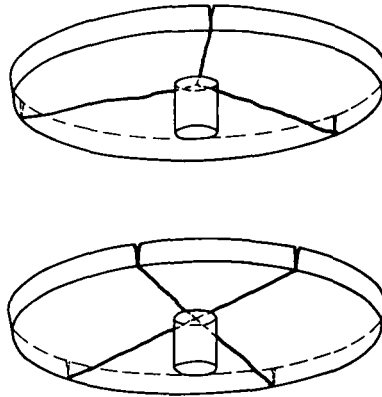
### 6.1.2 Tragverhalten, Tragmechanismen

Im ungerissenen Zustand verhält sich die Konstruktion näherungsweise homogen. Die Verteilung der Zustandgrößen ( $N, M, V$ ) kann aus den Beanspruchungszuständen (Vorspannung, Eigengewicht, Verkehrslast u.s.w.) der Elastizitätstheorie bestimmt werden. In der dreidimensionalen Spannungsverteilung des Stützbereichs ist die Biegetragwirkung aus tangentialer Momentenbeanspruchung dominierend. Sie verursacht erste radiale Rißbildung aus dem Zentrum der Stützung zu den Feldbereichen hin. In gänzlich unbewehrten, nicht vorgespannten Platten werden sich nur drei, maximal vier Radialrisse bilden, dann ist das Energieaufnahmevermögen der Platte erschöpft (Bild 6.3).

Bei bewehrten und vorgespannten Platten kann weitere Verformungsenergie aus Beanspruchungszuständen aufgenommen werden. Es bilden sich mehrere radiale, sternförmig angeordnete Risse, die aus dem Zentrum der Stützung heraus entstehen (Bild 6.1). Der Abstand der Radialrisse untereinander resultiert aus der globalen Systemtragwirkung (gleichmäßiger Rißabstand) und den örtlich auftretenden Diskontinuitäten, z.B. aus Strukturunterschieden im Werkstoff Beton, Aussparungen, Spannglied- und Bewehrungsführung, die „bevorzugte“ Richtungen der Radialrißbildung hervorrufen.

Während dieses Tragzustandes sind die Rißbreiten gering und wesentliche Tragmechanismen wirken in den Biegerissen aus Kornverzahnung, Verdübelungswirkung der in diskreten Punkten vorhandenen Bewehrungen (schlaife und vorgespannte) und aus der

annähernd gleichmäßigen Verteilung von Stahlfasern. Die Stahlfasern behindern den Ribbfortschritt bis in den Mikrorißbereich des Betons (Kap. 2, Bild 2.1).



*Bild 6.3 Bruchfiguren unbewehrter Platten*

Unterstützt wird dieser Mechanismus durch die Vorspannung, die ein frühes Aufklaffen im oberen Ribßbereich ebenfalls behindert, so daß der Gradient im Bereich der Ribbufer klein bleibt. Die Vorspannung wirkt sich somit insgesamt sehr günstig auf das Tragverhalten bis in den Traglastzustand aus, da sie die Gesamtkonstruktion der Flachdecke wesentlich steifer macht und im Innenbereich der Stützung für eine flachere resultierende Druckstrebe sorgt. Die Höhe der Druckspannungsverteilung im Querschnitt wird größer sein als bei einem vergleichbaren schlaff bewehrten Querschnitt nach eingetretener Ribßbildung. Die Einschnürung der Druckzone schreitet langsamer voran. Das Zusammenwirken dieser Mechanismen (Vorspannwirkung und Stahlfasern) führt zu dem zu sehr günstigen Tragverhalten und schafft Möglichkeiten der Umlagerung von Tragwirkungen.

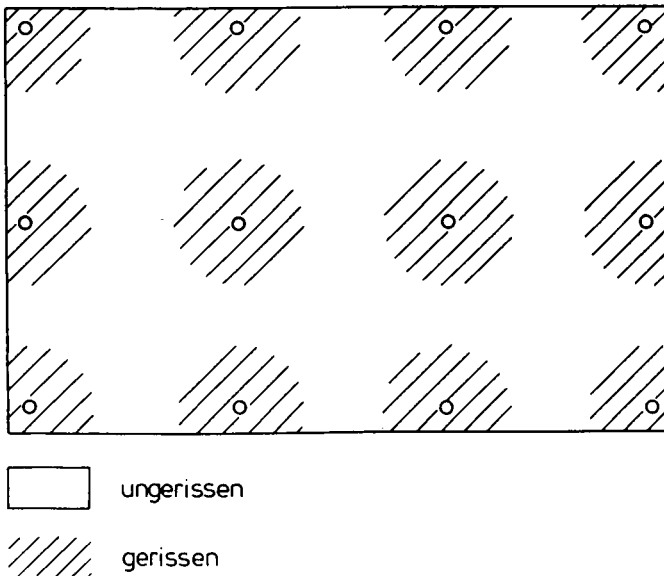
Bei diesem Tragzustand sind die Beanspruchungen aus tangentialer Momentenbeanspruchung gegenüber den übrigen Beanspruchungen (Radialmomente, Vertikalkrafteinleitung) dominierend. Die Radialribßbreiten an der Bauteiloberfläche betragen max.  $w \leq 0,3 \text{ mm}$  und i.M.  $w \leq 0,2 \text{ mm}$ . Der Abfall der Biegesteifigkeit der Platte ist relativ gering. Erste „scheinbare“ Tangentialrisse treten unter dem Rand der Lasteinleitung auf der Plattenoberseite (Zugseite) am Ende dieser Tragphase auf (Bild 6.1). Sie resultieren aber vermutlich eher aus einem örtlich begrenzten „Einleitungsproblem“ der Momenten-

beanspruchungen in die umgebende Platte (außerhalb des direkten Bereichs der Innenstütze). Diese Risse haben bei vorgespanntem Stahlfaserbeton bis in den Traglastzustand eine geringe Rißbreite.

Die Beanspruchungen resultieren in diesem Tragzustand aus einem Lastniveau von mindestens ca. 70 % der später erreichbaren Last, bevor das Bauteil in den Traglastzustand (Zustand III) übergeht. Das beschriebene Tragverhalten kann somit zur grundlegenden Formulierung des Gebrauchszustandes herangezogen werden.

Eine Dauerschwingbeanspruchung in den üblichen Grenzen der Spannungsamplitude verändert das Tragverhalten in diesem Tragzustand nicht. Dies haben die durchgeführten Bauteilversuche gezeigt. Die Dauerschwingbeanspruchung treibt die Rißbildung lediglich etwas schneller voran. Hierbei wirkt sich die vorhandene Vorspannung sehr positiv aus, da sie bereits offene Risse nach Entlastung nahezu wieder schließt.

Die Schnittkraftermittlung kann auch bei Berücksichtigung geringer Biegesteifigkeit (ca.  $0,7 EJ_0$ ) für die Bereiche der Stützungen nach E-Theorie erfolgen (Bild 6.4).



**Bild 6.4** Bereiche unterschiedlicher Steifigkeit einer vorgespannten Flachdecke bei einsetzender Rißbildung im Bereich der Stützungen

Nach weiterer Lasterhöhung vergrößern sich einzelne Rißbreiten (bis  $w \leq 1,0 \text{ mm}$ ). Das globale Biegetragssystem verhält sich in der Art, daß die aufgezwungenen Plattenverformungen weitere Radialrißbildungen verursachen. Die tangentialen Biegemomente am Gesamtsystem sind weiterhin dominierend. Die Tragwirkung der Stahlfasern senkrecht zu den Rißufer ist intakt (Dehnung der Fasern). Dadurch können weitere tangentiale Momentenumlagerungen stattfinden, die zu neuen Radialrisse führen. Am Ende dieses Tragzustandes ist das radiale Rißbild abgeschlossen. Im oberen Rißbereich einzelner Risse ist die Rißbreite soweit vergrößert, daß die Tragwirkung aus Kornverzahnung und Verdübelungswirkung der Stahlfasern parallel zu den Rißufer nicht mehr vorhanden ist.

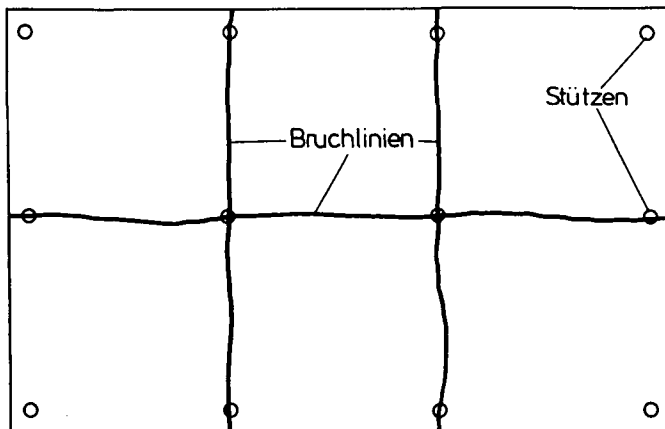
Das globale Tragverhalten der Platte wird zunehmend plastisch, die Durchbiegungen wachsen gegenüber der Lastzunahme überproportional an. Der Verlust der Biegesteifigkeit beträgt bis zu ca. 70 % des ungerissenen Querschnitts. Die radialen Risse sind annähernd gleichmäßig verteilt, so daß bei der rechnerischen Ermittlung von Schnittkräften und zugehörigen Verformungen von einer sogenannten verschmierten Rißbildung gesprochen werden kann (s. z.B. STERNIK [S23]). Sie erlaubt unter Berücksichtigung einer Verminderung der Biegesteifigkeit die Berechnungen mit FE-Programmen, die ein lineares Elementverhalten aufweisen.

In Radialrichtung (Beanspruchung aus Radialmomenten) ist die globale Änderung der Plattenverformung bei Lastzunahme außerhalb der Innenstützung gegenüber der Tangentialrichtung gering. Es treten in Radialrichtung keine wesentlichen Umlagerungen von Zustandsgrößen ein. Es gilt näherungsweise das aus der Literatur bekannte Starrkörpermodell zwischen den Radialrisse.

Die Wirkung zusätzlicher schlaffer Bewehrung ist in diesem Tragzustand aber bereits von größerer Bedeutung. Sie vermindert die zunehmende Rißaufweitung der Radialrisse nur in diskreten Punkten. Die hohen örtlichen Verbundspannungen zwischen Beton und geripptem Betonstahl verursachen eine zusätzliche Tangentialrißbildung, die je nach Beanspruchungsniveau von der Plattenstützung nach außen zum Plattenrand voranschreitet. Sie zerstört vollflächig das Betongefüge in der Zugzone. Dies ist ein Nachteil, der sich in der Tragwirkung sehr ungünstig auswirken wird. In diesem Zusammenhang beschreibt BOLLINGER in [B12] ausführlich die Auswirkungen unterschiedlicher schlaffer Bewehrungen auf Tragverhalten und Traglasten punktförmig belasteter Platten.

Der Traglastzustand kündigt sich dadurch an, daß einzelne Radialrisse aufklaffen (Rißbreiten  $w > 1,0 \text{ mm}$ ). Die Lastaufnahmefähigkeit in Tangentialrichtung hat für die

globale Tragwirkung im Bereich der Innenstützung einer Flachdecke einen kritischen Zustand erreicht: Die Momentaufnahmefähigkeit ist entlang der Radialrisse erschöpft. Es entstehen „plastische Gelenke“ mit annähernd konstantem Biegebruchmoment entlang der Bruchlinien. Für vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung stellt diese Tragwirkung die Grenze der Biegebemessung im Traglastzustand dar. Die sich kreuzenden Bruchfugen klaffen vorzugsweise parallel zur konzentriert geführten Stützstreifenvorspannung auf (Bild 6.5 und Bild 6.6). Bei nicht rotationssymmetrischer Beanspruchung, z.B. infolge vorhandener Aussparungen oder exzentrischer Lasteinleitung, könnten sich Anzahl und Lage der Bruchfugen im Grundriß der Platte ändern, jedoch nicht das grundsätzliche Biegetragverhalten.



**Bild 6.5** Mögliche Ausbildung von Bruchlinie in vorgespannten Flachdecken (mit konzentrierter Stützstreifenvorspannung)

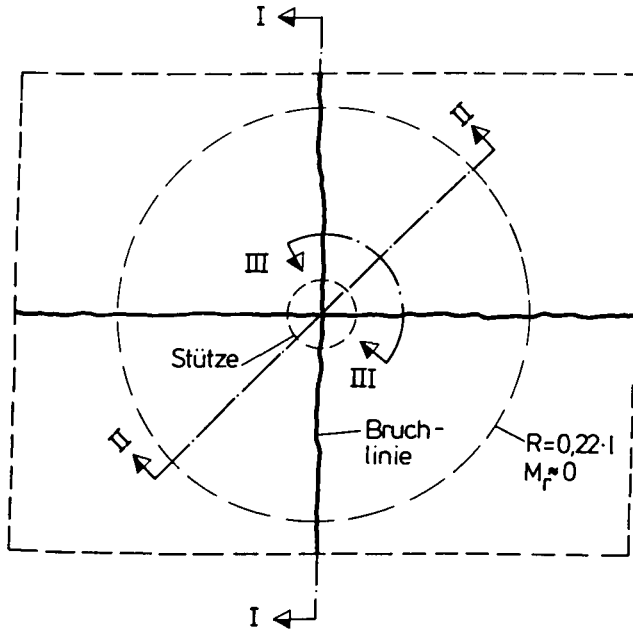
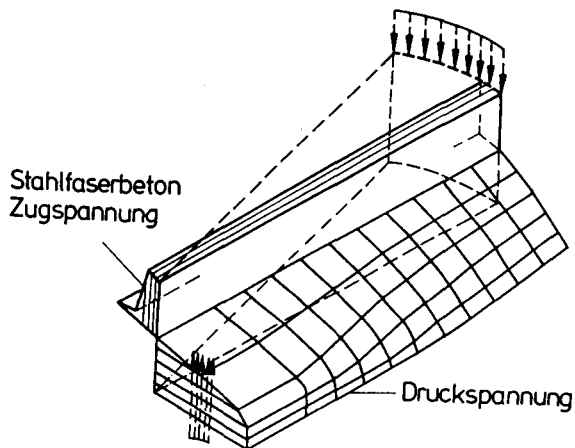


Bild 6.6

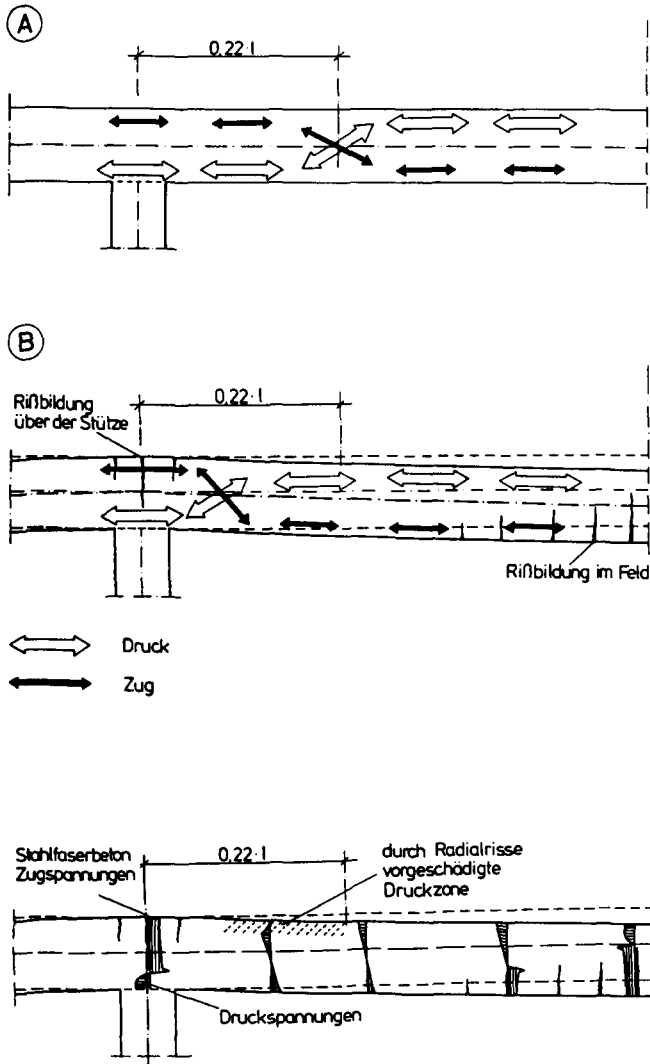
*Ausschnitt einer Flachdecke im Bereich der Innenstütze  
(Draufsicht, nur Bruchlinien dargestellt)*



noch Bild 6.6

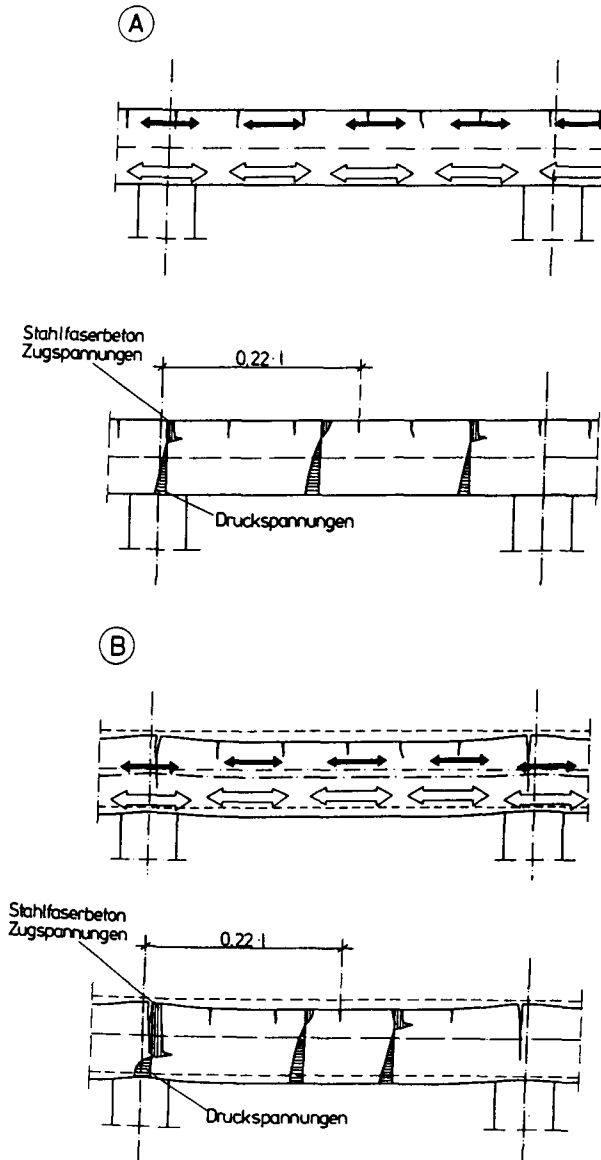
*Schnitt I-I, qualitative Spannungsverteilung in der Bruchfuge  
(tangential)*





noch Bild 6.6

Schnitt II-II, qualitative Darstellung der Zug- und Druckstreben sowie der Spannungsverteilung, Fall A im Gebrauchzustand, Fall B im Traglastzustand jeweils in Radialrichtung infolge Biegung



noch Bild 6.6

*Schnitt III-III, qualitative Darstellung der Zug- und Druckstreben sowie der Spannungsverteilung, Fall A im Gebrauchszustand, Fall B im Traglastzustand jeweils in Tangentialrichtung infolge Biegung*

Die weitere Lastaufnahme durch das Plattensystem ist nur noch möglich, wenn sich die grundsätzliche Änderung der Tragwirkung einstellt.

Beim weiteren Öffnen der radialen Biegebruchfugen schnürt sich die Druckzone in diesen Bereichen stark ein. Im oberen Rißbereich werden die Stahlfasern aus dem Beton herausgezogen oder reißen ab. Dies hängt von der Dehnfähigkeit der Fasern und dem Verbundverhalten zwischen Beton und Stahlfasern ab. Gleichzeitig nimmt das aufnehmbare Bruchmoment aus dem Traglastanteil des Stahlfaserbetons in den Biegebruchfugen sukzessiv ab. Parallel dazu erhöhen sich bei zunehmend größeren Plattenverformungen die Spanngliedkräfte aus Spanngliedlänge. Es bildet sich ein nennenswerter, steigerungsfähiger Traglastanteil infolge Zugseilwirkung der Spannglieder in den Stützstreifen, die die Stützung im Bereich der Flachdecke kreuzen, heraus. Zumindest wird hier bei einer realen Decke diese günstige traglaststeigernde Wirkung durch die Umlenkkräfte der Spannglieder über der Stützung genutzt werden können (s. Bild 6.7).

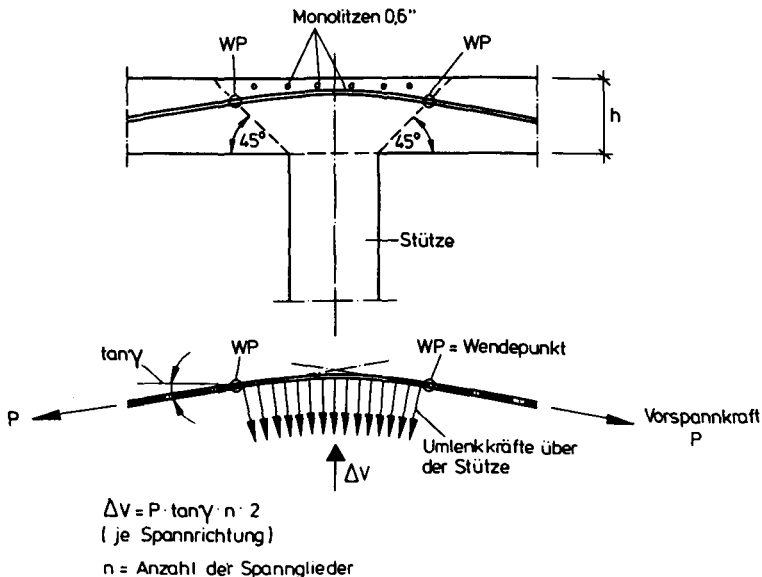


Bild 6.7 Umlenkkräfte über der Stütze

Bei Bauteilversuchen wird durch die geringen Abmessungen zusätzlich der Scheibenspannungszustand z.T. erheblich erhöht. Dies kann ebenfalls Traglaststeigerungen mit sich bringen. In realen Bauwerken kann das nicht auftreten, da der nun sehr biegeeweiche gerissene Bereich der Innenstützung von steiferen ungerissenen Plattenbereichen umgeben ist (Bild 6.4). Die ursprünglich gleichmäßig angesetzten Scheibenspannungen umlaufen teilweise in den steiferen Plattenbereichen die Innenstützung. Die Biegesteifigkeit im Bereich der Innenstützung hat eine Größe im Traglastzustand von  $< 0,1 \cdot EI_0$ .

Das bisherige Tragsystem (Starrkörper mit Radialrissen und Vorspannung) kann die weiteren Traglaststeigerungen nicht mehr allein kompensieren. Die Platte muß ihre Tragwirkung in Radialrichtung erhöhen. Dies geschieht, indem sich die Platte in die anschließenden steiferen Plattenbereiche außerhalb des Bereichs der Innenstützung „einspannt“. Hieraus entstehen Umlagerungen der Tragwirkung, die die Verformungsbedingungen der Platte nahe der Stützung stark beeinflussen. Während dieses Umlagerungsprozesses ändern sich Größe und Richtung der dreidimensionalen Hauptspannungen im Bereich um die Innenstützung ständig. Örtliche Spannungsspitzen treten in Bereichen der bereits vorhandenen Bruchfugen auf.

Das Radialmoment wird sich in einem plastischen Grenzzustand, wie von LENOS [L2] dargestellt, einstellen (s. Bild 6.8).

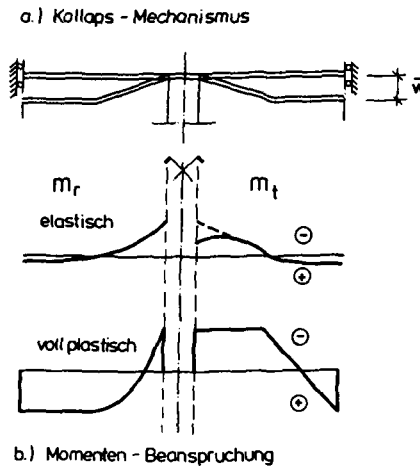


Bild 6.8 Kollaps-Mechanismus und Momentenbeanspruchung nach LENOS [L2]

Diese Grenztragwirkung infolge Biegung kann nur unvollständig in derartigen Bauteilen auftreten. Der Verfasser bezeichnet den Traglastzustand als kritischen Zustand, wenn das Radialmoment soweit zur Stütze hin umgelagert ist, daß dessen Momenten-Nullpunkt sich mit den Zugspannungen aus der vertikalen Lasteinleitung überlagert (Bild 6.6). Bei einem räumlichen kritischen Spannungszustand wird dann die Zugstrebe im Inneren der Platte maßgebend. Sie führt zu Ribbildungen im Beton, die kollapsartig voranschreiten. Die Platte wird durchgestanzt. Zudem wird die Geschwindigkeit der Momenten-Umlagerungen in Radialrichtung unterschiedlich schnell fortschreiten. Die Ursache dafür ist, daß durch den Krümmungswechsel der Platte in Radialrichtung in diesen Bereichen nun die Biegedruckzone ist; vorher war es die Biegezugzone. Der Beton ist zumindest im oberflächennahen Bereich zerstört, zudem hat in der Tangentialrichtung im Bereich der radialen Biegebrüche kein Vorzeichenwechsel im Krümmungsverlauf der Platte stattgefunden. Es stoßen im Traglastbereich infolge Momentenbeanspruchung aus  $m_r$  und  $m_t$  positive und negative Spannungsrichtungen in einer Schichtebene der Platte aufeinander. Die statisch wirksame Nutzhöhe ist für die Aufnahme der Radialmomente dann gegebenenfalls nicht mehr ausreichend (vorgeschädigte Druckzone).

Diese Umlagerungen der Tragwirkung treten erst bei großen Verformungen der Platte auf. Die räumliche Wirkung der Stahlfasern ist im Plattenquerschnitt auf Zug zielsicher erreichbar. Sie ist somit für wechselnde Beanspruchungen, wie sie hier vorliegen, ideal. Zudem behindern die Stahlfasern die innere Ribbildung, die zum Durchstanzen führt.

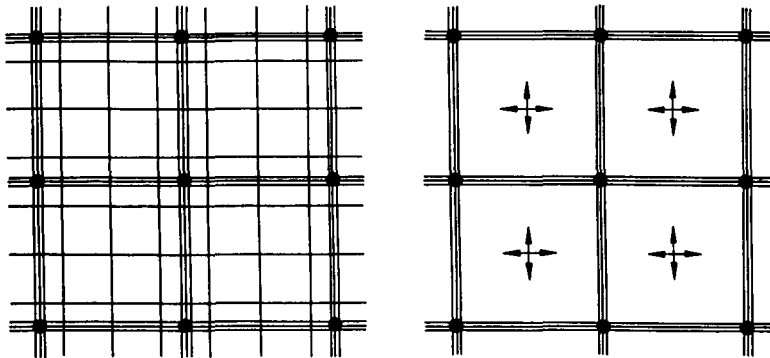
Bei ausschließlich schlaff bewehrten Querschnitten läuft der Versagensmechanismus, der zum Durchstanzen führt, grundsätzlich in gleicher Weise ab. Bei „schwacher“ Biegebewehrung gerät die Bewehrung in den Radialrissen ins Fließen. Ist diese sehr gering, entsteht Biegebruch. Ist sie ausreichend groß, um die Umlagerungen im Traglastzustand zu ermöglichen, versagt die Platte infolge Durchstanzen. Bei „starker“ Biegebewehrung werden die Verformungen in Tangentialrichtung wesentlich behindert, so daß es bereits vor dem Fließen der Bewehrung in den radialen Rissen zu Umlagerungen in Radialrichtung kommen kann, da die Verträglichkeitsbedingungen infolge aufgezwungener Systemverformungen erfüllt sein müssen. Hinzu kommt, daß die Ribbildung im Inneren des Betons durch eine diskrete Anordnung von Bewehrungsstäben nicht wirkungsvoll behindert wird, so daß es zum vorzeitigen, nicht angekündigten Durchstanzversagen kommt.

Die Beschreibung des Tragverhaltens und der maßgeblichen Tragmechanismen hat gezeigt, daß Flachdecken aus vorgespanntem Stahlfaserbeton zielsicher so konstruiert wer-

den können, daß primär ein Biegeversagen auftritt. Durchstanzversagen wird nicht entstehen oder eine sekundäre Erscheinungsform nach zusätzlich großen Plattenverformungen im Bereich der rotationssymmetrischen Innenstütze sein. Wichtig hierfür ist die günstige Tragwirkung der Stahlfasern, die Rißbildungen im Betonquerschnitt wirkungsvoll behindert und zielsicher Zugkräfte aus Vertikallasteinleitung in einer gedachten Kegelfläche um die Plattenstützung herum aufnehmen kann. Die Neigung der Kegelfläche wird wesentlich durch die schräge Druckstrebe in Radialrichtung bestimmt und ist von der Vorspannwirkung abhängig. Die Druckstrebe im Traglastzustand hat eine Neigung von  $< 30^\circ$ .

## 6.2 Konstruktive Ausbildungen vorgespannter Flachdecken aus Stahlfaserbeton

Vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton (ohne zusätzliche Bewehrung) sollten nach bewährter und allgemein üblicher Konstruktionsweise hergestellt werden. Sinnvoll erscheint die Ausführungsform gem. Bild 6.9 mit konzentrierter Stützstreifenverspannung (ca. 50 % des gesamten Spannstahlquerschnitts über den Stützen und die restlichen erforderlichen Spannglieder gleichmäßig verteilt in den Feldbereichen). Die Spannglieder in den Stützstreifen sollten geschwungen verlegt werden, um die günstige Tragwirkung aus den Umlenkräften ausnutzen zu können. Je nach Beanspruchung der Flachdecke sollten in den Feldbereichen die Spannglieder nur leicht geschwungen oder gerade (mittig) verlegt werden, um Schäden durch Bohrlöcher für Dübel zu vermeiden und ausreichend Sicherheit für den Brandfall zu haben [D9]. In den Feldbereichen werden dadurch zwar die Umlenkräfte nicht ausgenutzt, jedoch reicht für die wesentlich geringeren Beanspruchungen in diesen Bereichen die vorhandene Tragwirkung des vorgespannten Stahlfaserbetons voll aus.



*Bild 6.9*      *Empfohlene Spanngliederführung in Flachdecken*

Eine denkbare Ausführungsweise wäre es auch, Spannglieder nur in den Stützstreifen zu führen. Hierzu müßte aber gewährleistet sein, daß in den Rand- und Eckfeldern durch zusätzliche horizontal geschwungene Spannglieder (s. [D9]) ein definierbarer zentrischer Vorspannungszustand vorhanden ist.

Die horizontale Aussteifung der Bauwerke sollte durch Wandscheiben oder Treppenhaukerne erfolgen. Dies trifft für die meisten bisherigen Anwendungsfälle zu. Somit werden die Bereiche der Innenstützen nur zentrisch oder mit geringer Ausmitte beansprucht.

Die Beanspruchungszustände in den Bereichen der Rand- und Eckstützen werden zwar in dieser Arbeit nicht näher behandelt, es erscheint dem Verfasser aber durchaus möglich, bei vorgespannten Flachdecken aus Stahlfaserbeton auch in den Randbereichen auf zusätzliche schlaaffe Bewehrung zu verzichten.

In den Bereichen der Spanngliederankerungen kann ebenfalls bei ausreichendem Randabstand (entsprechend den Zulassungen) auf eine zusätzliche schlaaffe Bewehrung verzichtet werden.

Öffnungen in den Flachdecken sind so zu konstruieren, daß die gewünschte Vorspannung zielsicher in allen Plattenbereichen eingeleitet werden kann. Kerbwirkungen sind durch Ausrundung der Ecken von Aussparungen zu verringern, um frühzeitige Ribbildung zu vermeiden. Ähnliches gilt für den Bereich der Lasteinleitung bei rechteckigen

Stützen. Die Spannungskonzentrationen in den Ecken können aber wesentlich besser durch Stahlfaserbeton „ausplastizieren“ als bei faserfreiem Beton. Runde Stützenköpfe sind von der Spannungsverteilung günstiger als rechteckige Querschnittsformen.

Auf schlaffe Bewehrung sollte verzichtet werden, da sie frühzeitig durch Verbundwirkung mit dem Beton außerhalb der Radialrisse das Betongefüge in der Zugzone großflächig zerstören kann. Sie wirkt somit auf den späteren Traglastzustand eher schädlich als nützlich (s. Kap. 6.1.2).

Im Anwendungsfall werden die zentrischen Anteile der Vorspannung zwischen ca.  $\sigma_{N,v} = -1,5 \text{ N/mm}^2$  bis  $-3,0 \text{ N/mm}^2$  liegen. Dies ist ein Scheiben-Spannungszustand, der sich aus der Summe der eingeleiteten Stützstreifen- und Feldvorspannung zusammensetzt. Die Lastausbreitung der Vorspannkkräfte am Plattenrand wird mindestens unter einem Verhältnis von 1:2 erfolgen. Somit ist im Bereich der Innenstützen die Vorspannungswirkung im Querschnitt der Flachdecke gleichmäßig verteilt.

### 6.3 Anwendung der Bruchlinientheorie

#### 6.3.1 Allgemeines

Die Bruchlinientheorie kann sicherlich angewendet werden, solange die Beanspruchungen infolge Plattenbiegung dominierend gegenüber den zusätzlichen Einflüssen aus Querkraftkomponenten sind. Das heißt für den Fall der rotationssymmetrischen Innenstützung einer Flachdecke, daß die Beschreibung des Traglastzustandes aus Kap. 6.1 für die Formulierung von Anwendungsgrenzen bei der Nachweisführung nach der Bruchlinientheorie umgesetzt werden kann.

Die Berechnungen erfolgen an dem bekannten Ersatzsystem der Kreisplatte mit einem Radius von ca.  $0,22 \cdot \ell$  ( $\ell$  = Stützweiten der Flachdeckenfelder). Hier liegt nach der Elastizitätstheorie im ungerissenen Zustand ungefähr der Momentennullpunkt der Radialmomente. Es konnte gezeigt werden, daß bei vorhandener „weicher“ Bewehrung (Stahlfasern) die dominierende Beanspruchung der Platte bis in den Traglastzustand durch tangentiale Momente hervorgerufen wird. Sie verursacht ein gleichmäßiges radiales Rißbild. Der Momentennullpunkt der Radialmomente bleibt annähernd stationär. Erst nach dem Entstehen der radialen Bruchfugen verändert sich das Tragsystem bei großen Verformungszunahmen nochmals grundsätzlich. Der Momentennullpunkt der Radialmomente lagert sich zur Stützung hin um.



Die zu betrachtende Stützweite des Ersatzsystems wird wesentlich geringer. In [S5] sind in Abhängigkeit von geometrischen Randbedingungen der Ersatzplatte Angaben enthalten, wann der Einfluß der Querkraft auf die Grenztragfähigkeit von Platten eine wesentliche Bedeutung gewinnt.

In Bild 6.10 ist aus [S5] die näherungsweise ermittelte Querkraft-Biegemoment-Wechselwirkungskurve für die Ersatzplatte dargestellt.  $Q$  ist die Lasteinleitungspressung über der Stützung in die Platte,  $t$  ist das Verhältnis  $H/R$  ( $2H =$  Plattendicke,  $R =$  Radius der Ersatzplatte) und  $\alpha$  ist als Funktion für verschiedene Parameter  $t$  aufgetragen.

In Bild 6.11 ist aus [S5] die Beziehung zwischen Grenzlast und Plattendicke für den Fall  $\alpha = 1$  dargestellt. Die Kurven illustrieren quantitativ den Einfluß der Querkraft auf die plastische Biegung von Kreisplatten. Die Kurven  $b$  und  $c$  sind in [S5] aus Näherungsrechnungen unter Berücksichtigung des Fließkriteriums des dreidimensionalen Spannungszustandes ermittelt.

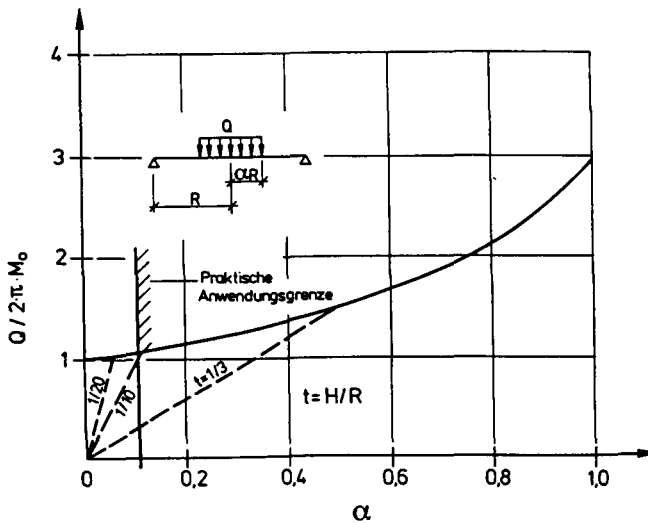


Bild 6.10 Näherungsweise Querkraft-Biegemoment-Wechselwirkungskurven für frei drehbar randgestützte Kreisplatten (nach [S5])

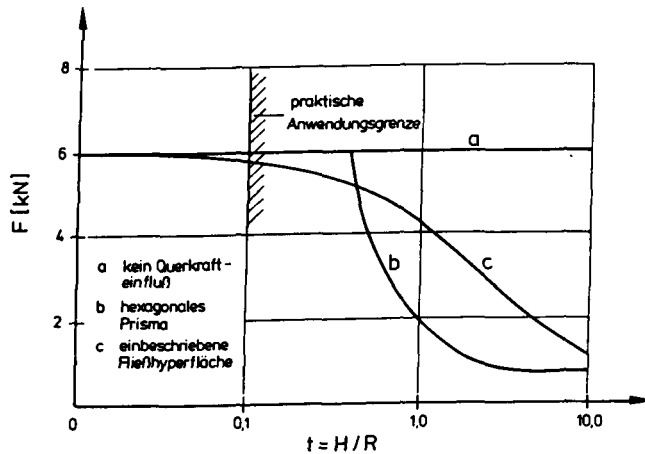


Bild 6.11 Grenzlast für durch Biegung und Querkraft beanspruchte Kreisplatten (nach [S5])

Es wird ein Grenzwert für  $t$  angegeben, bei dem Querkraftversagen dominant wird (unter Berücksichtigung der angesetzten Fließbedingung)

$$t > \alpha (1 - (2/3) \alpha)$$

nach [S5]

Für die üblichen geometrischen Verhältnisse bei Flachdecken ist  $\alpha < 0,2$  und  $t < 0,1$  an der Ersatzplatte, bei der Biegebruchversagen aus dem Traglastzustand der Tangentialmomente hervorgerufen wird. Erst durch die Umlagerungen im Tragverhalten wird durch die Verlagerung des Momentennullpunktes der Radialmomente zur Stützung hin der o.g. kritische Wert  $t$  erreicht, da sich dann die Stützweite des Ersatzsystems der Platte stark reduziert. Erst bei diesem Tragverhalten wird die Querkraftbeanspruchung dominant für das Versagen. Dieser Zustand liegt oberhalb des Traglastniveaus infolge der Fließbedingungen in den Radialrissen aus Tangentialmomenten.

Es ist daher möglich, vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung nach der Bruchlinientheorie für den Traglastzustand mit ausreichender Sicherheit zu berechnen.

### 6.3.2 Nachrechnung der eigenen Versuche

Es werden Nachrechnungen der eigenen Versuche durchgeführt.

Die ermittelten zulässigen Bruchmomente (aus Anhang 2) werden in den nachfolgenden Berechnungen zur Bestimmung der Traglast  $F_u$  angesetzt.

Die Berechnung erfolgt nach der Bruchlinientheorie. Sie wird mit Lösungsansätzen aus SAWCZUK u. JAEGER [S5] durchgeführt (Bild 6.12).

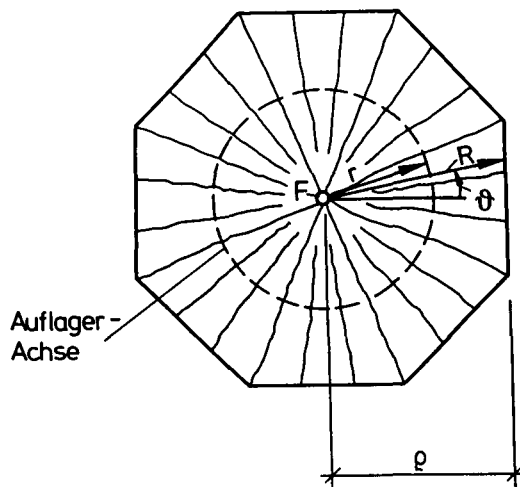


Bild 6.12 Fließgelenklinienfigur für eine auf einen Ring gestützte vieleckige Platte [nach S5] (Versuche der Serie II)

Die in [S5] angegebene Gleichung zur Bestimmung von Traglasten wurde in einen Reihensatz überführt (Gl. 6.1 und 6.2). In den nachfolgenden Tabellen sind die Ergebnisse als zulässige Traglasten für die Versuche der Serie II angegeben. Die Ergebnisse von Versuchslasten und Berechnungstraglasten stimmen für die Versuchskörper aus vorgepanntem Stahlfaserbeton sehr gut überein.

$n$  ist die Seitenanzahl der polygonal berandeten Platte (hier  $n = 8$ ). Die berechnete Traglast  $F_u$  und das zulässige Bruchmoment  $M_u$  (s. Anhang 2) sind für den Versuch 1 (ohne Vorspannung) in Tabelle 6.1 in kursiver Schreibweise angegeben. Die übrigen Re-

chenergebnisse zeigen die Änderungen von Traglasten bei Variation von  $\sigma_{N,v}$  und  $M_u$  unter sonst gleichen Randbedingungen und angesetzten Arbeitslinien des Stahlfaserbetons bei den Versuchskörpern. Die übrigen Nachrechnungen von  $F_u$  für die Versuchskörper 2 bis 7 der Serie II sind in Tabelle 6.2 aufgeführt.  $\sigma_{N,v}$  ist der zentrische Anteil aus der Vorspannwirkung.

$$F_u = 2n \cdot M_u \cdot \rho/r \cdot \ln \tan \left( \pi \tan \left( (n+2)/4 \cdot n \right) \right) \quad (\text{Gl. 6.1})$$

mit

$$\ln |\tan x| = \ln |x| + (1/3) \cdot x^2 + (7/90) \cdot x^4 + (62/2835) \cdot x^6 + \dots \\ + (2^{2n} (2^{2n-1} - 1) B_n / (n(2n)!)) \cdot x^{2n} + \dots \quad (\text{Gl. 6.2})$$

$$\text{mit } \rho = R \cdot \cos \theta$$

$B_n$  sind die BERNOULLISCHEN ZAHLEN

Konvergenzbereich  $0 < |x| < \pi/2$

für  $n \rightarrow$  unendlich (Kreisplatte) wird Gleichung (Gl. 6.1) zu einem Grenzwert unbestimmter Formung, dessen Größe mit Hilfe der BERNOULLI-L'HOSPITALSCHEN Regel bestimmt wird. Nach Grenzwertbetrachtung ergibt sich:

$$F_u = 2 \pi \cdot M_u \cdot (\rho/r) \quad (\text{Gl. 6.3})$$

$\sigma_{N,v}$ [ N/mm <sup>2</sup> ]	$M_u$ [ kNm/m ]	$F_u$ [ kN ]
+1,00	17,86	207,76
+0,75	20,19	234,87
+0,50	22,52	261,97
+0,25	24,87	289,31
+0,00	27,20	316,42
-0,50	31,88	370,86
-1,00	36,54	425,07
-1,50	41,15	478,70
-2,00	45,69	531,51
-2,50	50,18	583,74
-3,00	54,52	634,23
-3,50	58,79	683,90
-4,00	62,92	731,95
-4,50	66,93	778,59
-5,00	70,81	823,73

Tabelle 6.1 Serie II, Versuch 1, nicht vorgespannter Stahlfaserbeton.  
Rechnerische Traglast  $F_u = 316,4$  kN.

Abminderungsfaktor  $\alpha = 0,8$  für den Ansatz  $M'_u$  nach PARDEY [P3] bei zweiachsiger Biegung von kreuzweise gespannten Platten wird (Erläuterungen siehe Kapitel 6.4.1)

$$M_u' = M_u \cdot \alpha = 27,20 \cdot 0,8 = 21,76 \text{ kNm/m.}$$

Aus obiger Tabelle wird durch näherungsweise linearer Interpolation:

$$F_u' = 234,87 + [(261,97 - 234,87)] \cdot [(21,76 - 20,19)/(22,52 - 20,19)]$$

$$F_u' = 234,87 + 18,26 = 253,1 \text{ kN}$$

Im Versuch betrug die maximal erreichte Traglast 249 kN.

Versuch	Plattendicke $d$ [cm]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	rechn. $M_u$ [kN/m/m]	rechn. $F_u$ [kN]	im Versuch max. $F$ [kN]
2	15	-1,0	37,97	441,7	422
3	15	-2,0	47,60	553,7	500 <sup>1)</sup>
4	15	-1,0	21,14	245,9	312
5	15	-2,0	22,27	259,1	399
6	22,5	-2,0	52,72	411,3	610
7	22,5	-2,0	100,4	783,0	804

<sup>1)</sup> Besonderheiten in diesem Versuch siehe Kapitel 4, da nach sehr zähem Verhalten des Versuchskörpers Durchstanzen während einer Dauerschwingbelastung mit  $F_{D,max} = 480 \text{ kN}$ ,  $F_{D,min} = 120 \text{ kN}$  und einer Frequenz von 0,1 Hz erzwungen wurde.

Versuchskörper 2,3,7 mit Stahlfasern  
Versuchskörper 4,5,6 ohne Stahlfasern

Tabelle 6.2 Serie II, Ergebnisse der Nachrechnung von Traglasten

Das Ersatzsystem in Bild 6.12 ergibt durch die punktförmige Lasteinleitung etwas geringere rechnerische Traglasten, als dies bei Ansatz der tatsächlichen Abmessungen des Lasteinleitungstumpfes auf die Versuchskörper der Fall wäre.

Für drei verschiedene kinematisch zulässige Bruchfiguren von Flachdecken sind in Bild 6.12a für den Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung mit definierten Stützenkopfabmessungen Ansätze aus [S5] angegeben.

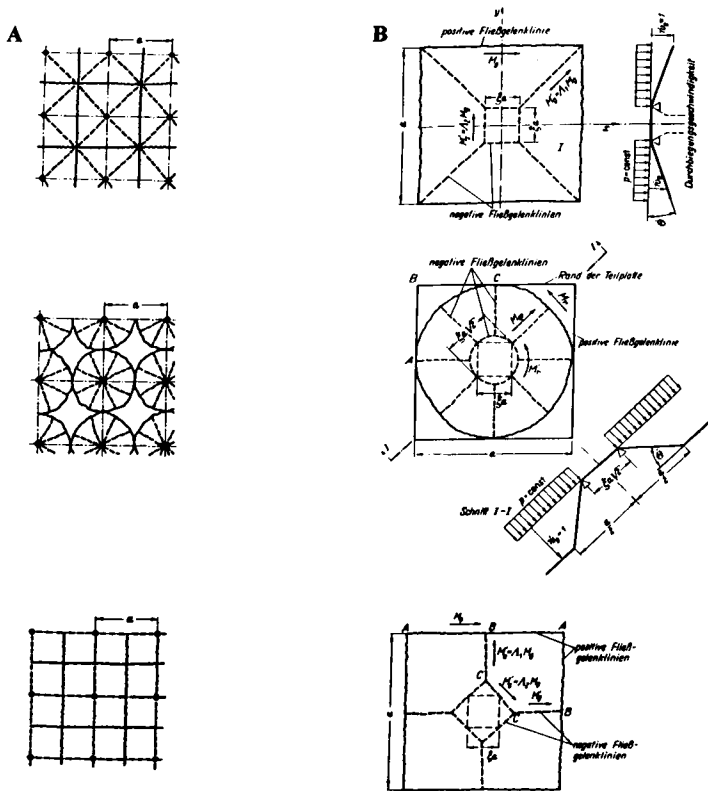


Bild 6.12a A mögliche Bruchfiguren einer Flachdecke, B zugehörige Teilabschnitte der rotationssymmetrischen Innenstützung aus [S5]

## 6.4 Ingenieurmodelle

### 6.4.1 Allgemeines

In den vorherigen Kapiteln wurden Tragwirkungen für den Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung einer Flachdecke beschrieben, Versuchsergebnisse erläutert, Rechenverfahren für eine genauere Bestimmung von Schnittgrößen an die Hand gegeben und Ansätze zur Berücksichtigung der Zugfestigkeiten von Stahlfaserbeton formuliert.

Aus diesen Erkenntnissen werden für die Praxis Ingenieurmodelle für das Gebrauchsverhalten und den Traglastzustand vorgeschlagen, die anschaulich die wesentlichen Tragmechanismen beinhalten und in eine beherrschbare, zielsichere Bemessung münden.

Das Sicherheitskonzept sollte auf der Grundlage gesplitteter Sicherheitsbeiwerte nach dem Eurocode formuliert werden.

Die Nachrißzugfestigkeit von Stahlfaserbeton ist bestimmbar. Dies haben die Versuchsnachrechnungen der vorgespannten Versuchskörper ergeben. Ohne Vorspannung wurde die Traglast etwas überschätzt. Für diese Fälle konnte eine Arbeit von PARDEY [P3] herangezogen werden. Er gibt Bemessungsregeln für schlaff bewehrte, kreuzweise gespannte Decken mit der Ermittlung von Traglasten nach der Bruchlinientheorie an. Für den betrachteten Fall sind unter einem zweiachsigem Spannungszustand die ermittelten zulässigen Bruchmomente um den Faktor  $\alpha = 0,8$  zu reduzieren. In dem Faktor  $\alpha = 0,8$  wird vereinfachend das mehraxiale Werkstoffverhalten unter reduzierten Festigkeiten im kombinierten Bruch-Zug-Bereichen berücksichtigt. Da gesicherte Erkenntnisse für das Verhalten des Stahlfaserbetons hierfür auf der Werkstoffseite nicht vorliegen, muß vorerst die zulässige Beanspruchung, *zul m<sub>s</sub>*, in der Bruchfuge reduziert werden. Überträgt man diesen Wert auf den nicht vorgespannten Versuchskörper der Serie 2, so kann fast exakt die vorhandene Traglast nach Bruchlinientheorie bestimmt werden (Kap. 6.3.2).

Die Versuchsnachrechnungen zeigen für die vorgespannten Versuchskörper aus Stahlfaserbeton sehr gute Übereinstimmung, während für die faserfreien Versuchskörper die Traglast deutlich unterschätzt wird.

Damit spricht nach Auffassung des Verfassers nichts gegen eine Traglastbestimmung bei vorgespannten Stahlfaserbetonplatten nach der Bruchlinientheorie.

Im Gebrauchszustand hat die Elastizitätstheorie in den wesentlichen Ansätzen ihre Gültigkeit. Es werden anerkannte mechanische Gesetzmäßigkeiten zusammengefaßt und als Grundlage für Bemessungskonzepte eingesetzt.

Die Bemessungsansätze müssen in der Lage sein, für den Gebrauchszustand und den Traglastzustand nachzuweisen, daß die Biegebeanspruchungen in der Platte und die schiefen Hauptzugspannungen in der gedachten Kegelfläche um die Stützung aufgenommen werden können.

Auf Grundlage der Elastizitätstheorie können die Schnittkraftermittlung durchgeführt und die Bemessungsansätze formuliert werden. Unter Gebrauchslastniveau ist zu unterscheiden, ob der Stahlfaserbeton rechnerisch im ungerissenen Zustand (I) vorliegt oder ob bereits erste Rißbildung eingesetzt hat.

Die Steifigkeitsabminderung bei beginnender Rißbildung hat nur geringen Einfluß auf die Schnittgrößenverteilung im Bereich der Innenstützung. Die Biegesteifigkeiten liegen bei  $> 0,5 EI_0$ . Die Bemessungsmomente werden durch Umlagerung im Gesamtsystem der Flachdecke im Bereich der Innenstützung entsprechend kleiner. Die Scheibenspannungszustände bleiben infolge des zentrischen Anteils der Vorspannung in diesem Bereich auch bei geringer Rißbildung annähernd konstant.

Es können die in Kapitel 2 formulierten Arbeitslinien für die Bemessung zugrunde gelegt werden.

#### 6.4.2 Schnittkraftermittlung

Die Schnittkraftermittlung erfolgt am Gesamtsystem der Flachdecke. Sie kann z.B. auf Grundlage der Näherungsverfahren nach Heft 240, DAfStb, Abschnitt 3.3 und dem Anhang A, DIN 4227, Teil 6 erfolgen. Genaue Berechnungen können mit FEM-Programmen durchgeführt werden, bei denen auch Zonen erster Rißbildung abgeschätzt und durch Abminderung der Biegesteifigkeit berücksichtigt werden können.

Die wesentlichen Anteile der Schnittkraftermittlung setzen sich aus den bekannten Beanspruchungen, Eigengewicht, Verkehrslast und Vorspannung zusammen, unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Einflußgrößen infolge von Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Die Bemessungsschnittkräfte werden entlang der Hauptachsen (Stützstreifen) ermittelt.

Die günstige Wirkung aus Umlenkkraften der Spannglieder (Bild 6.7, Kapitel 6.1.2) über der Stützung sollte bei der Bestimmung der Bemessungsquerkraft berücksichtigt werden.

#### 6.4.3 Bemessungsansätze

Bei vom Eurocode abweichenden Bemessungsvorschriften, z.B. DIN 4227, sollten für die Nachweisführung die Beanspruchungen für 1,35-fache Gebrauchslast angesetzt werden.

##### 6.4.3.1 Nachweis der Biegespannungen im Gebrauchszustand

Ermittlung der Randspannung aus  $\sigma = \pm M/W + N/A$  ( $N$  als Druckkraft negativ einsetzen).



Ein ungerissener Querschnitt liegt vor, wenn

$$\sigma \leq f_{t0,05,d,1} \tag{Gl. 6.4}$$

mit

$$f_{t0,05,d,1} \text{ nach Gl. 2.2, Kapitel 2}$$

Ist  $\sigma > f_{t0,05,d,1}$  treten Risse auf. Der Nachweis wird nach Bild 6.13 geführt. Die Rißbreiten werden aus errechneten Dehnungen und aus Versuchen abgeschätzten Rißabständen ermittelt. Näherungsweise kann die mittlere Rißbreite  $w_m$  mit der Gleichung 6.5 abgeschätzt werden

$$w_m = \epsilon_m \cdot \ell_E, \tag{Gl. 6.5}$$

wobei  $\epsilon_m$  ein gemittelter Dehnungswert der Stahlfasern im Rißbereich ist; unter Berücksichtigung der vorhandenen prozentualen wirksamen Stahlfasermenge in der Beanspruchungsrichtung durch den Riß und der ausgenutzten Stahlfasertension.  $\ell_E$  ist die wirkungsvolle Eintragungslänge der Stahlfaser in den Beton am Rißufer und ist abhängig von der Verbundwirkung (Stahlfaser/Beton) und der Stahlfaserlänge.

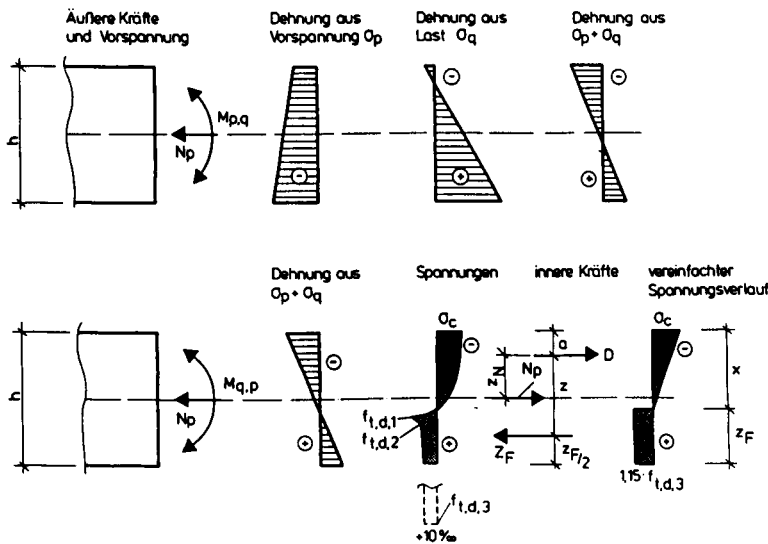


Bild 6.13 Nachweis der Biegespannungen im Gebrauchszustand

### 6.4.3.2 Nachweis der Schubspannungen

Die Ermittlung der Spannung in der Zugstrebe erfolgt an einem Fachwerkmodell mit 45° Druckstrebenneigung entlang einer umlaufenden Kegelstumpfschale (Bild 6.14).

Ist die Spannung in der Zugstrebe

$$\sigma < f_{t0,ss,d,1} \quad (\text{Gl. 6.6})$$

mit

$$f_{t0,ss,d,1} \text{ nach Gl. 2.10, Kap. 2}$$

treten keine Schubrissse auf.

Bei größerer Spannung erfolgt der Nachweis der Zugstreben-Tragfähigkeit, und die Rißbreiten werden aus den errechneten Dehnungen und abgeschätzten Rißabständen bestimmt.

Zugstrebenkraft wird an einem Fachwerkmodell mit 45° Druckstrebenneigung ermittelt.

Der Nachweis der Zugstreben-Tragfähigkeit erfolgt unter Ansatz von

$$f_{t0,ss,d,1} \quad [N/mm^2] \text{ nach Gl. 2.11, Kap. 2}$$

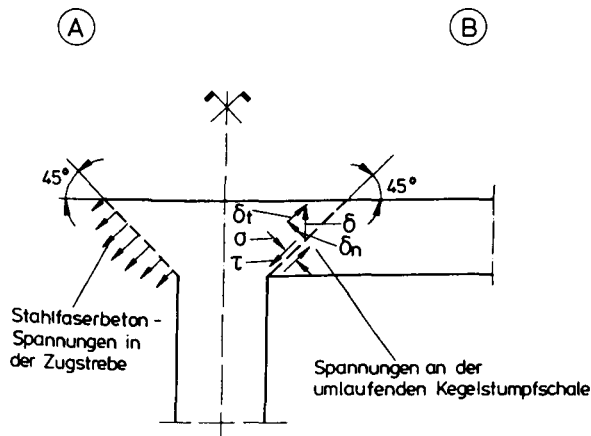


Bild 6.14 Spannungsverteilung an einem Fachwerkmodell mit 45° Druckstrebenneigung

6.4.3.3 Nachweis gegen Biegebruch

Berechnung der Bruchmomente  $m_u$  aus Belastung nach der Bruchlinientheorie oder mit FEM-Programmen (Berücksichtigung der Steifigkeitsminderung infolge bereichsweiser Ribbildung) in der Flachdecke.

Berechnung der aufnehmbaren Bruchmomente  $m_{Ru}$  am vorgespannten Stahlfaserbeton-Plattenquerschnitt als widerstehende Traggröße. Die Nachweisführung erfolgt gemäß Bild 6.15, wobei  $m_{Ru} > m_u$  sein muß und die Bedingung  $\Sigma H = 0$  erfüllt ist.

Zusätzlich ist nachzuweisen, daß die Druckspannung in der Druckzone kleiner ist als die zulässigen rechnerischen Druckspannungen des Betons. Es kann durchaus sein, daß bei hohen Vorspanngraden durch Einschnürung der Druckzone dieser Nachweis maßgebend wird.

Zudem könnte der Nachweis einer „Reststandsicherheit“ erfolgen, wobei z.B. nachgewiesen werden muß, daß selbst bei vollständigem Ausfall der Stahlfaserbeton-Zugfestigkeit noch eine so hohe Sicherheit (globaler Sicherheitswert ca. 1,35) vorhanden ist, daß ein Versagen des Tragwerks nicht zu befürchten ist.

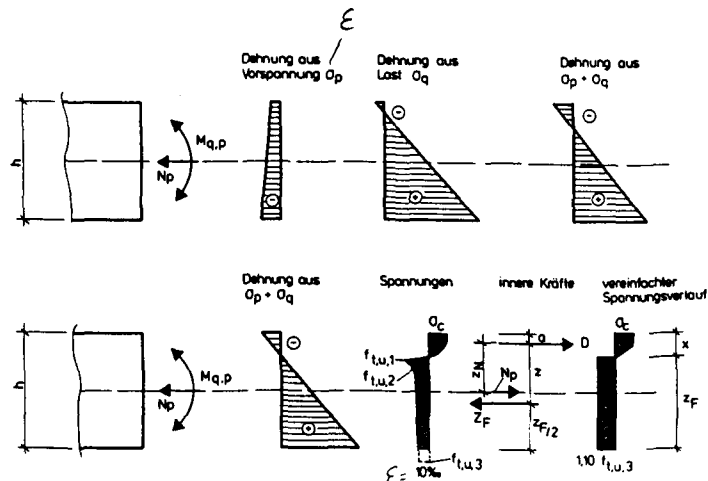


Bild 6.15 Nachweis der Biegespannungen im Traglastzustand entlang der radialen Bruchlinie

#### 6.4.3.4 Nachweis gegen Schubbruch

Die Ermittlung der Zugstreben­spannung kann an einem Fachwerkmodell mit  $\geq 30^\circ$  Druckstreben­neigung gem. Bild 6.16 erfolgen, wobei davon ausgegangen wird, daß sich die Radialmomente noch nicht zur Stützung hin umgelagert haben. Es gilt das System mit radialen Biegebruch­fugen aus Tangentialmomenten und einem dazwischen liegenden „starr­en Sektor“ der Platte im Stützbereich. Die Ermittlung der zulässigen Stahl­faser­beton­Spannungen erfolgt in der Zugstrebe zu  $f_{t,u,4}$ .

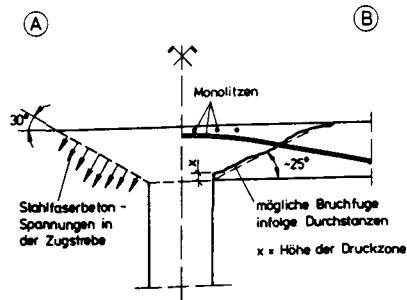


Bild 6.16 Spannungsverteilung an einem Fachwerkmodell mit  $30^\circ$  Druckstreben­neigung

Der Nachweis der Zugstreben­tragfähigkeit ist erfüllt, wenn

$$\sigma < f_{t,u,4} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 6.7})$$

ist, mit

$$f_{t,u,4} \text{ nach Gl. 2.16, Kap. 2}$$

#### 6.4.3.5 Berücksichtigung des Ausfalls randnaher Fasern infolge Stahlkorrosion

Bei Bauteilen in geschlossenen Räumen tritt keine Korrosion auf. Daher wird die Zugaufnahmefähigkeit des Stahlfaserbetons bis zur Bauteiloberfläche berücksichtigt.

Bei anderen Umweltbedingungen wird der Ausfall von randnahen Stahlfasern dadurch berücksichtigt, daß bei der Querschnittsbemessung Randschichten von 0,5 cm bis 2,0 cm nicht angesetzt werden.

## 7. Zusammenfassung

Die vorgelegte Arbeit befaßt sich mit dem Durchstanzverhalten vorgespannter, punktförmig gestützter Platten (Flachdecken) aus Stahlfaserbeton ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung. Es wird speziell der rotationssymmetrische Bereich um die Innenstützung behandelt.

Die für Bemessungsaufgaben sowie für die Nachrechnung von Versuchen wichtigen Arbeitslinien von Stahlfaserbeton werden in Kap. 2 vorgestellt. Dabei ist die wirksame Nachrißzugfestigkeit, die anstelle schlaffer Bewehrung genutzt werden kann, von besonderer Bedeutung.

In Kapitel 3 wird eine Literaturübersicht angegeben und der bisherige Forschungsstand zum Tragverhalten und mit Berechnungsansätzen von Flachdecken erläutert.

Es wird dann über neun eigene Bauteilversuche berichtet. Dabei handelt es sich in Serie 1 um zwei Versuchsplatten zur Ergänzung der von KORDINA/NÖLTING durchgeführten Versuche. KORDINA/NÖLTING untersuchten das Tragverhalten von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund mit und ohne zusätzlicher schlaffer Bewehrung. Die Versuchskörper versagten alle infolge Durchstanzen. Demgegenüber versagten die beiden Platten bei den eigenen Versuchen ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung infolge Biegebruch.

Die sieben Versuchsplatten der Serie 2 waren so konzipiert, daß Durchstanzen als Versagensursache erzwungen werden sollte.

Vier Versuchskörper waren aus Stahlfaserbeton, drei davon vorgespannt. Zu den vorgespannten Versuchskörpern wurden drei Vergleichskörper aus faserfreiem Beton geprüft. Auf diese Weise konnte die traglaststeigernde Wirkung des Stahlfaserbetons getrennt ermittelt werden, da der Durchstanzkegel weder von schlaffer Bewehrung noch von Spanngliedern gekreuzt wurde. Der nicht vorgespannte Versuchskörper versagte durch Biegebruch; die vorgespannten Platten versagten infolge Durchstanzen (vgl. Kap. 4).

Mit Hilfe von FEM-Berechnungen wurden die eigenen Versuche nachvollzogen, wobei experimentelle und rechnerische Ergebnisse eine gute Übereinstimmung zeigten. Außerdem wurden Momenten-Krümmungs-Beziehungen ermittelt, die als Grundlage für die Bemessung nach der Bruchlinientheorie im Traglastzustand dienen können (vgl. Kap. 5).

Auf der Grundlage der experimentellen und rechnerischen Ergebnisse wurde in Kap. 6 das Tragverhalten von Flachdecken im Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung erläutert und kommentiert. Es wird aufgezeigt, daß bei Einhaltung konstruktiver Regeln bei Flachdecken aus Stahlfaserbeton mit Vorspannung ohne Verbund primär Biegebruchversagen auftritt und das Durchstanzen eine sekundäre Versagensform ist. Zusätzliche schlaffe Bewehrung im Bereich des Durchstanzkegels kann sich nachteilig auswirken und dazu führen, daß Durchstanzen ohne Vorankündigung vor dem Biegeversagen mit Vorankündigung auftritt .

Aus den vorher gewonnenen Erkenntnissen wurden dann Ingenieurmodelle entwickelt, die es ermöglichen, vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung im Bereich der rotationssymmetrischen Innenstützung zielsicher nachzuweisen und zu bemessen.

## 8. Ausblick

Ohne Verbund vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton (ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung) erscheinen technisch besser und wirtschaftlicher als bekannte Ausführungen ohne Stahlfaserbeton. Sie eignen sich vorzugsweise für den Industrie- und Hochbau.

Als technischer Vorteil erweist sich, daß der Durchstanznachweis für die Festlegung der Plattendicke in den meisten Fällen nicht mehr maßgebend wird, wie dies bei herkömmlichen Flachdecken oftmals der Fall war. Der Einsatz von Spanngliedern ohne Verbund (Monolitzen) bewirkt einen günstig wirkenden Scheibenspannungszustand. Auch bei kurzfristig überlasteten Deckenbereichen können sich so entstandene Zugrisse durch überlagerte Druckspannungen wieder schließen. Die Durchbiegung der Decken ist gering.

Zur Zeit sind Stahlfasern noch relativ teuer. Der Preis von ca. 2 DM/kg wird aber bei zunehmendem Einsatz von Stahlfasern im Bauwesen vermutlich rasch sinken; entsprechende Hinweise aus der Industrie liegen vor. Wie bereits oben ausgeführt, kann die Deckendicke in vielen Fällen gegenüber herkömmlichen Ausführungen reduziert werden, so daß weniger Betonmassen erforderlich sind. Daraus folgen geringere Bauwerkslasten für Stützen und Gründung sowie für die Rüstung. Bei reduziertem Eigengewicht können mit gleicher Tragfähigkeit größere Spannweiten überbrückt werden, so daß weniger Stützen erforderlich sind. Der Arbeitsvorgang „Verlegen der schlaffen Bewehrung“ entfällt, was zur Arbeitszeiterparnis und Bauzeitverkürzung beiträgt. Zusätzliche Kosten entstehen gegenüber schlaff bewehrten Flachdecken durch die Zugabe von Stahlfasern durch einen etwas erhöhten Aufwand für Qualitätssicherung des Stahlfaserbetons und durch Vorspannarbeiten. Es ist allerdings durchaus denkbar, das relativ einfache Vorspannen von Monolitzen durch geschultes Baustellenpersonal und nicht mehr durch eine Spezialabteilung durchführen zu lassen.

Bisher wurden zu dieser Bauart der Bereich der rotationssymmetrisch belasteten Innensstütze (Grundlage der vorliegenden Arbeit) und die Zweifeldplattenstreifen, die den Feldbereich einer Flachdecke nachbilden, in Bauteilversuchen untersucht. Gefördert wurden diese Forschungsvorhaben im wesentlichen von der HOCHTIEF AG, Abt. IKS.

Es ist beabsichtigt, weitere Versuchskörper in ähnlicher Ausbildung wie bei den hier beschriebenen Versuchen zu prüfen. Dabei soll dann allerdings die Last exzentrisch zum Mittelpunkt des Lasteinleitungsstumpfes eingeleitet werden, um den Einfluß unvermeid-

licher Imperfektionen experimentell zu untersuchen. Wünschenswert wären weiterhin Versuche zum Tragverhalten im Bereich von Rand- und Eckstützen und zur Ermittlung des Einflusses von Deckendurchbrüchen in der Platte im Bereich der Stützen. Ein entsprechendes Versuchsprogramm wurde bereits ausgearbeitet.

Eine Reduzierung des Kostenaufwandes für großmaßstäbliche Bauteilversuche scheint möglich zu sein, wenn verstärkt leistungsfähige FE-Programme für wirklichkeitsnahe, d.h. hier zwangsläufig nichtlineare Berechnungen genutzt werden. Dann können in größerem Umfang rechnerische Parameterstudien durchgeführt werden und für den gesamten Anwendungsbereich Ergebnisse zum Tragverhalten bis in den Versagenszustand bereitgestellt werden, die dann durch eine begrenzte Anzahl von weiteren Bauteilversuchen bestätigt werden.

Auf Grundlage der bisher erzielten Versuchsergebnisse und deren Auswertung in der hier vorliegenden Arbeit scheint es aber bereits jetzt möglich, erste Anwendungen vorgespannter Flachdecken aus Stahlfaserbeton ohne schlaffe Bewehrung in der Praxis zu wagen. Angesichts des noch geringen Untersuchungsumfanges können allerdings zur Zeit noch nicht alle wirtschaftlichen Vorteile genutzt werden, da in Zweifelsfällen „auf der sicheren Seite liegende“ Bemessungen in Frage kommen.



## 9. Literaturverzeichnis

- [A1] Andrä, H.-P.  
Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken,  
Dissertation Universität Stuttgart 1982.
- [A2] ACI Committee 544  
Guide For Specifying, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced  
Concrete. ACI Journal, S. 140-147, March-April 1984.
- [A3] ACI Committee 544  
Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete.  
ACI Structural Journal, S. 563-580, September-October 1988.
- [A4] Ahmad, H. and Lagoudas, D. C.  
Effective Elastic Properties of Fiber Reinforced Concrete with Random Fibers.  
Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 12, December 1991, S. 2931-  
2938.
- [A5] Andrä, H.-P., Baur, H. und Stiglat, K.  
Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken.  
Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), H. 10, S. 258-263,  
Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), H. 11, S. 303-310,  
Beton- und Stahlbetonbau 79 (1984), H. 12, S. 328-334.
- [A6] ASTM (American Society for Testing Materials): Standard Specification for  
Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete. C 116 (1991). S. 578-585.
- [B1] Bantia, N.; Trotter, J. F.  
Micromechanics of Steel Fiber Pull-Out: Rate Sensitivity at very low  
Temperatures.  
Cement & Concrete Composites 14 (1992), S. 119-130.
- [B2] Bazant, Z. P.; Panula, L.; Kim, J.-L.; Xi, Yunping  
Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 6-  
Simplified code-type formulation. Materials and Structures 25 (1992), S. 219-223.
- [B3] Behr, H.; Schlub, P.; Schütt, K.  
Vorgespannte Geschoßdecken der Berufsschule Kitzingen mit VSL-Monolitzen-  
Spannverfahren ohne Verbund. Die Bautechnik 60 (1983), S. 131-135.
- [B4] Bercea, Gh.  
Spanngliedführung in Flachdecken mit Vorspannung  
ohne Verbund. Bautechnik 66 (1989), H. 1, S. 13-16.
- [B5] Blauwendraad, J.; Wang, O. B.  
Bruchmechanische Studie des Schubbruches von Bauteilen unter Gleichlast.  
IABSE REPORT VOL. 60, S. 637-642.

- [B6] Bo, Hu  
Berechnung des geometrisch und physikalisch nichtlinearen Verhaltens von Flächentragwerken aus Stahl unter hohen Temperaturen.  
Dissertation TU Braunschweig 1992.
- [B7] Bodamer, A.  
Stahlfaserbeton im schweizerischen Tiefbau.  
TIS 12 (1992), S. 961-965.
- [B8] Bonzel, J.; Schmidt, M.  
Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluß auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton.  
Betontechnische Berichte. beton (1984), H. 11, S. 463-470.
- [B9] Bonzel, J.; Schmidt, M.  
Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluß auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton.  
(Fortsetzung aus Heft 12 (1984) und Schluß)  
beton (1985), H. 1, S. 27-32.
- [B10] Braestrup, M.W.  
Punching of Reinforced Concrete Slabs: Code Rules, Plastic Analysis, Test Results. Nordic Concrete Research, Dec. 1989.
- [B11] Budnik, J.  
Bruch- und Verformungsverhalten harzmodifizierter und faserverstärkter Betone bei einachsiger Zugbeanspruchung.  
Dissertation, Abteilung für Bauingenieurwesen der Ruhr Universität, Bochum 1985.
- [B12] Bollinger, K.  
Zu Tragverhalten und Bewehrung von rotationssymmetrisch beanspruchten Stahlbetonplatten. Dissertation, Universität Dortmund, 1985.
- [C1] CEB-Bulletin Nr. 168; Reagan, P.E.; Braestrup, M.W.  
Punching shear reinforced concrete - a state of art report; CEB-Bulletin Nr. 168, Januar 1984.
- [C2] Cauvin, A.  
Der Einfluß des Tension-Stiffening-Effects auf das Verhalten von Tragwerken.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 153-158.
- [C3] Cervenka, V.; Eligehausen, R.; Pukl, R.  
Finite-Element-Modelle von Betontragwerken.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 311-320.
- [C4] Collin, D.  
Steel fibre-reinforced concrete - present and future in engineering construction.  
Composites, April 1982, S. 113-121.

- [C5] Cotterell, B.; Paramasivam, P.; Lam, K. Y.  
Modelling the fracture of cementitious materials  
Materials and Structures 25 (1992), S. 14-20.
- [C6] Craig, R. J.; Parr, J. A.; Germain, E.; Mosquera, V. and Kamilaris S.  
Fiber Reinforced Beams in Torsion.  
ACI Journal, S. 934-942, November-December 1986.
- [C7] Croci, G.; D'Ayala, D.; D'Asdia, P.; Palombini, F.  
Analysis on Shear-Walls Reinforced with Fibres. Analyse von faserbewehrten  
Schubwänden. IABSE REPORT VOL 60, S.. 653-658.
- [D1] Deutschmann, K.  
Durchstanzfähigkeit von Flachdecken. Diplomarbeit iBMB, Fachgebiet  
Massivbau, TU Braunschweig 1994.
- [D2] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton  
Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Form-  
änderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045.  
Ausgabe Januar 1972.  
Bearbeitet von E. Grasser und G. Thielen,  
Schriftenreihe des DAFStb, Heft 240, 1976.
- [D3] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton  
Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045. Ausgabe  
Dezember 1978.  
Bearbeitet von E. Grasser und U. Quast,  
Schriftenreihe des DAFStb, Heft 220, 1979.
- [D4] DIN 4227, Teil 6 - Vornorm -  
Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund.  
Berlin-Köln, Beuth-Verlag ,Ausgabe Mai 1982.
- [D5] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton  
Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton. Ausgabe 1989. Schriftenreihe des  
DAFStb, Heft 320.
- [D6] Destree; X.; Provost, M.; Devillers, J. J.  
Faserbewehrte Betonbauten.  
IABSE REPORT VOL 60, S. 691 bis 692.
- [D7] Dinkelacker, H.; Mayer-Vorfelder, H. J.; Müller, R.-A.  
Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-  
Neubaus. Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), H. 5, S. 132-136.
- [D8] Droese, S.  
Deckenplatten aus vorgespanntem Stahlfaserbeton.  
Heft 105, iBMB TU Braunschweig 1993.

- [D10] Darwisch, I. Y.; Narayanan, R.  
Design charts for reinforced and prestressed fibre concrete elements.  
The Structural Engineer. Vol. 68. No. 2, 23. January 1990. S. 34-39.
- [E1] Eibl, J.  
Sicherheitsüberlegungen für nichtlineare Bauwerksberechnungen. IABSE  
REPORT VOL 62, S. 337-342.
- [E2] Eibl, J.  
Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung.  
Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), H. 6, S. 137-139.
- [E3] Eibl, J.; Häußler, U. und Retzepis, I.  
Zur numerischen Ermittlung der Spanngliedkräfte bei Vorspannung ohne  
Verbund.  
Bauingenieur 65 (1990) 227-233.
- [E4] Eibl, J.; Iványi, G.  
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschuß  
für Stahlbeton (DAfStb), H. 260, 1976.
- [E5] Eisenbiegler, G.  
Gleichgewichtskontrollen bei punktgestützten Platten.  
Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), H. 3, S. 65-69.
- [E6] Eligehausen, R.; Kazic, M.  
Nutzung der Betonzugfestigkeit in der Befestigungstechnik.  
IABASE REPORT VOL. 62, S. 737-742.
- [E7] Eligehausen, R.  
Bemessung von Befestigungen in Beton mit Teilsicherheitsbeiwerten.  
Bauingenieur 65 (1990), S. 295-305.
- [E8] El Niema, E. I.  
Reinforced Concrete Beams with Steel Fibers under Shear.  
ACI Structural Journal, March- April 1991. S. 178-183.
- [E9] Elvery, R. H. and Samarai, M. A.  
Reduction of shrinkage cracking in reinforced concrete due to the inclusion of  
steel fibres. The Constructions Pres LTD, 1976. Rilem Symposium 1975 Fibre  
Reinforced Concrete, Neville, A. (ED), Vol. 1, S. 149-157.
- [E10] Ezeldin, A. S.; Hsu, C.-T. T.  
Optimization of Reinforced Fibrous Concrete Beams.  
ACI Structural Journal, January-February 1992. S. 106-114.
- [F1] Falkner, H.; Kubat, B.; Droese, S.  
Bauteilversuche an vorgespannten Stahlfaserbeton-Platten (Stützbereich einer  
Flachdecke). Untersuchungsbericht-Nr. U 94/Kub/1542. iBMB der TU  
Braunschweig  
(in Vorbereitung, wird nicht veröffentlicht).

- [F2] Falkner, H.; Kubat, B.; Droese, S.  
Durchstanzversuche an vorgespannten Beton- und Stahlfaserbeton-Platten.  
Untersuchungsbericht Nr. U 94/Kub/1544. iBMB der TU Braunschweig  
(in Vorbereitung, wird nicht veröffentlicht)
- [F3] Falkner, H.; Kubat, B.; Droese, S.  
Bauteilversuche an vorgespannten Zweifeldplattenstreifen (Feldbereich einer  
Flachdecke).  
Untersuchungsbericht Nr. U 94/Kub/1543. iBMB der TU Braunschweig  
(in Vorbereitung, wird nicht veröffentlicht).
- [F4] Fanella, D.; Naaman, A. E.  
Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression.  
ACI Journal, S.475-483, July-August 1985.
- [F5] Franz, G.; Ritter, K.  
Der räumliche Spannungszustand im Stützbereich von Flachdecken.  
Beton- und Stahlbetonbau 50 (1964),H. 6, S. 132-137.
- [F6] Falkner, H.; Kubat, B.; Droese, S.  
Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton.  
Bautechnik 71 (1994), H. 8, S. 460-467.
- [G1] Georgopoulos, Th.  
Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig  
gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherheit gegen progressiven Kollaps.  
Dissertation, München 1987.
- [G2] Gasparini, D. A.; Verma, D. and Abdallah, A.  
Postcracking Tensile Strength of Fiber Reinforced Concrete.  
ACI Materials Journal, S. 10 - 15, January-February 1989.
- [G3] Gerber, Ch.  
Hinweise zur Vorspannung ohne Verbund am Beispiel  
der Neubauten der GEHE AG, Stuttgart.  
Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 2, S. 41-44.
- [G4] Georgopoulos, Th.  
Verbesserung des Bruchverhaltens punktförmig  
gestützter Stahlbetonplatten.  
Bautechnik 65 (1988), H. 8, S. 267-270.
- [G5] Georgopoulos, Th.  
Einfaches Verfahren zur Bemessung des Stützenbereichs punktförmig gestützter  
Stahlbetonplatten.  
Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), H. 7, S. 190-192.
- [G6] Georgopoulos, Th.  
Durchstanzlast und Durchstanzwinkel punktförmig  
gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung.  
Bauingenieur 64 (1989), S. 187-191.

- [G7] Georgopoulos, Th. und Tonis, D.  
Vergleich einiger Vorschriften für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen bei punktförmig gestützten Platten.  
Bauingenieur 62 (1987), S. 345-351.
- [G8] Gerber, C.; Özgen, E.  
Flachdecke mit teilweiser Vorspannung  
Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980), S. 129-132.
- [G9] Grosche, K.-W., Wacker, M.  
Tunnelausbau mit Stahlfaserbeton. Hohe Betontechnik für S-Bahn-Netz "Rhein-Ruhr".  
Beton (1991), Heft 4, S. 157-160.
- [H1] Haselwander, B.; Jonas, W.; Riech, H.  
Materialgleichungen für Stahlfaserbeton. Vortrag H08/3, SMIRT 12, Stuttgart, August 1993.
- [H2] Hilsdorf, H.K.  
Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIP-Mustervorschrift MC 90.
- [H3] Herzog, M.  
Wichtige Sonderfälle des Durchstanzens von Stahlbeton- und Spannbetonplatten nach Versuchen.  
Bauingenieur 49, (1974), S. 333-342.
- [H4] Herzog, M.  
Der Durchstanzwiderstand von Stahlbetonplatten nach neu ausgewerteten Versuchen,  
Österreichische Ingenieurzeitschrift, Jg. 114, 1971, Hefte 6-7.
- [H5] Herzog, M.  
Einfluß der Spanngliedordnung auf den Durchstanzwiderstand vorgespannter Flachdecken nach Versuchen.  
Beton- und Stahlbetonbau 74, (1979), S. 294-296.
- [H6] Herzog, M.  
Tragfähigkeit und Bemessung von Flachdecken aus Spannbeton ohne Verbund.  
Bauingenieur 54, (1979), S. 377-384.
- [H7] Herzog, M.  
Die Bemessungsregeln des Bauingenieurs zwischen Empirie und Theorie.  
Die Bautechnik 59, (1982), S. 218-227.
- [H8] Herzog, M.  
Die Durchstanzfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonplatten ohne und mit Schubbewehrung bei Innen-, Rand- und Eckstützen.  
Beton- und Stahlbetonbau 81, (1986), S. 68-73.

- [H9] Herzog, M.  
Vereinfachte Schnittkraftermittlung für umfanggelagerte Rechteckplatten nach der Plastizitätstheorie.  
Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), H. 12, S. 311-315.
- [H10] Hillerborg, A.  
Inanspruchnahme der Betonzugfestigkeit.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 589-604.
- [H11] Hu, X.-Z.; Wittmann, F. H.  
Fracture energy and fracture process zone.  
Materials and Structures 25 (1992), S. 319-326.
- [I1] Iványi, G. und Buschmeyer, W.  
Biegeversuche an Plattenstreifen mit zentrischer Vorspannung ohne Verbund.  
Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität - Gesamthochschule - Essen, H. 16, Mai 1981.
- [I2] Iványi, G. und Buschmeyer, W.  
Kontrollierte Biegerißbildung zur Sicherung der Verformungsfähigkeit bei teilweiser Vorspannung ohne Verbund.  
Bauingenieur 62 (1987), S. 339-343.
- [I3] Iványi, G. und Buschmeyer, W.; Müller, R. A.  
Entwurf von vorgespannten Flachdecken.  
Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 95-101.
- [I4] Iványi, G. und Buschmeyer, W.; Müller, R. A.  
Entwurf von vorgespannten Flachdecken (Fortsetzung aus Heft 4/1987 und Schluß).  
Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 133-139.
- [I5] Iványi, G. und Buschmeyer, W.  
Biegerißbildung bei Plattentragwerken mit Vorspannung ohne Verbund.  
Beton- und Stahlbetonbau 76 (1981), H. 9, S. 215-220.
- [I6] Iványi, G. und Buschmeyer, W.  
Schubversuche an Platten und (Platten-)balken mit nachträglich ergänzter Druckzone ohne Verbundbewehrung.  
Beton- und Stahlbetonbau 80 (1985), H. 1, S. 15-17.
- [J1] Johansen, K. W.  
Yield-line-theory. Cement and concrete association. London 1962.
- [J2] Just, T.  
Erhöhte Durchstanzlasten punktförmig gestützter Platten in Versuchen durch Vergrößerung der Plattenfläche über den Lasteintragungsbereich hinaus.  
Bauingenieur 63 (1988), S. 404.

- [K1] Kordina, Karl  
Zum Tragsicherheitsnachweis gegenüber Schub, Torsion und Durchstanzen nach EC 2 Teil 1- Erläuterungen zur Neuauflage von Heft 425 und Anwendungsrichtlinie zu EC 2. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994), H. 4. S. 97-100.
- [K2] Kordina, K. und Nölting, D.  
Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten  
- Entwicklung von Bemessungsvorschlägen.  
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 371.
- [K3] Kinnunen, S.; Nylander, H.  
Punching of concrete without shear reinforcement. Transactions of the royal institute of technology, Civil engineering 3, Nr. 158, Stockholm 1960.
- [K4] Kordina, K. und Nölting, D.  
Versuche zum Durchstanzen ohne Verbund vorgespannter Flachdecken.  
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben im Auftrage des Landes Niedersachsen, unveröffentlicht, 1984.
- [K5] Kupfer, H.; Moosecker, W.  
Beanspruchung und Verformung der Schubzone des schlanken profilierten Stahlbetonbalkens; Festschrift Kordina: Forschungsbeiträge für die Baupraxis. 1979.
- [K6] Kordina, K. und Hegger, J.  
Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen  
mit Vorspannung ohne Verbund.  
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 381.
- [K7] Kordina, K.  
Flachdecken unter Brandangriff. Schnittgrößenverteilung und Durchstanzversuche.  
Bautechnik 70 (1993), H. 11, S. 670-675.
- [K8] König, G.; Duda, H.  
Überlegungen zur Ausnutzung der Betonzugfestigkeit.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 605-621.
- [K9] Kern, E.; Schorn, H.  
23 Jahre alter Stahlfaserbeton.  
Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991), H. 9, S. 205-208.
- [K10] Kleiser, K.  
Zum Tragmechanismus von Stahlfaserbeton.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 42, S. 6-15.



- [K11] Küttner, D.  
Die Flachdecke mit einer Stützenreihe unter Gleichlast und Stützenstreifenvorspannung.  
Bautechnik 67 (1990), H. 5, S. 155-158.
- [K12] Küttner, D.  
Innenfeld einer Flachdecke unter Gleichlast und Stützenstreifen-Vorspannung.  
Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991), H. 3, S. 49-50.
- [K13] Kubat, B.  
Ermüdungsfestigkeit und Traglast vorgespannter Platten aus Stahlfaserbeton.  
Heft 105, iBMB TU Braunschweig, Nov. 1993, S. 181-202
- [K14] Kupfer, H.  
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweichachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 229, 1973.
- [K15] Kubat, B.; Droese, S.  
Neuartiger Transrapid-Fahrwegträger - Versuche für einen Stahlfaserbeton-Verbundträger. Heft 109, iBMB TU Braunschweig, 1994. S. 183-188.
- [K16] Kubat, B.; Droese, S.  
Vorgespannte Flachdecken aus Stahlfaserbeton.  
iBMB Heft 109, 1994. S. 189-198.
- [L1] Ladner, M.  
Einfluß der Maßstabsgröße bei Durchstanzversuchen. Ableitung eines begründeten Übertragungsgesetzes.  
Material und Technik (1973), No. 2, S. 60-69.
- [L2] Lenos, S.  
The analysis of reinforced concrete flat slab by plastic theory.  
Heron, Vol. 28, 1983, No. 4.
- [L3] Loo, Y. H.  
A new method for microcrack evaluation in concrete under compression.  
Materials and Structures 25 (1992), S. 573-578.
- [L4] Laube, M.  
Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation TU Braunschweig 1990.
- [M1] Meyer, R.  
Mehraxiales Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept im Vor- und Nachbruchbereich. Dissertation TU Braunschweig 1991.
- [M2] Moe, J.  
Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads. Development Department; Bulletin d 47, Portland Cement Association (PCA), April 1961.

- [M3] Marti, P; Thürlimann, B.  
Fließbedingungen für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit;  
Beton- und Stahlbetonbau 72 (1977), Heft 1.
- [M4] Marti, P.  
Gleichgewichtslösungen für Flachdecken, Schweizer Ingenieur und Architekt;  
1981, Heft 38.
- [M5] Maidl, B.; Tallarek, F.  
Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen durch den Einsatz von Stahlfaserbeton und  
Stahlfaserspritzbeton.  
Concrete Precasting Plant and Technology (Betonwerk + Fertigteil-Technik),  
Issue 11/1991, S. 76-85.
- [M6] Mansur, M. A. and Paramisvam, P.  
Fiber Reinforced Concrete Beams in Torsion,  
Bending, and Shear.  
ACI Journal, S. 33, January-February 1985.
- [M7] Mansur, M. A.; Ong, K. C. G.  
Behaviour of Reinforced Fiber Concrete Deep Beams in Shear.  
ACI Structural Journal, January- February 1991. S. 98-105.
- [M8] Mansur, M. A.; Asce, M.; Ong, K. C. G.; Paramisvam, P.  
Shear Strength of Fibrous Concrete Beams without Stirrups.  
Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 9, September 1986, S. 2066-  
2079.
- [M9] Marti, P.  
Bemessung und Konstruktion von Betontragwerken.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 411-443.
- [M10] Mihashi, H.; Nomura N.  
Microcracking and Tension-Softening Properties of Concrete.  
Cement and Concrete Composites 14 (1992), S. 91-103.
- [M11] Muttoni, A.; Schwartz, J.  
Tragverhalten von Balken und Durchstanzen von Platten ohne Schubbewehrung.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 703-708.
- [M12] Van Mier, J.G.M.  
Fracture of concrete under complex stress. Heron, Vol. 31, No. 3, 1986.
- [N1] Nöltling, D.  
Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton, Tragverhalten, Berechnung,  
Bemessung. Dissertation TU Braunschweig 1984.
- [N2] Narayanan, R. and Darwish, I. Y. S.  
Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement.  
ACI Structural Journal, S. 216-227, May-June 1987.

- [N2] Narayanan, R. and Darwish, I. Y. S.  
Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement.  
ACI Structural Journal, S. 216-227, May-June 1987.
- [N3] Nielsen, M.P.; Jensen, B.C.; Bach, F.  
Concrete plasticity, beam shear, shear in joints; punching shear. Dansk Selskab for Byggestatik; Special Publication; Oktober 1978; Technical University of Denmark.
- [P1] Polonyi, St.; Bollinger, K.  
Ansätze in der Konzeption des Stahlbetons;  
Bautechnik 60 (1983) H. 4, S. 109-116
- [P2] Pralong, J.; Brändli, W. und Thürlimann, B.  
Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten.  
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-3,  
Birkhäuser-Verlag Basel, Dezember 1979.
- [P3] Pardey, A.  
Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie. Heft 441, DAfStb 1994.
- [P4] Podgorski, J.  
General Failure Criterion for Isotropic Media.  
Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 2, S. 188-201, 1985.
- [R1] Reimann, H.  
Zur Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne Kopf gegen Durchstanzen; Dissertation TH Stuttgart, Juli 1963.
- [R2] Reyer, E.; Spittank, J.  
Zur Momentenberechnung punktgestützter Platten unter Gabelstapler-Betrieb.  
Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 3, S. 64-70.
- [R3] Ritz, P.; Marti, P. und Thürlimann, B.  
Versuche über das Biegetragverhalten von vorgespannten Platten ohne Verbund,  
Nr. 7305-1, Basel, Stuttgart: Birkhäuser 1975.
- [R4] Ritz, P.  
Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund.  
Dissertation ETH Zürich, 1978.
- [R5] Rother, K.  
ANSYS Benutzerhandbuch Revision 5.0. Deutsche Übersetzung des ANSYS User's Manual. Höhenkirchen 1992.
- [R6] Ruge, T.  
Momentenumlagerung nach Eurocode 2.  
Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), H. 9, S. 241-247.

- [S1] Schaeidt, W.; Ladner, M.; Rösli, A.  
Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der schweizerischen Zementindustrie. Wildeg, Neudruck 1975.
- [S2] Scholz, U.  
Auswertung von Versuchen zum Problem des Durchstanzens und Ableitung eines Bemessungsverfahrens. Diplomarbeit Nr. 163 am Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1981.
- [S3] Schaefers, U.  
Konstruktion, Bemessung und Sicherheit von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen. Heft 357 des DAfStb, Berlin 1984.
- [S4] Stiglat, K.  
Statische und konstruktive Probleme mit Lösungsmöglichkeiten bei Flachdecken im Stanzbereich. Bericht der Bundesvereinigung der Prüfungenieure für Baustatik, Arbeitstagung 3, 1979.
- [S5] Sawczuk, A.; Jaeger, T.  
Grenzfähigkeits-Theorie der Platten. Berlin 1963.
- [S6] Shkoukani, H.; Walraven, J.  
Betonzugfestigkeit unter Dauerlast.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 725-729.
- [S7] Spittank, J.  
Zur Berechnung von Flachdecken bei Einzelkraftbelastung.  
Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), H. 6, S. 143-148.
- [S8] Swamy, R. N.; Bahia, H. M.  
The effectiveness of steel fibers as shear reinforcement.  
Concrete International, March 1985, S. 35-40.
- [S9] Swamy, R. N. and Sa'ad A. Al-Ta'an  
Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete.  
ACI Journal, September-October 1981, S. 395-405.
- [S10] Swamy, R. N. and Ali, S. A. R.  
Punching Shear Behavior of Reinforced Slab-Column Connections Made with Steel Fiber Concrete.  
ACI Journal, September-October 1982, S. 392-406.
- [S11] Swamy, R. N.; Al-Ta'an, S. and Ali, Sami A. R.  
Steel Fibers for controlling Cracking and Deflection.  
Concrete International, August 1979, S. 41-49.
- [S12] Schäfer, H.; Jahn, M.  
Der Spannungszustand im Stützbereich von Flachdecken.  
Beton- und Stahlbetonbau 74 (1979), H. 1, S. 23-25.

- [S13] Schmidt, H.; Kless, R.  
Untersuchungen zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Stahlfaserbeton unter mehrachsiger Zug-Druck-Belastung.  
Bauplanung-Bautechnik, 43. Jg., August 1989, Heft 8, S. 374-377.
- [S14] Schnütgen, B.  
Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 37, S. 9-13.
- [S15] Schnütgen, B.  
Das Festigkeitsverhalten von mit Stahlfasern bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung. Technisch wissenschaftliche Mitteilungen des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, Mitteilungs-Nr. 75-8.
- [S16] Schorn, H.  
Stahlfaserbeton in der Materialprüfung.  
Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 11/1985, S. 741-746.
- [S17] Schorn, H.  
Begriffe und baustoffliche Charakterisierung für Betone mit Stahlfasergehalt.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 42, S. 5-6.
- [S18] Schorn, H.  
Zur Technologie des Stahlfaserbetons.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 37, S. 7-9.
- [S19] Schorn, H.  
Baustoffliche Kriterien für die Anwendung von Stahlfaserbeton.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 34, S. 44-47.
- [S20] Schönlin, K.  
Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton.  
Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), Heft. 6, S. 168-171.
- [S21] Schubert, E. und Rose, K.  
Kosteneinflüsse bei Stahlverlegearbeiten im Betonbau.  
Bauingenieur 63 (1988) 169-176.
- [S22] Schütt, K.  
Vorspannung ohne Verbund - Möglichkeiten und Beispiele ausgeführter Bauwerke.  
Beton- und Stahlbetonbau 81 (1986), H. 6, S. 153-154.
- [S23] Stempniewski, L.; Eibl, J.  
Finite Elemente im Stahlbeton. Betonkalender 1993, Teil 1.

- [S24] Schnütgen, B.; Dams, S.  
Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Grundlagen, Bemessung und Ausführung am Beispiel der Innenschale der Stadtbahn Essen, Baulos 32.  
Beton-Informationen 5/94.
- [T1] Tanabe, T.; Wu, Z.  
Zweiachiale Druck-Zug-Festigkeit gerissenen Betons.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 623-636.
- [T2] Trost, H.  
Teilweise Vorspannung mit und ohne Verbund bei Fahrbahnplatten.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 205-210.
- [T3] Trost, H.  
Vorspannung ohne Verbund - Versuche und deren Ergebnisse.  
Beton- und Stahlbetonbau 76 (1981), Heft 9, S. 205-209.
- [T4] Teutsch, M.  
Bemessungsgrundlagen des Stahlfaserbetons. iBMB TU Braunschweig,  
Heft 105, S. 105-118.
- [V1] Vecchio F. J.  
Untersuchungen auf Grundlage der modifizierten Druckfeldtheorie.  
IABSE REPORT VOL 62, S. 321-326.
- [V2] Vißmann, H. W.  
Zur Bemessung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton.  
konstruktiver ingenieurbau - berichte 42, S. 16-20.
- [W1] Walraven, J. C.; Pat, M. G. M. und Markov, I.  
Die Durchstanztragfähigkeit von faserverstärkten Stahlbetonplatten.  
Betonwerk + Fertigteile-Technik, Heft 2/1987, S. 108-113.
- [W2] Walraven, J. C.; Lehwalter, N.  
Einfluß des Maßstabes in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung.  
Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), H. 9, S. 228-232.
- [W3] Walraven, J.  
The punching Shear Resistance of Fibre reinforced concrete Slabs.  
Technical University Darmstadt.
- [W4] Weigler, K.  
Handbuch für Beton-, Stahlbeton und Spannbetonbau.  
Beton - Arten, Herstellung, Eigenschaften. Ernst & Sohn Verlag
- [W5] Windisch, A.  
Die Zugfestigkeit des Betons: verlorener Sohn oder Urquelle?  
IABSE REPORT VOL 62, S. 773-777.

- [W6] Wölfel, E.  
Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund.  
Bauingenieur 55 (1980) 185-195.
- [W7] Wölfel, E.  
Die Behandlung der Vorspannung mit Teilsicherheitsbeiwerten.  
Beton und Stahlbetonbau 85 (1990), H. 8, S. 199-205.
- [W8] Wölfel, E.  
Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bessung.  
Beton- und Stahlbetonbau 76 (1981), H. 9, S. 209-211.
- [Y1] Yin, W. S.; Su, E. C. M.; Mansur, M. A. and Hsu, Th. T. C.  
Biaxial Tests of Plain and Fiber Concrete.  
ACI Journal, S. 236-243, May-June 1989.
- [Z1] Zaizi, Q.; Zijian, Z.  
Bruchkriterium für Beton unter mehrachsiger Beanspruchung.  
Beton- und Stahlbetonbau 85 (1990), H. 9, S. 233-237.
- [Z2] Zerna, W.; Köpper, H.-D.  
Spannstahlspannungen im Grenzstand der Tragfähigkeit bei Trägern mit  
Vorspannung ohne Verbund.  
Beton- und Stahlbetonbau 84 (1989), H. 1, S. 11-16.

## **Anhang 1 Versuchsergebnisse der eigenen Versuche**

Anhang 1 ergänzt Kapitel 4.

Die Versuchsergebnisse stellen einen Überblick der wichtigsten ausgewerteten Meßergebnisse der eigenen Versuche dar.

Alle gewonnenen Meßergebnisse sind in [F1] und [F2] enthalten.

Die Versuchsergebnisse der Serie I sind in den Bildern A1.1 bis A1.39 auf Seite A1.1 bis A1.46 enthalten.

Die Versuchsergebnisse der Serie II befinden sich in den Bildern A1.40 bis A1.72 auf den Seiten A1.47 bis A1.79.



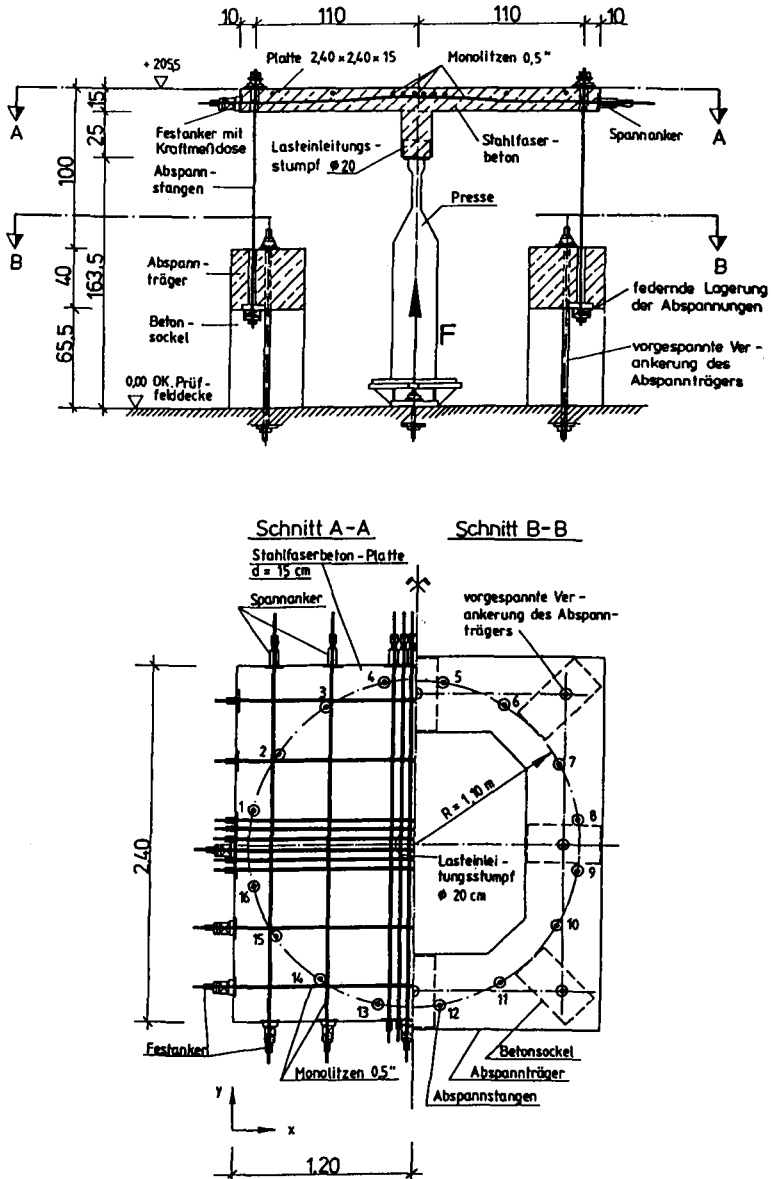
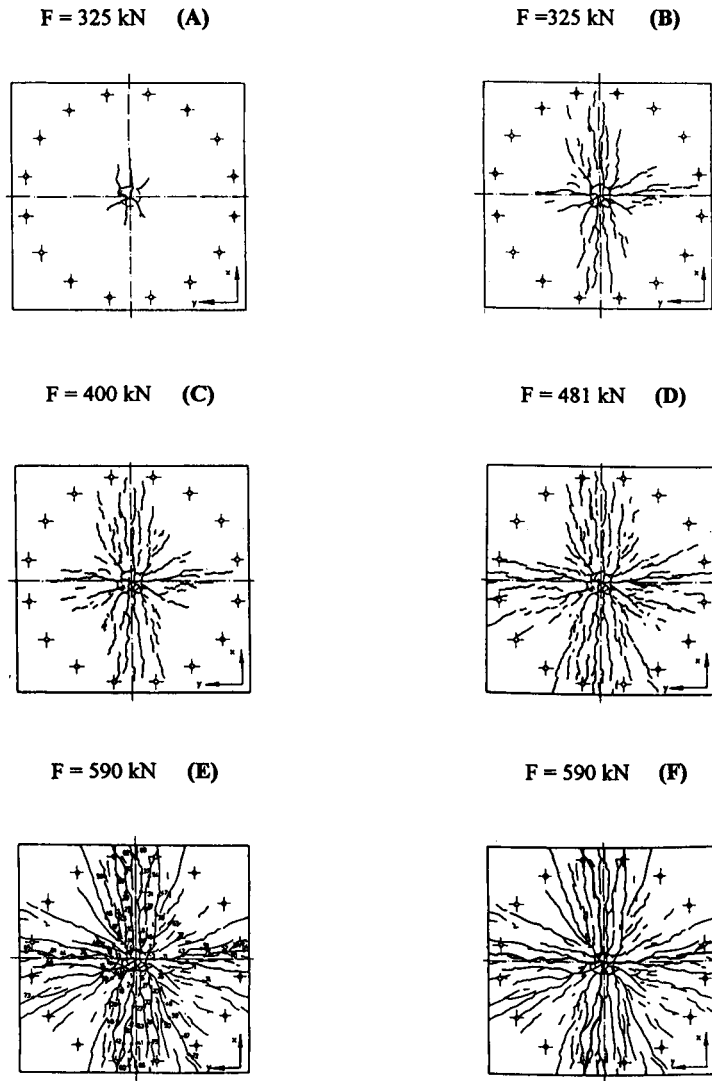


Bild A1.1 Versuchsaufbau Serie I

F = 325 kN (A)

F = 325 kN (B)



**Bild A1.2** *Rißbilder des Versuchskörpers I/1, dargestellt ist der Zustand vor (A), nach dem Dauerschwingversuch (B), mit Rißbreiten  $w < 0,32 \text{ mm}$  (C), beim Übergang in den Traglastbereich (D), nach Erreichen der Traglast, Versuchskörper noch vorgespannt, Endrißbild mit Rißmeßmarken (E), Endrißbild mit Bruchfugen (dicke Linien) (F)*

Laststufe	30	82	97	110	120
Last F [kN]	325	325	400	481	540
Rißmeßstellen-Nr.					
1	6	14	14	30	*
2	6	16	22	52	190
3	8	8	*	62	100
4	6	12	18	40	172
5	2	6	10	16	21
6	2	10	15	26	78
7	8	10	14	28	52
8	4	10	8	*	92
9	6	5	9	34	$\Sigma > 120$
10	4	5	7	11	24
11	-	8	17	66	$\Sigma > 160$
12	-	5	11	15	50
13	-	6	10	18	30
14	-	8	16	26	40
15	-	6	11	32	$\Sigma 90$
16	-	6	9	17	24
17	-	8	11	20	30
18	-	7	14	62	138
19	-	8	10	19	34
20	-	8	12	26	62
21	-	-	*	*	*
22	-	5	8	12	*
23	-	16	22	48	114
24	-	10	14	30	68
25	-	10	16	28	120
26	-	6	9	18	42
27	-	10	12	26	40
28	-	22	32	62	200
29	-	5	8	10	11
30	-	5	8	26	88
31	-	6	10	26	32
32	-	4	6	12	20
33	-	5	8	18	38
34	-	6	10	20	40
35	-	6	10	17	27
36	-	6	12	36	56
37	-	5	8	16	19
38	-	5	6	16	26
39	-	4	6	8	10
40	-	5	8	17	22
41	-	6	10	28	42
42	-	5	6	12	50

- keine Meßstelle

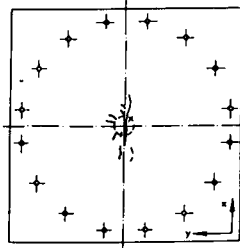
\* keine Messung

Tabelle A1.1 Rißbreiten des Versuchskörpers I/1:  $w$  in [mm/100]. Laststufe 120 mit  $F = 540$  kN Ende der Rißbreitenmessung

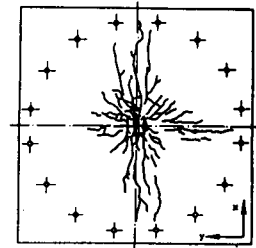
Laststufe	30	82	97	110	120
Last F [kN]	325	325	400	481	540
Rißmeßstellen-Nr.					
43	-	4	9	58	200
44	-	4	7	26	26
45	-	5	6	11	12
46	-	6	8	15	17
47	-	5	6	10	14
48	-	5	8	11	24
49	-	3	6	9	12
50	-	3	6	12	18
51	-	3	6	8	9
52	-	3	5	7	7
53	-	-	5	8	8
54	-	-	6	20	70
55	-	-	5	14	40
56	-	-	6	8	14
57	-	-	-	12	17
58	-	-	-	12	14
59	-	-	-	12	24
60	-	-	-	10	13
61	-	-	-	16	50
62	-	-	-	9	12
63	-	-	-	46	88
64	-	-	-	10	18
65	-	-	-	8	8
66	-	-	-	8	11
67	-	-	-	9	*
68	-	-	-	12	27
69	-	-	-	9	11
70	-	-	-	24	> 110
71	-	-	-	11	12
72	-	-	-	8	22
73	-	-	-	9	26
74	-	-	-	10	22
75	-	-	-	-	172
$w_m$	5	7	10	21	52
$w_{max}$	8	22	32	66	200

noch Tabelle A1.1 Rißbreiten des Versuchskörpers I/1;  $w$  in [mm/100]. Laststufe 120 mit  $F = 540$  kN Ende der Rißbreitenmessung

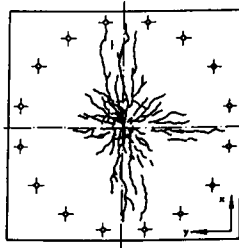
F = 230 kN (A)



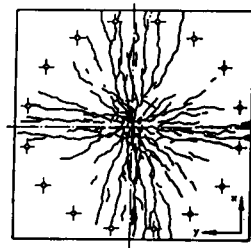
F = 230 kN (B)



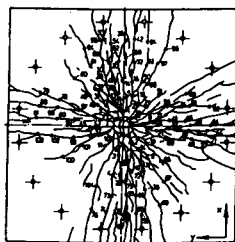
F = 290 kN (C)



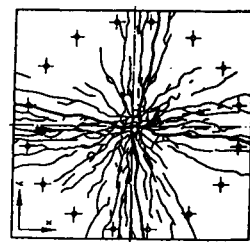
F = 385 kN (D)



F = 540 kN (E)



F = 540 kN (F)



**Bild A1.3** *Rißbilder des Versuchskörpers 1/2, dargestellt ist der Zustand vor (A), nach dem Dauerschwingversuch (B), mit Rißbreiten  $w < 0,30$  mm (C), beim Übergang in den Traglastbereich (D), nach Erreichen der Traglast, Versuchskörper noch vorgespannt, Endrißbild mit Rißmeßmarken (E), Endrißbild mit Bruchfugen (dicke Linien) (F)*

Laststufe	19	58	72	84	88
Last F [kN]	230	230	290	385	425
Rißmeßstellen-Nr.					
1	5	10	16	88	208
2	4	5	11	24	48
3	4	9	10	36	92
4	-	3	3	4	4
5	-	7	10	36	52
6	-	6	7	18	Σ 36
7	-	8	8	8	8
8	-	5	8	18	14
9	-	8	12	42	54
10	-	6	12	16	24
11	-	6	7	16	19
12	-	6	6	16	24
13	-	5	5	5	5
14	-	6	6	6	6
15	-	5	7	28	100
16	-	5	8	26	120
17	-	7	7	7	7
18	-	4	6	11	24
19	-	4	8	14	18
20	-	4	4	8	14
21	-	4	5	24	54
22	-	3	4	3	4
23	-	4	6	4	10
24	-	4	4	4	4
25	-	4	3	8	12
26	-	5	5	22	46
27	-	4	6	10	40
28	-	4	6	34	48
29	-	5	6	20	24
30	-	4	5	18	26
31	-	3	4	6	9
32	-	3	7	24	88
33	-	7	6	46	100
34	-	3	4	24	46
35	-	2	4	16	28
36	-	3	5	5	5
37	-	4	4	5	5
38	-	4	4	5	5
39	-	4	5	26	32
40	-	3	4	16	Σ 34
41	-	4	5	22	68
42	-	3	5	17	60

Tabelle A1.2 Rißbreiten des Versuchskörpers I/2;  $w$  in [mm/100]. Laststufe 88 mit  $F = 425$  kN Ende der Rißbreitenmessung

Laststufe	19	58	72	84	88
Last F [kN]	230	230	290	385	425
Rißmeßstellen-Nr.					
43	-	3	5	62	172
44	-	2	3	3	4
45	-	3	5	11	18
46	-	4	4	4	4
47	-	2	3	9	Σ 42
48	-	3	4	6	8
49	-	3	4	5	6
50	-	2	4	4	4
51	-	-	5	6	6
52	-	-	4	8	10
53	-	-	4	6	10
54	-	-	4	24	34
55	-	-	-	24	3
56	-	-	-	3	11
57	-	-	-	12	28
58	-	-	-	26	8
59	-	-	-	8	18
60	-	-	-	14	36
61	-	-	-	22	42
62	-	-	-	26	14
63	-	-	-	11	11
64	-	-	-	6	36
65	-	-	-	12	12
66	-	-	-	7	13
67	-	-	-	8	5
68	-	-	-	6	40
69	-	-	-	38	9
70	-	-	-	6	24
71	-	-	-	10	26
72	-	-	-	8	6
73	-	-	-	5	44
74	-	-	-	9	12
75	-	-	-	16	22
76	-	-	-	22	15
77	-	-	-	8	11
78	-	-	-	8	34
79	-	-	-	7	16
80	-	-	-	11	7
81	-	-	-	7	16
82	-	-	-	5	16
83	-	-	-	9	10

noch Tabelle A1.2 Rißbreiten des Versuchskörpers 1/2; w in [mm/100]. Laststufe 88 mit F = 425 kN Ende der Rißbreitenmessung

Laststufe	19	58	72	84	88
Last F [kN]	230	230	290	385	425
Rißmeßstellen-Nr.					
84	-	-	-	11	24
85	-	-	-	22	46
86	-	-	-	6	12
87	-	-	-	5	7
88	-	-	-	22	62
89	-	-	-	6	16
90	-	-	-	13	11
91	-	-	-	10	12
92	-	-	-	12	17
93	-	-	-	11	20
94	-	-	-	5	10
95	-	-	-	14	26
96	-	-	-	6	9
97	-	-	-	9	16
98	-	-	-	5	10
99	-	-	-	8	13
100	-	-	-	10	26
101	-	-	-	5	Σ 30
102	-	-	-	10	12
103	-	-	-	9	*
104	-	-	-	7	10
w <sub>m</sub>	4	5	6	14	28
w <sub>max</sub>	5	10	16	88	208

- keine Meßstelle

\* keine Messung

noch Tabelle A1.2 *Rißbreiten des Versuchskörpers 1/2; w in [mm/100]. Laststufe 88 mit F = 425 kN Ende der Rißbreitenmessung*



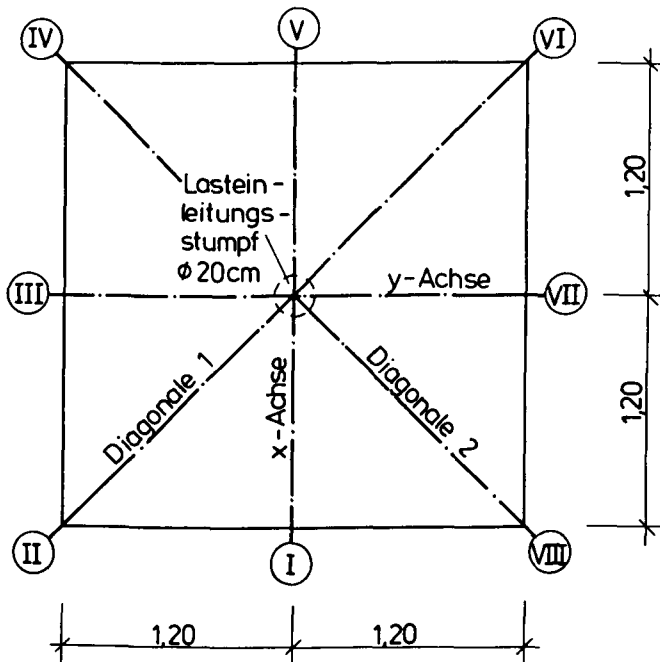
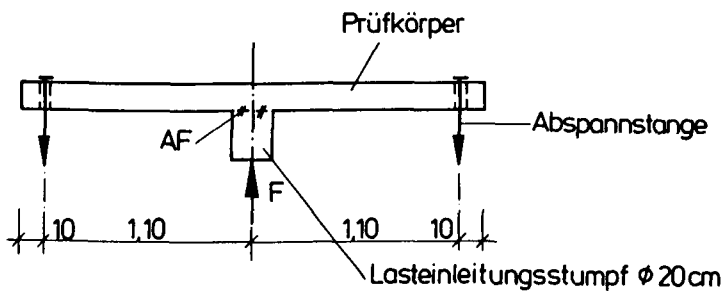
DraufsichtSchnitt

Bild A1.4 Versuchskörper Serie I. Übersicht, Beziehungen

Meßgrößen	Meßstelle	Aufnehmertyp
Pressenkraft	1	Kraftmeßdose
Pressenweg	2	Wegaufnehmer
Abspannstangen-Kräfte	11 - 26	direkte Umrechnung über kalibrierte Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 6$ mm
Durchbiegungen	27 - 41	induktive Wegaufnehmer
Spanngliedkräfte	42 - 47	Kraftmeßdosen
Verformung am SFB (innen) <sup>1)</sup>	51 - 55	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 30$ mm
Verformung am SFB (außen) <sup>2)</sup>	51 - 55	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 60$ mm
Verformung am SFB (innen)	56 - 59	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 120$ mm
Verformung am SFB (außen)	61 - 64	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 60$ mm

1) während der Erstbelastung und Dauerschwinguntersuchung

2) während des Bruchversuchs

*Tabelle A1.3 Serie 1, Versuch 1, Zusammenstellung der Meßstellenbelegung*

Meßgrößen	Meßstelle	Aufnehmertyp
Pressenkraft	1	Kraftmeßdose
Pressenweg	2	Wegaufnehmer
Abspannstangen-Kräfte	11 - 26	direkte Umrechnung über kalibrierte Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 6$ mm
Durchbiegungen	27 - 41	induktive Wegaufnehmer
Spanngliedkräfte	42 - 47	Kraftmeßdosen
Verformung am SFB (innen)	51 - 55	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 30$ mm
Verformung am SFB (innen)	56 - 59	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 120$ mm
Verformung am SFB (außen)	61 - 69	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 60$ mm
Verformung am SFB (außen)	70 - 81	Dehnmeßstreifen Meßlänge $l = 60$ mm
Verformung am SFB (außen)	101 - 112	Setzdehnungsmesser Meßbasis $l = 200$ mm

*Tabelle A1.4 Serie 1, Versuch 2, Zusammenstellung der Meßstellenbelegung*

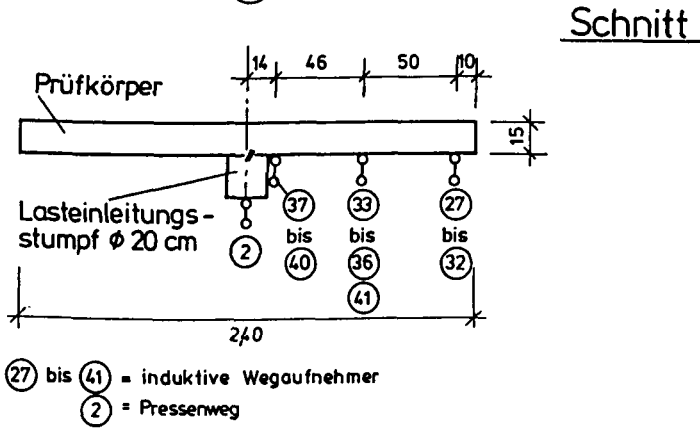
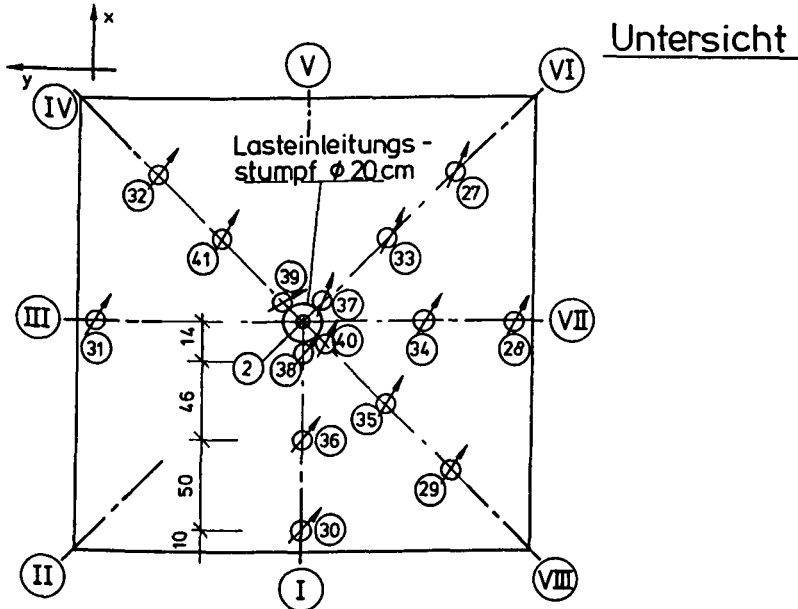
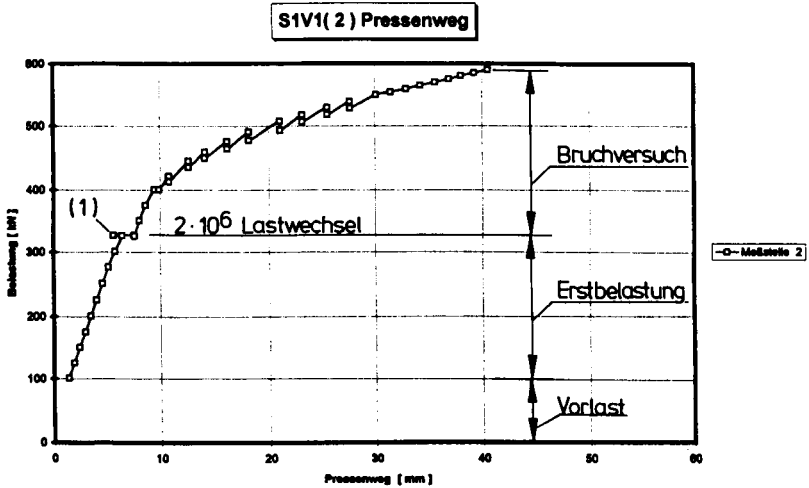
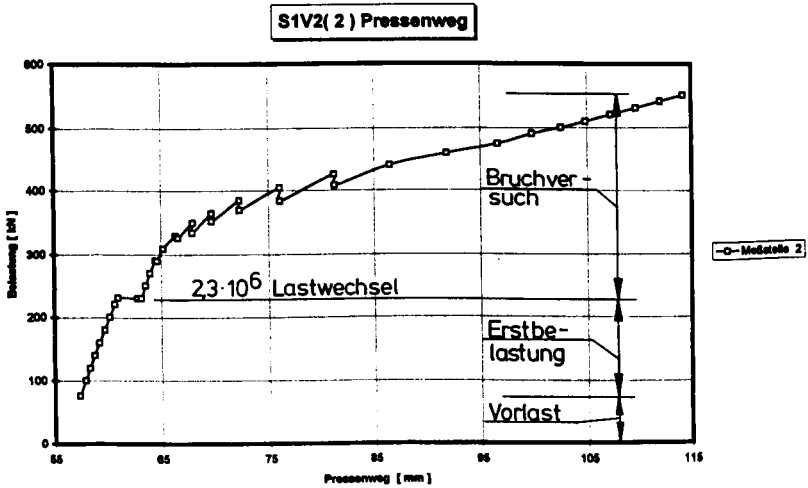


Bild A1.5 Serie I, Meßstellenplan, Durchbiegungen



*Versuch 1*



*Versuch 2*

**Bild A1.6** Serie I, gemessene Durchbiegungen in Plattenmitte (Pressenweg, Meßstelle-Nr. 2)

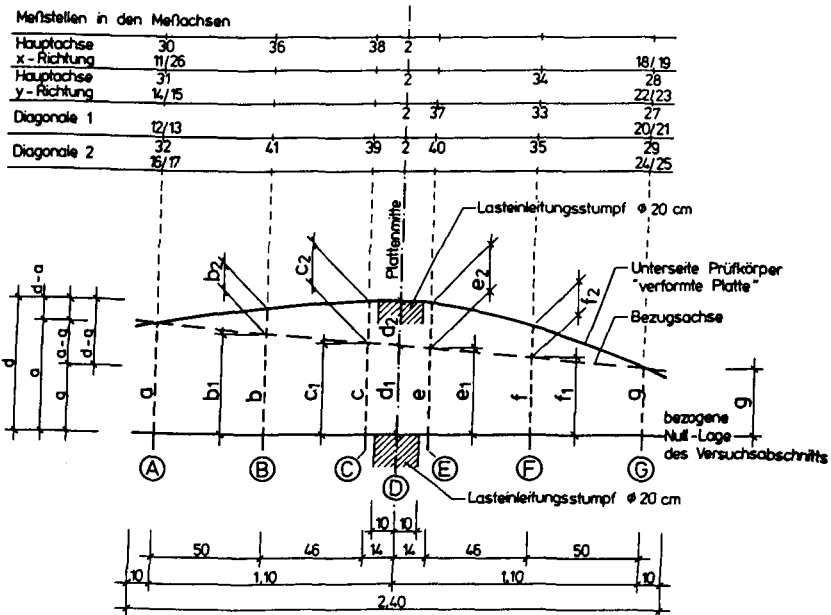
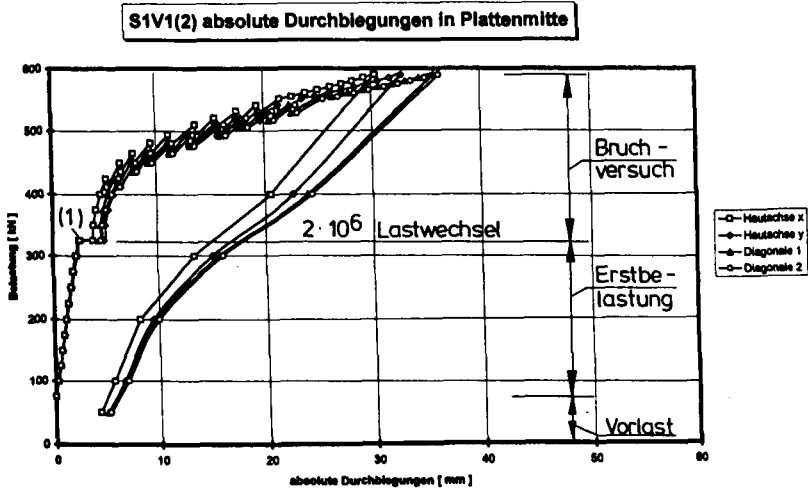
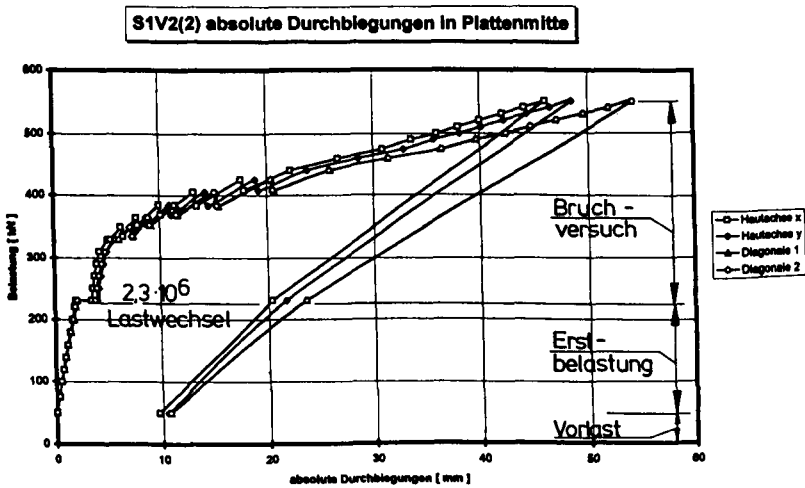


Bild A1.7 Serie I, Übersicht zur näherungsweise Berechnung absoluter Durchbiegungswerte der Platten

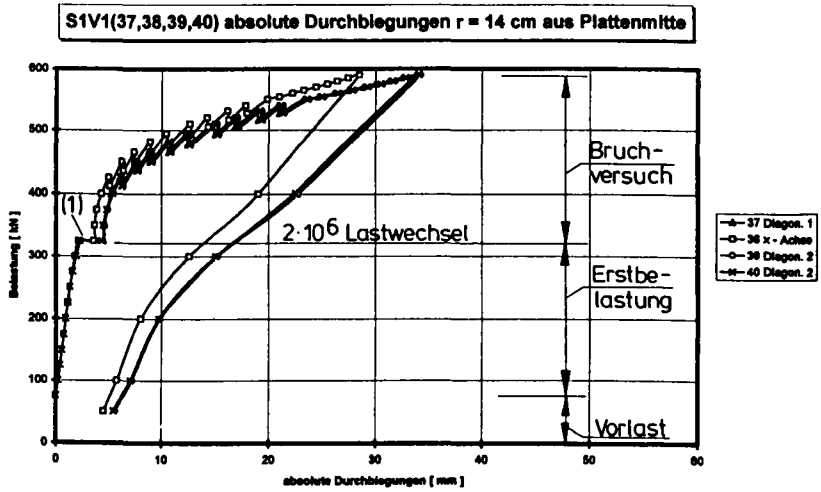


## Versuch 1

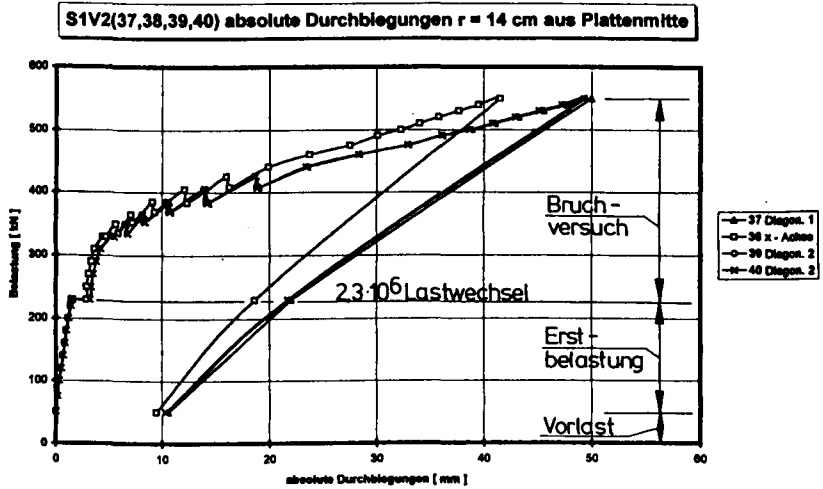


## Versuch 2

**Bild A1.8** Serie I, berechnete Durchbiegungen in Plattenmitte (Meßstelle 2), zusätzlich dargestellt: die Entlastung auf Vorlast-Niveau

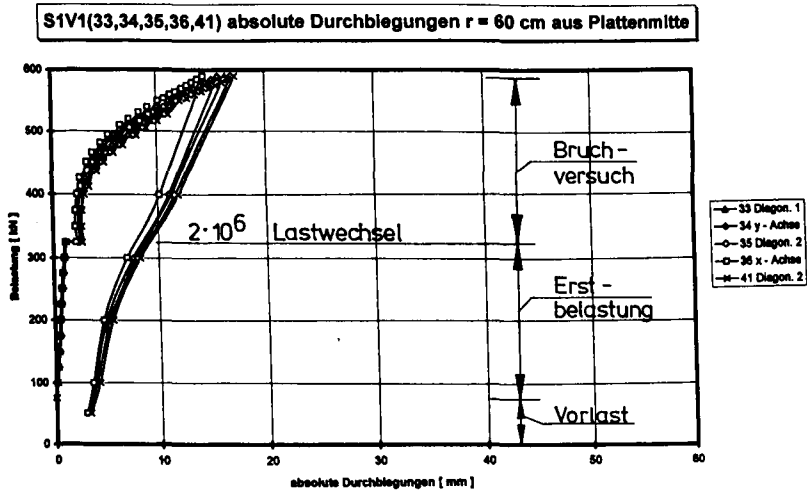
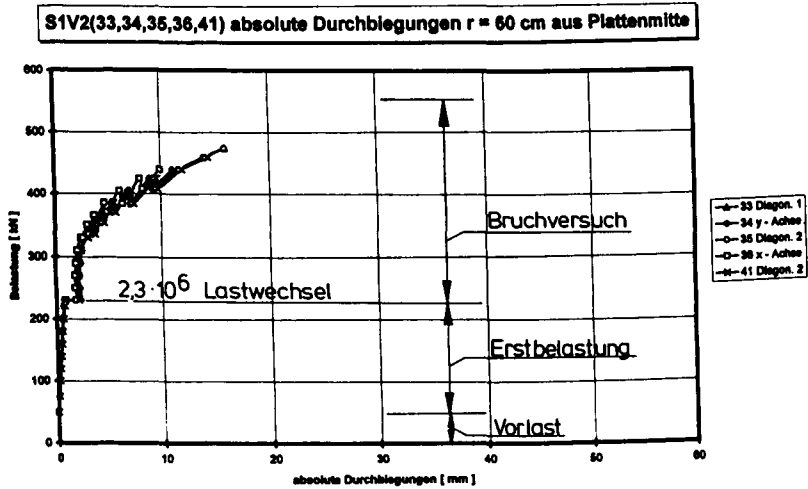


*Versuch 1*



*Versuch 2*

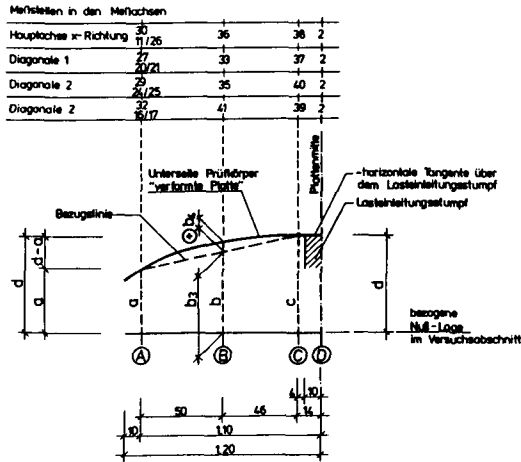
**Bild A1.9** Serie I, berechnete Durchbiegungen, Meßstellen-Nr. 37, 38, 39, 40 auf einen Kreis mit  $r = 14$  cm aus Plattenmitte angeordnet

**Versuch 1**

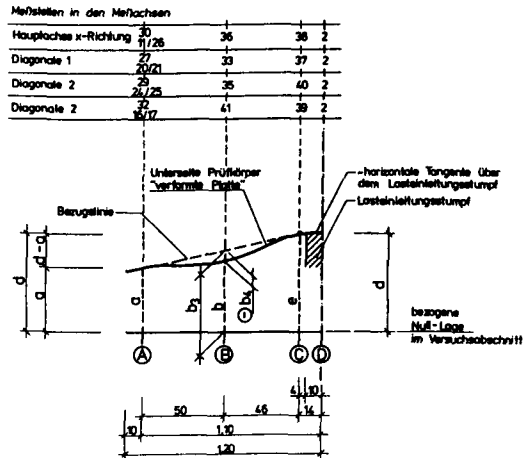
**Versuch 2** *Meßstellen vor Versuchsende ausgefallen  
(Überschriften des Meßbereichs)*

**Bild A1.10** *Serie I, berechnete Durchbiegungen, Meßstellen-Nr. 33, 34, 35, 36, 41  
auf einen Kreis mit  $r = 60$  cm aus Plattenmitte angeordnet*



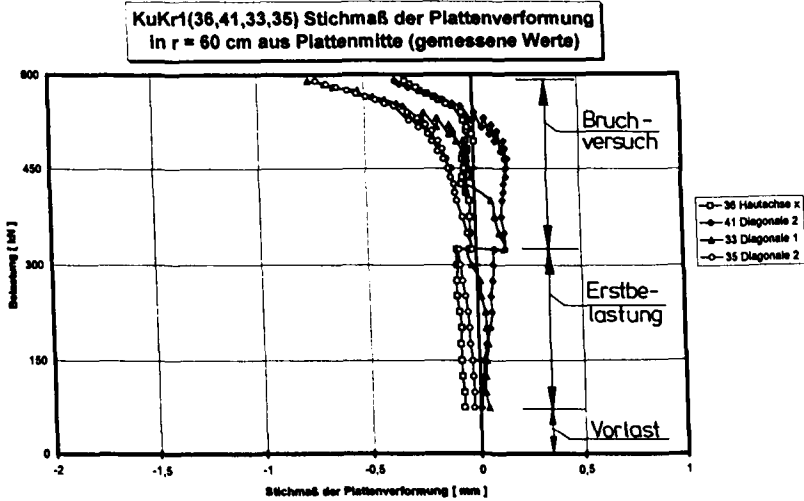
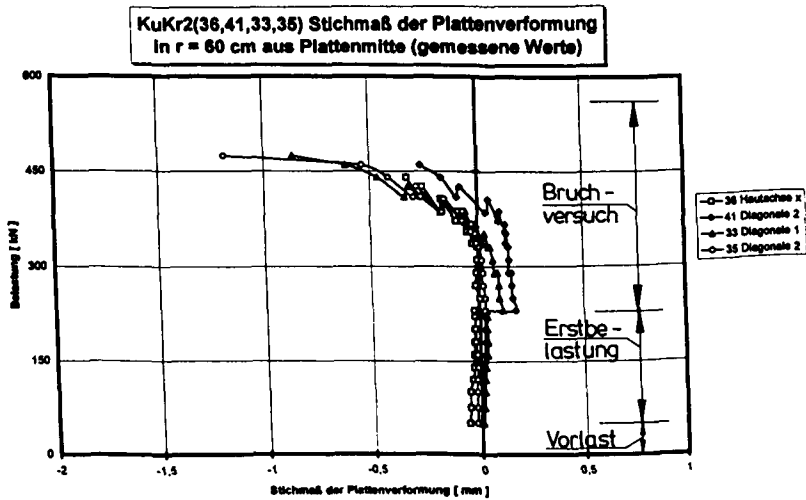


a) positive Plattenverformung



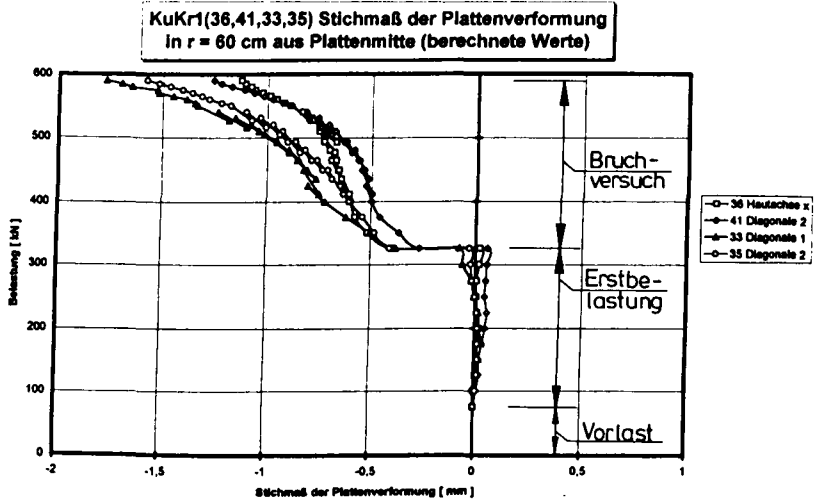
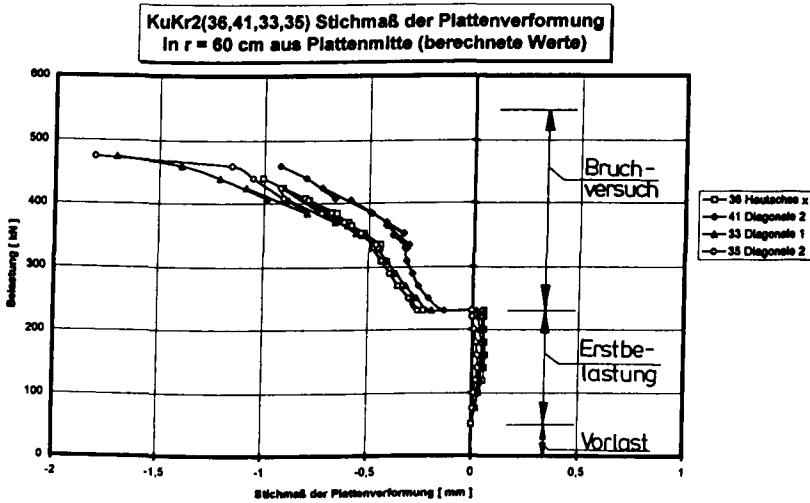
b) negative Plattenverformung (Gegenkrümmung)

Bild A1.11 Serie I, Übersicht zur näherungsweise Berechnung des Stichmaßes der Plattenverformung in  $r = 60$  cm aus Plattenmitte

*Versuch 1*

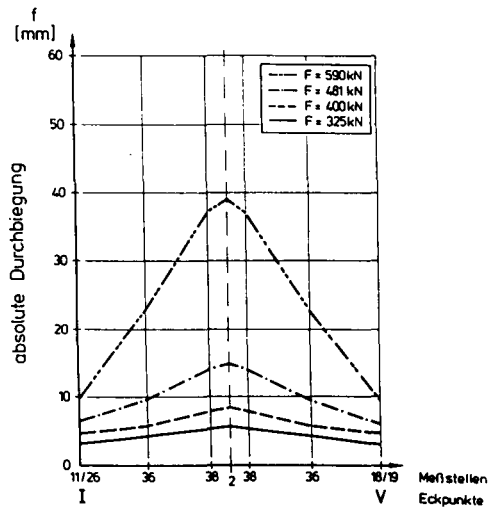
*Versuch 2*    *Meßstellen vor Versuchsende ausgefallen  
(Überschriften des Meßbereichs)*

*Bild A1.12*    *Serie I, berechnete Stichtmaße der Plattenverformung, Meßstellen-Nr.36,  
41, 33, 35 auf einen Kreis mit  $r = 60$  cm aus Plattenmitte angeordnet.  
Hilfswerte zur Berechnung, s. Bild A1.11, aus gemessenen Durchbiegungen in den Achsen A und C*

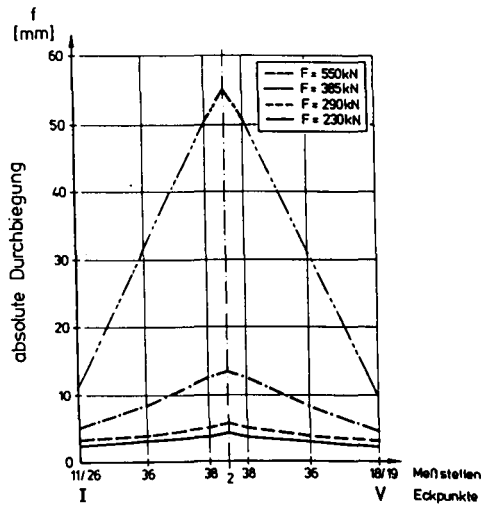
**Versuch 1**

**Versuch 2**    *Meßstellen vor Versuchsende ausgefallen  
(Überschriften des Meßbereichs)*

**Bild A1.13**    *Serie 1, berechnete Stichmaße der Plattenverformung, Meßstellen-Nr. 36, 41, 33, 35 auf einen Kreis mit  $r = 60$  cm aus Plattenmitte angeordnet. Hilfswerte zur Berechnung, s. Bild A1.11, aus berechneten Durchbiegungen (Längung der Abspannstangen in Achse A und Wegaufnehmern in Achse C)*

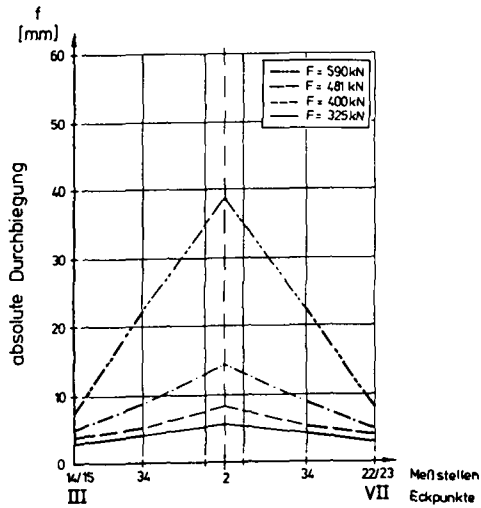


## Versuch 1

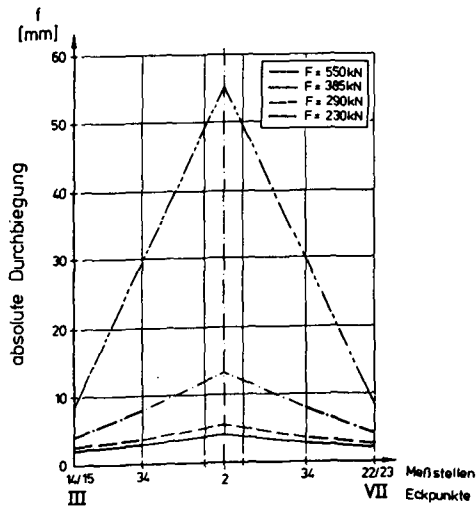


Versuch 2 bei Belastung  $F = 550\text{ kN}$  Ausfall der Meßstelle 36 (Meßbereich überschritten)

Bild A1.14 Serie I, berechnete Durchbiegungen in der x-Achse

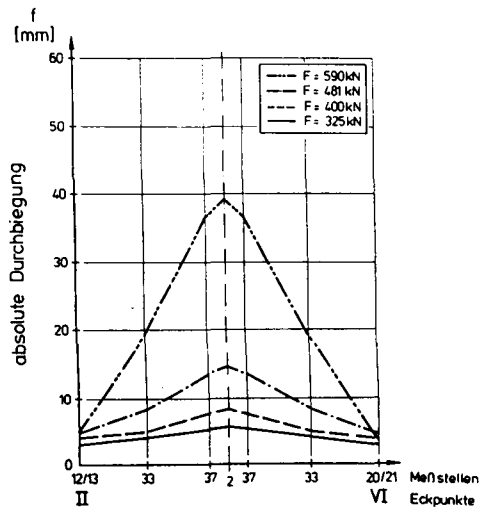
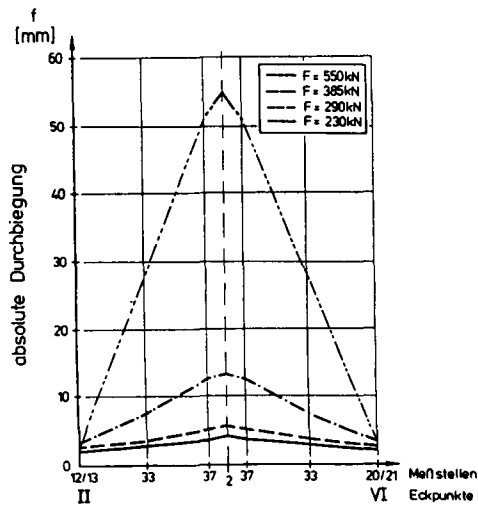


*Versuch 1*



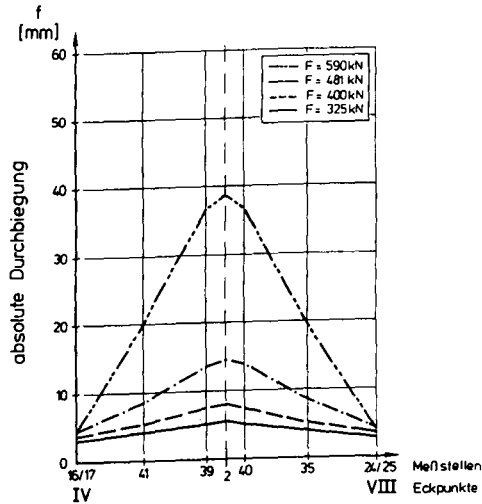
*Versuch 2* bei Belastung  $F = 550 \text{ kN}$  Ausfall der Meßstelle 34 (Meßbereich überschritten)

Bild A1.15 Serie I, berechnete Durchbiegungen in der y-Achse

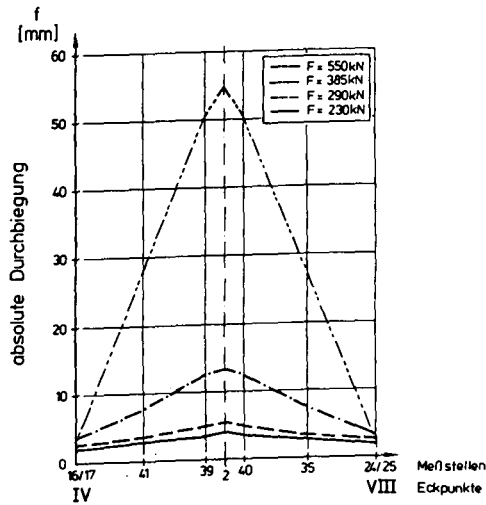
**Versuch 1**

**Versuch 2** bei Belastung  $F = 550 \text{ kN}$  Ausfall der Meßstelle 36 (Meßbereich überschritten)

Bild A1.16 Serie I, berechnete Durchbiegungen in der Diagonalen I

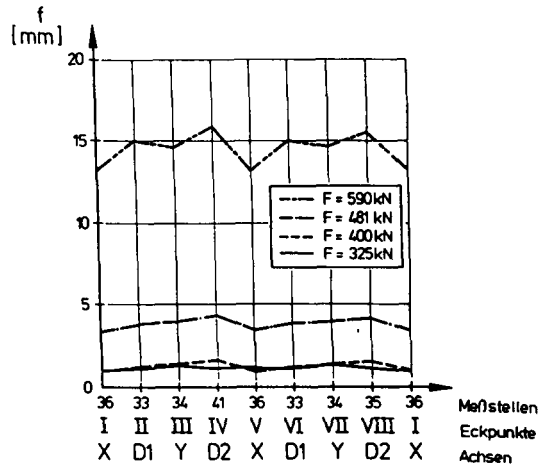
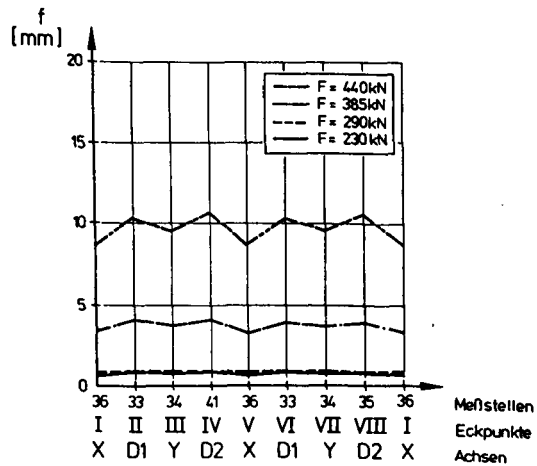


**Versuch 1**



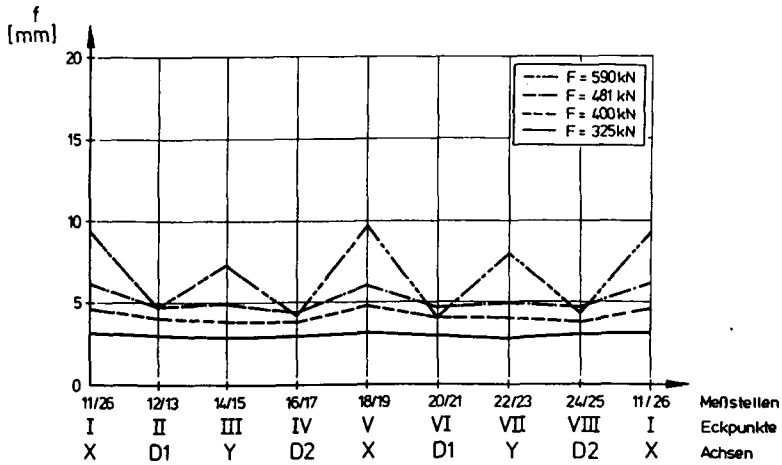
**Versuch 2** bei Belastung  $F = 550 \text{ kN}$  Ausfall der Meßstelle 35 und 41 (Meßbereich überschritten)

**Bild A1.17** Serie I, berechnete Durchbiegungen in der Diagonalen 2

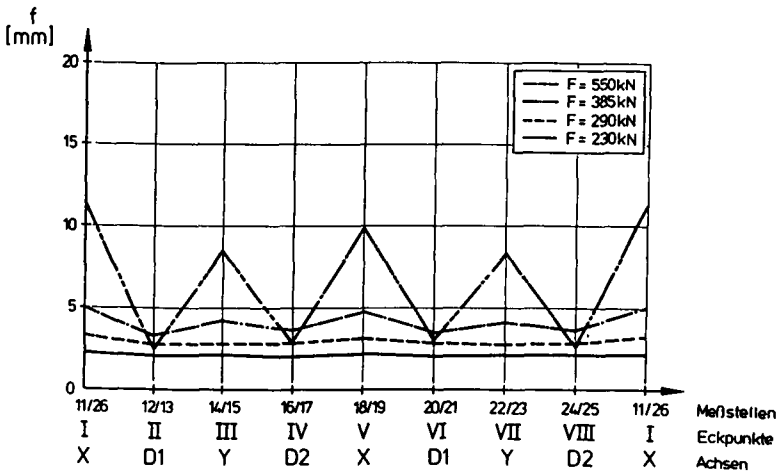
*Versuch 1**Versuch 2*

**Bild A1.18** Serie I, berechnete Durchbiegungen entlang eines Kreises mit dem Radius  $r = 60$  cm aus Plattenmitte



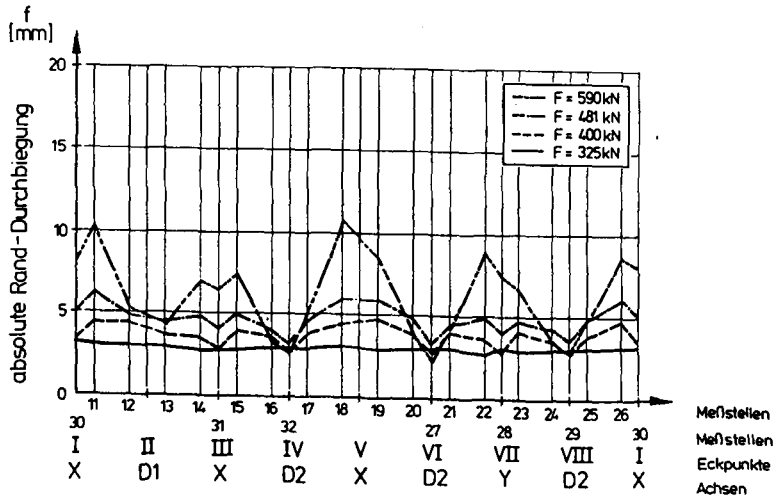


Versuch 1

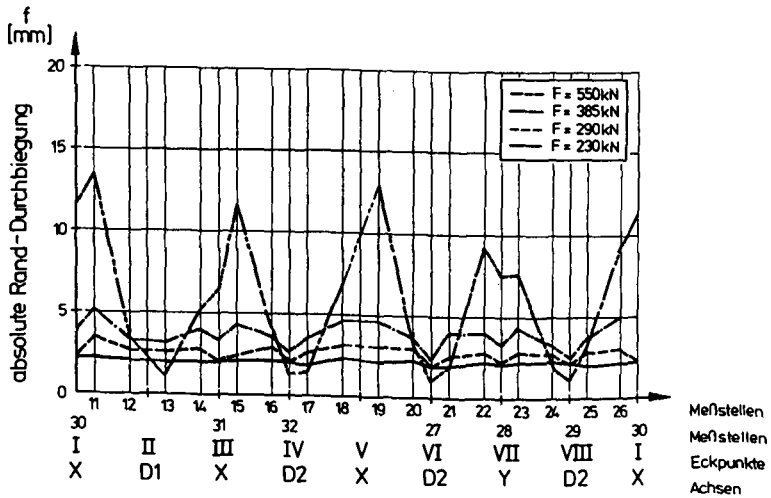


Versuch 2

Bild A1.19 Serie I, berechnete Durchbiegungen entlang eines Kreises mit dem Radius  $r = 1,10\text{ cm}$  aus Plattenmitte

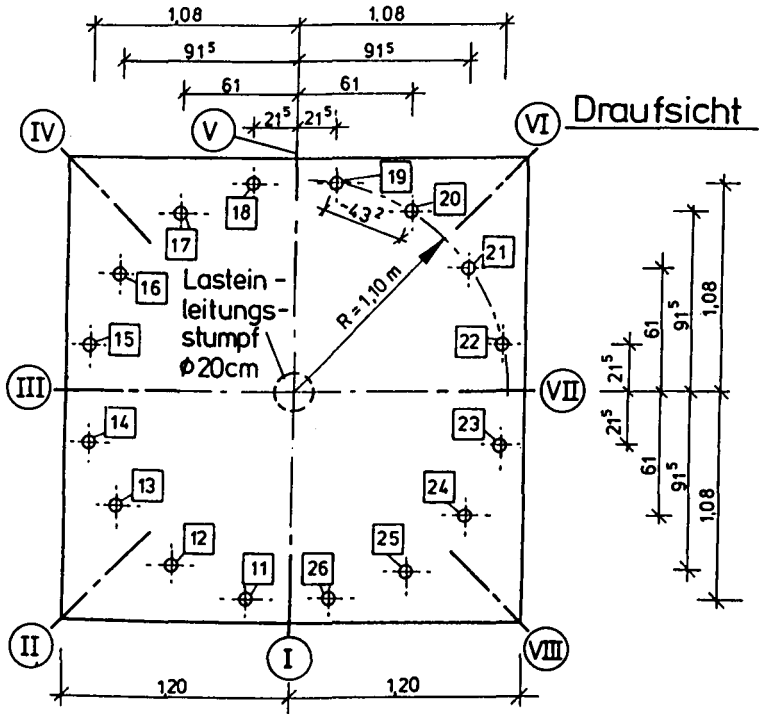


## Versuch 1



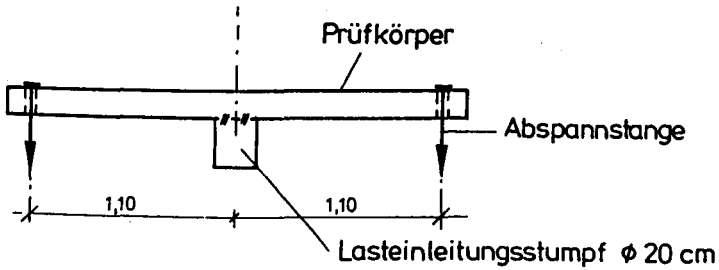
## Versuch 2

Bild A1.20 Serie 1, berechnete Durchbiegungen entlang eines Kreises mit dem Radius  $r = 1,10$  cm aus Plattenmitte (verfeinerte Darstellung)



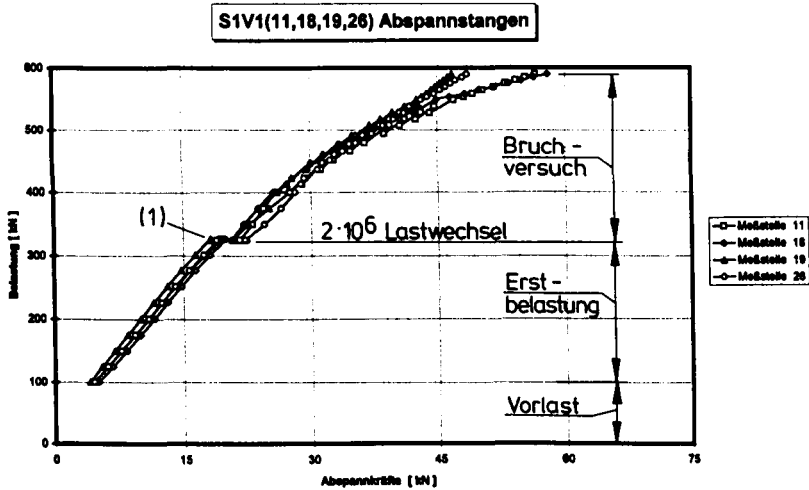
Draufsicht

Schnitt



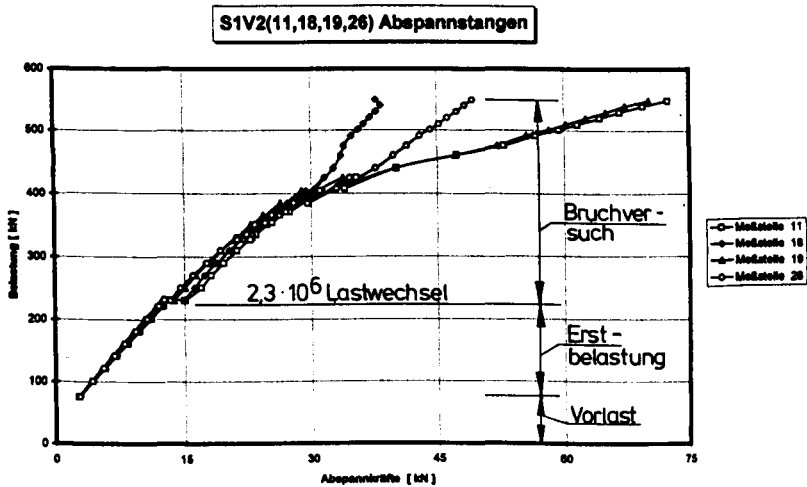
[11] bis [26] : Abspannstangen - Nr.

Bild A1.21 Serie I, Meßstellenplan der Abspannungen



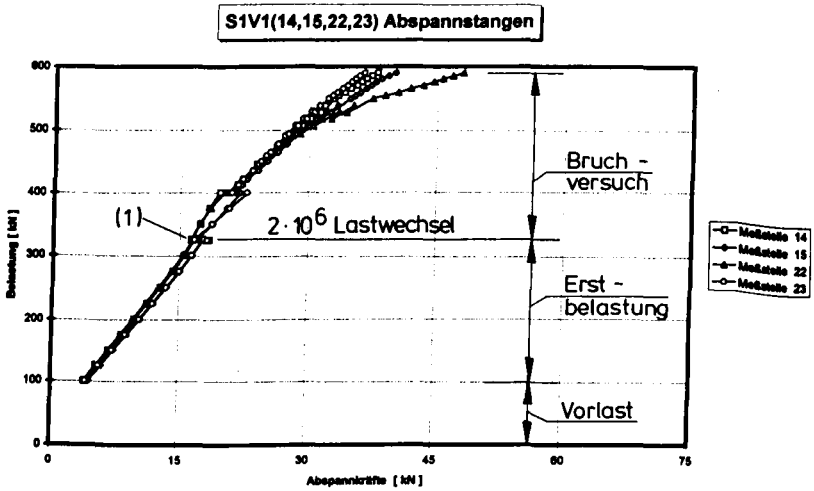
(1) nach ca. 1000 Lastwechseln mußte der Versuchsaufbau neu eingerichtet werden, nachfolgende Meßwerte nach Wiederbelastung

### Versuch 1



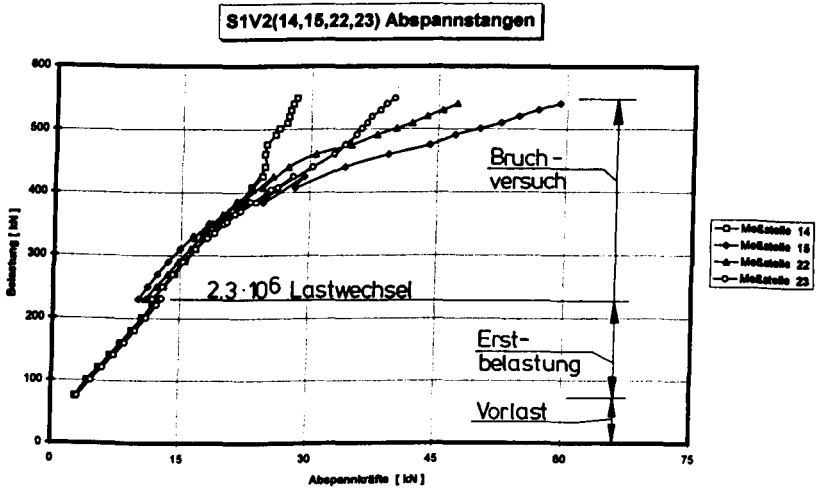
### Versuch 2

Bild A1.22 Serie I, gemessene Abspannkraft im Bereich der x-Achse



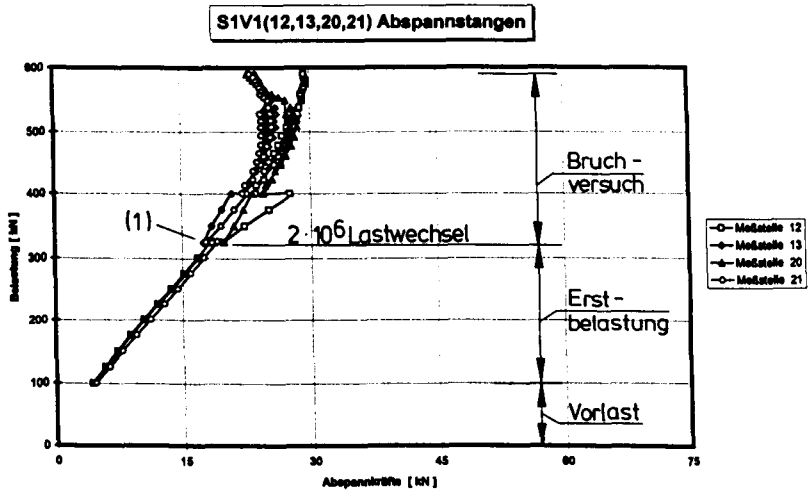
(1) s. Bild A1.22

Versuch 1



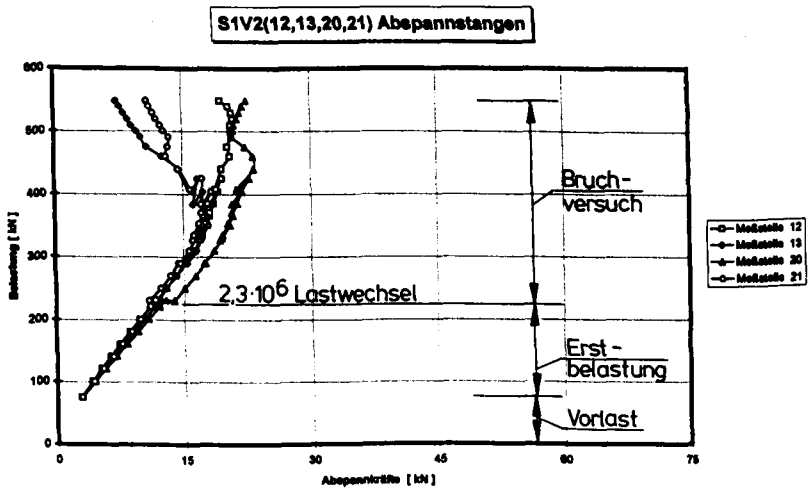
Versuch 2

Bild A1.23 Serie I, gemessene Abspannkraft im Bereich der y-Achse



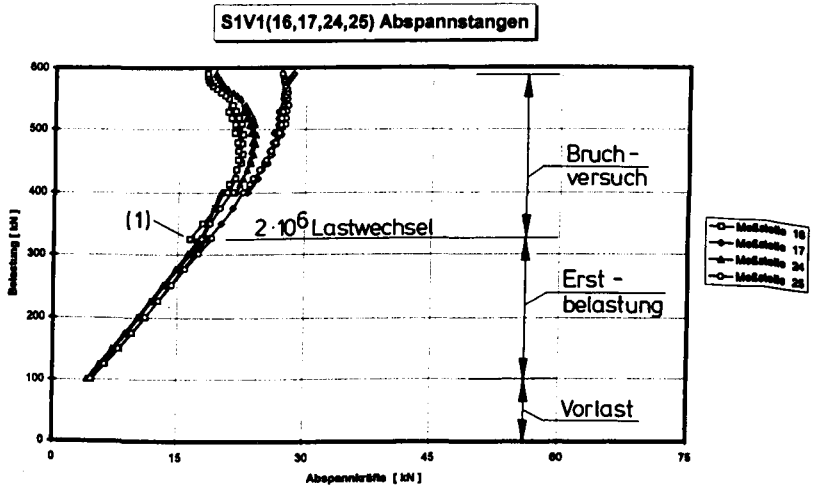
(1) s. Bild A1.22

Versuch 1



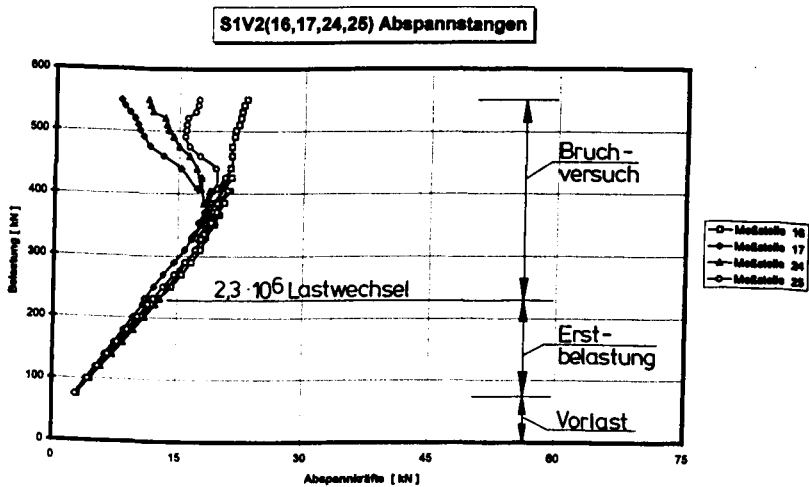
Versuch 2

Bild A1.24 Serie I, gemessene Abspannkraft im Bereich der Diagonalen I



(1) s. Bild A1.22

Versuch 1



Versuch 2

Bild A1.25 Serie 1, gemessene Abspannkkräfte im Bereich der Diagonalen 2

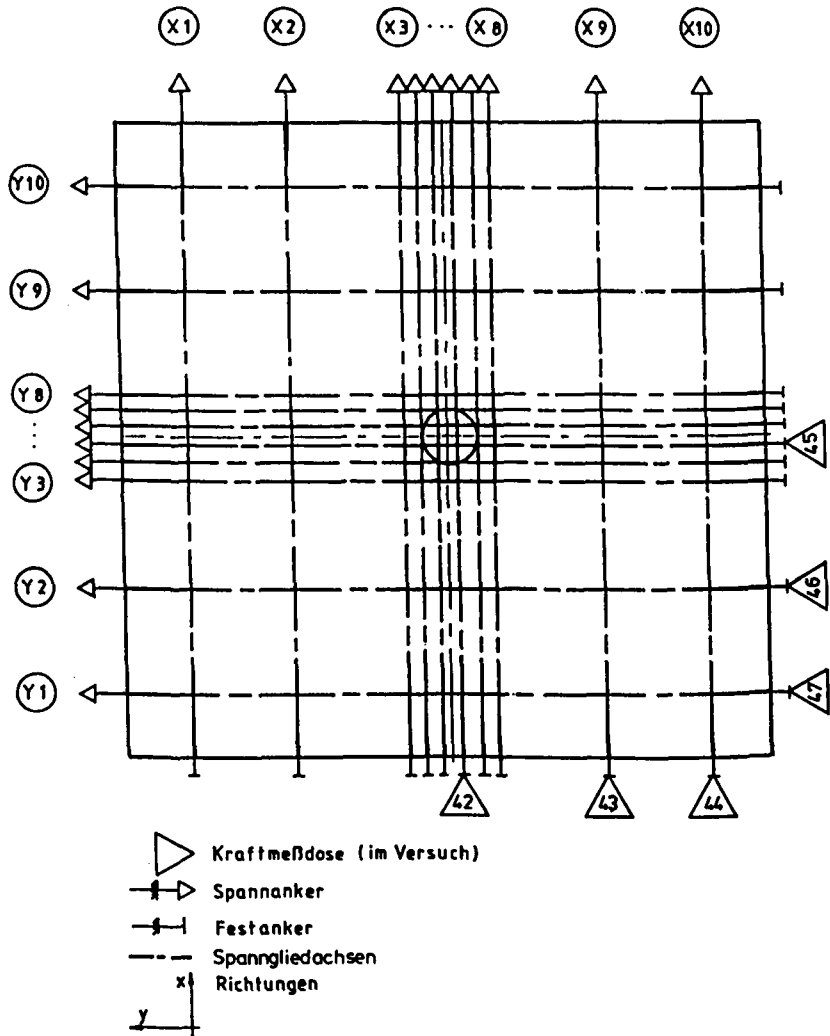
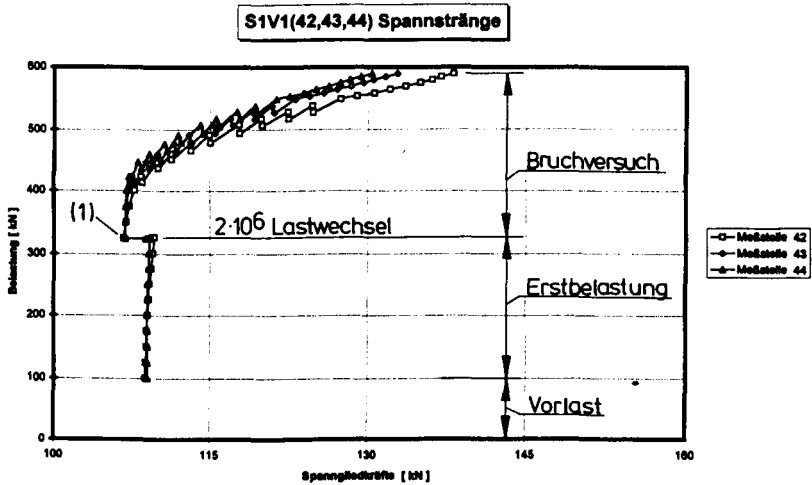


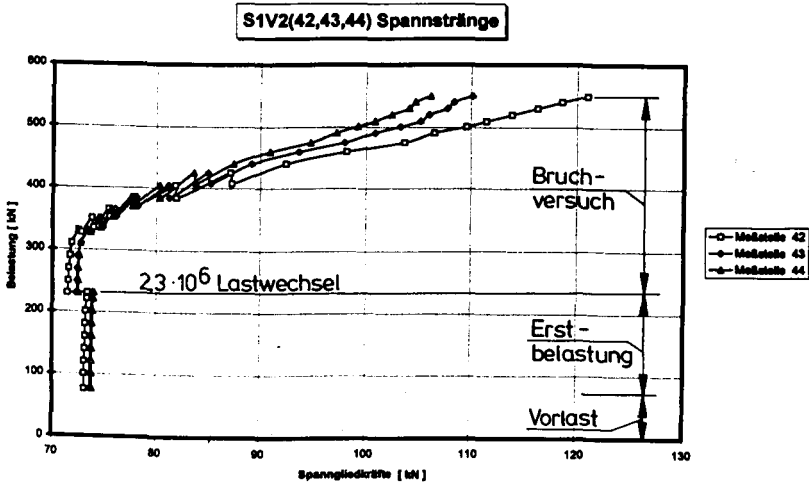
Bild A1.26 Serie I, Meßstellenplan der Spanngliedkräfte





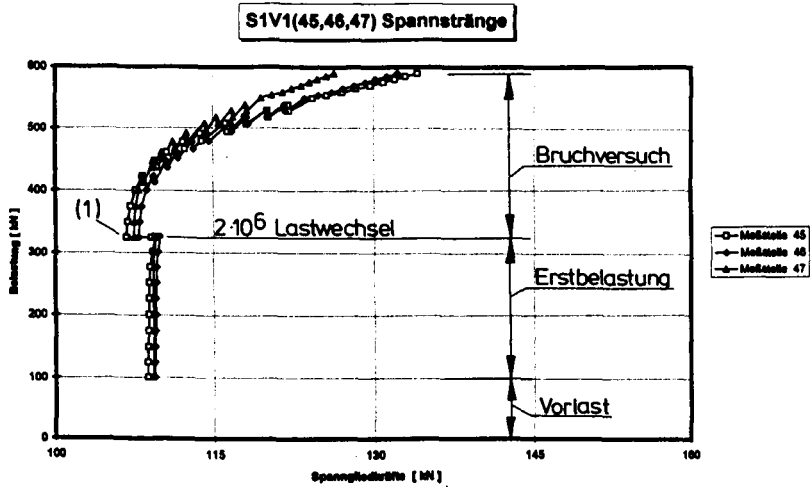
(1) s. Bild A1.22

Versuch 1



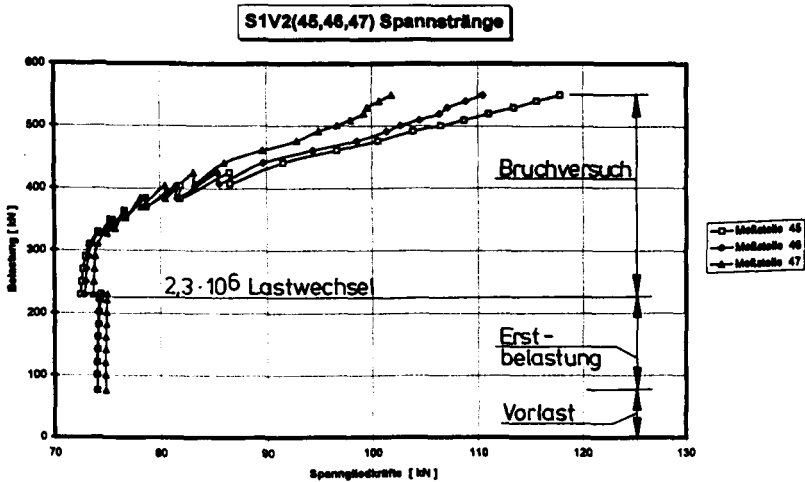
Versuch 2

Bild A1.27 Serie I, gemessene Spanngliedkräfte in x-Richtung



(1) s. Bild A1.22

### Versuch 1



### Versuch 2

Bild A1.28 Serie 1, gemessene Spanngliedkräfte in y-Richtung

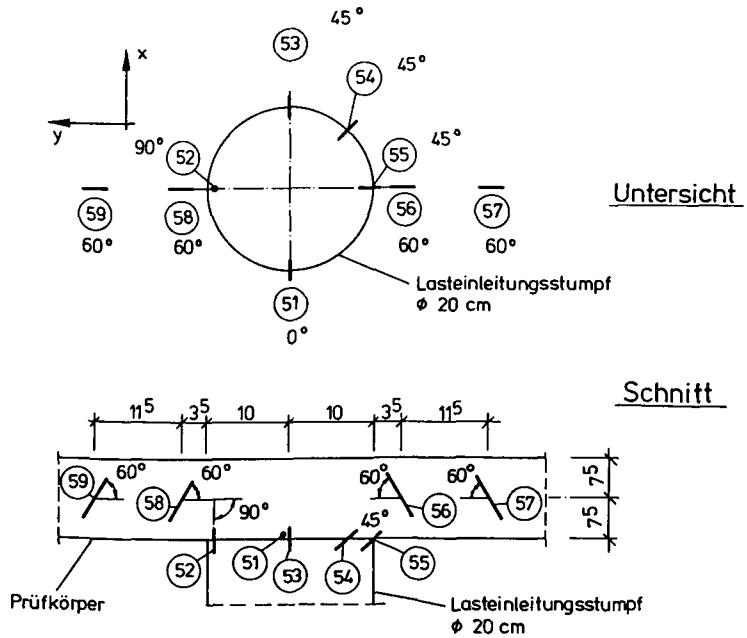
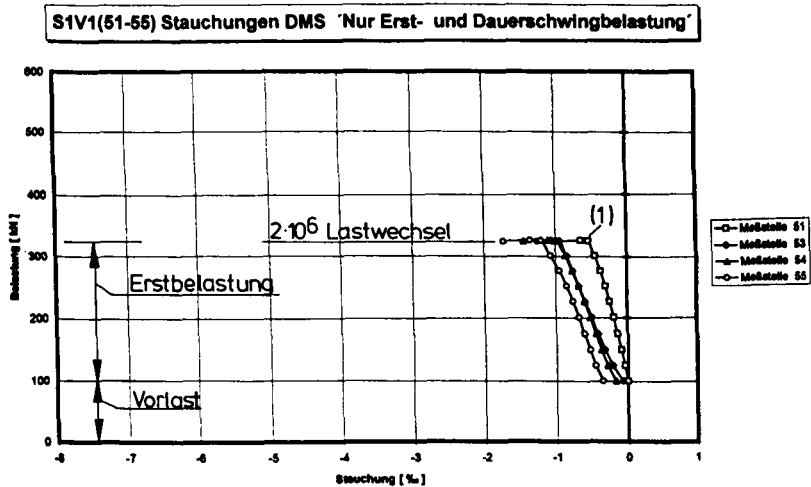
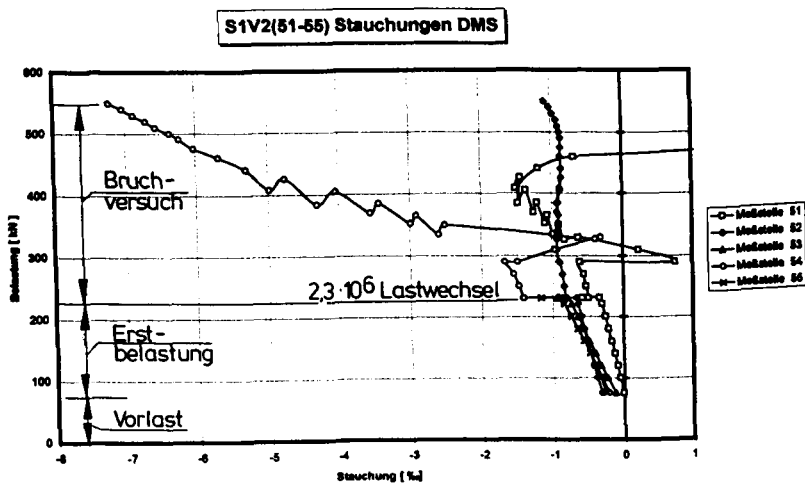


Bild A1.29 Serie I, Meßstellenplan der Dehnungsmessungen im Inneren des Betons



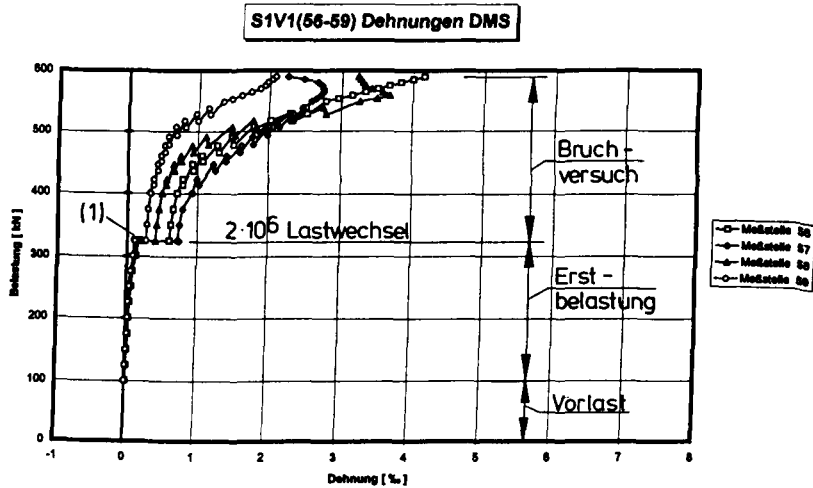
### Versuch 1



Meßstellen 53 und 55 während der Dauerschwingbelastung ausgefallen

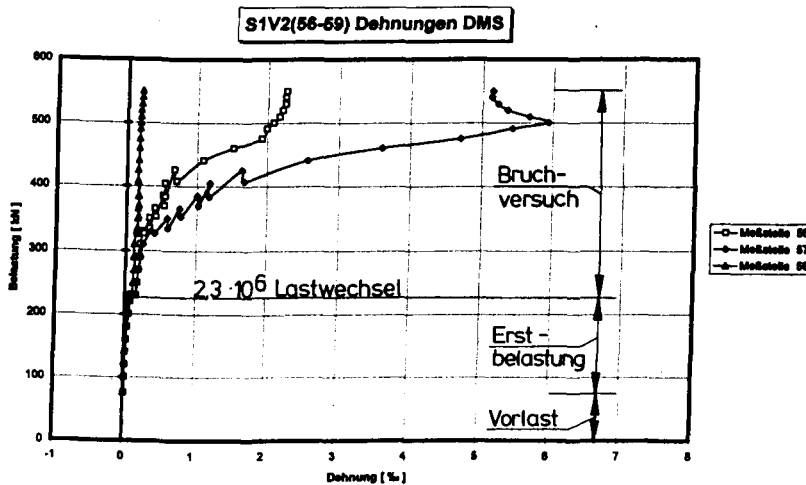
### Versuch 2

Bild A1.30 Serie I, gemessene Dehnungen im Bereich des Lasteinleitungspumpfes im Innern des Betons



(1) s. Bild A1.22

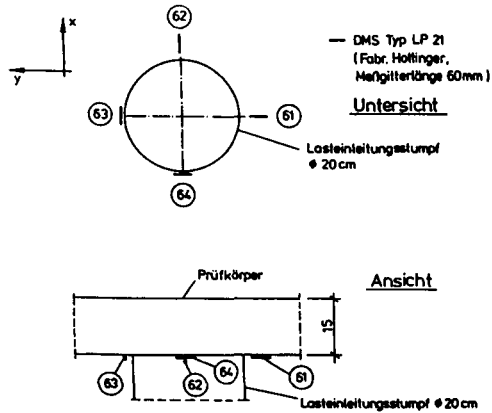
Versuch 1



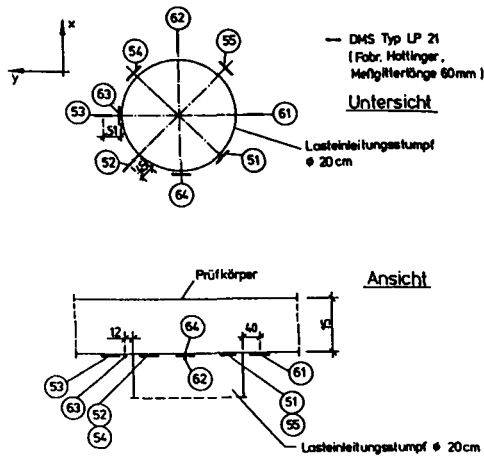
Meßstelle 58 bereits bei Versuchsbeginn defekt

Versuch 2

Bild A1.31 Serie I, gemessene Dehnungen im Bereich der Platte neben dem Lasteinleitungsstumpf im Innern des Betons

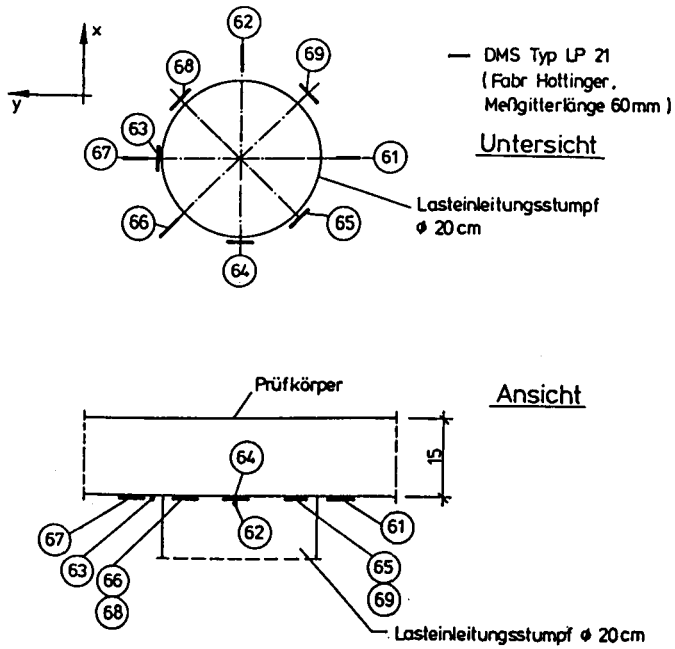


*Versuch 1 bei Erstbelastung und Dauerschwingbelastung*

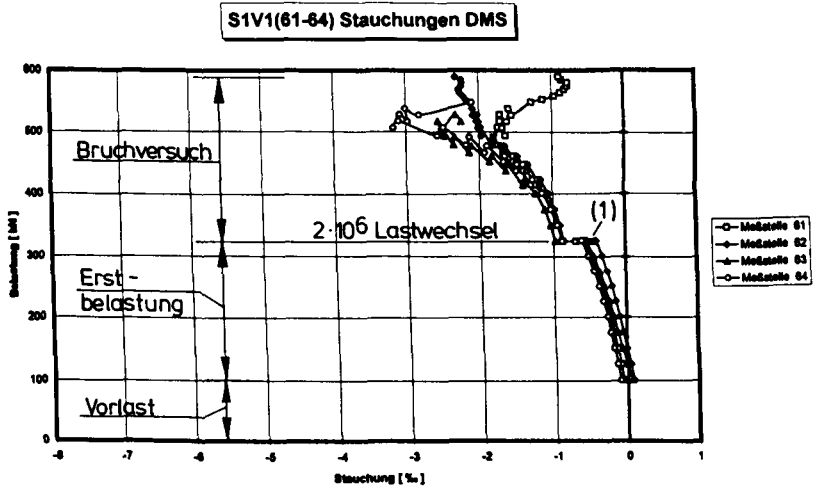


*Versuch 1 nur im Bruchversuch*

*Bild A1.32 Serie I, Versuch 1, Meßstellenpläne der Dehnungsmessungen auf der Betonoberfläche neben dem Lasteinleitungsstumpf*

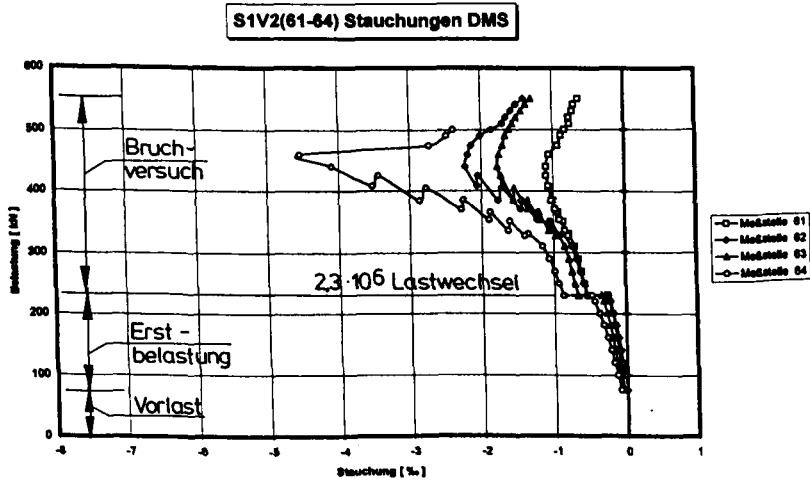
**Versuch 2**

**Bild A1.33** Serie I, Versuch 2, Meßstellenplan der Dehnungsmessungen auf der Betonoberfläche neben dem Lasteinleitungsstumpf



(1) s. Bild A1.22,

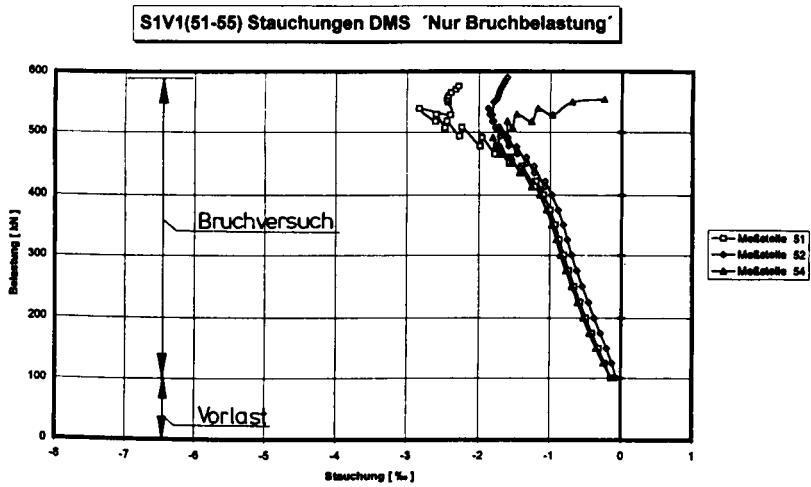
Versuch 1



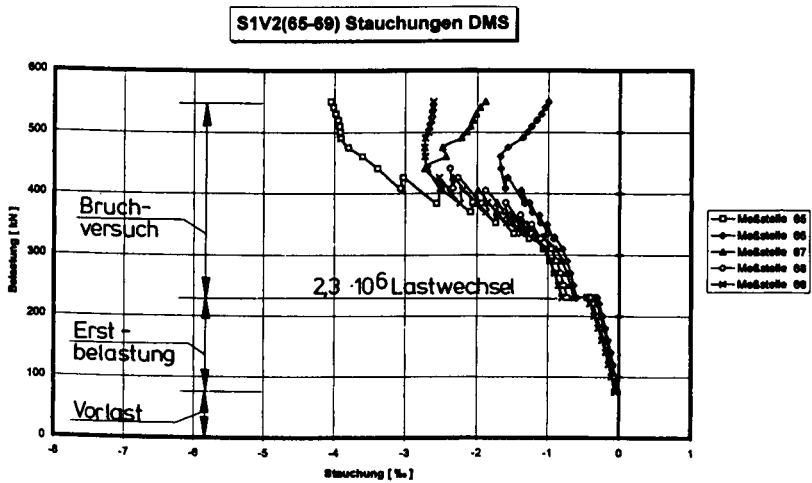
Versuch 2

Bild A1.34 Serie I, gemessene Dehnungen auf dem Beton neben dem Lasteinleitungsstumpf



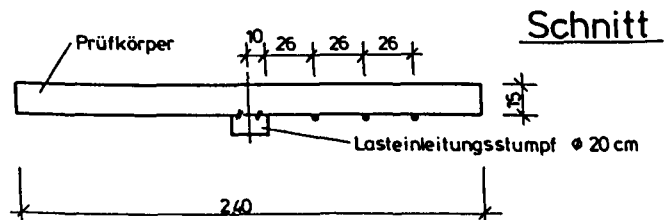
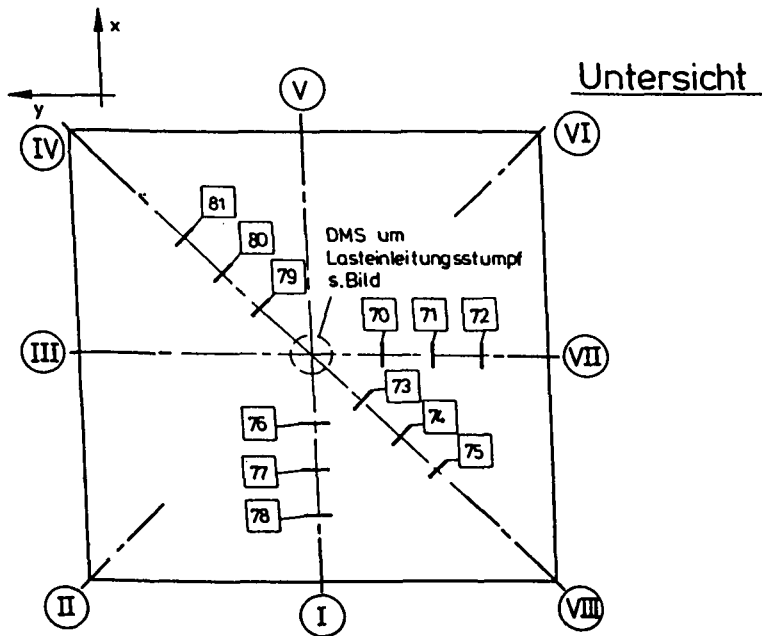


Versuch 1



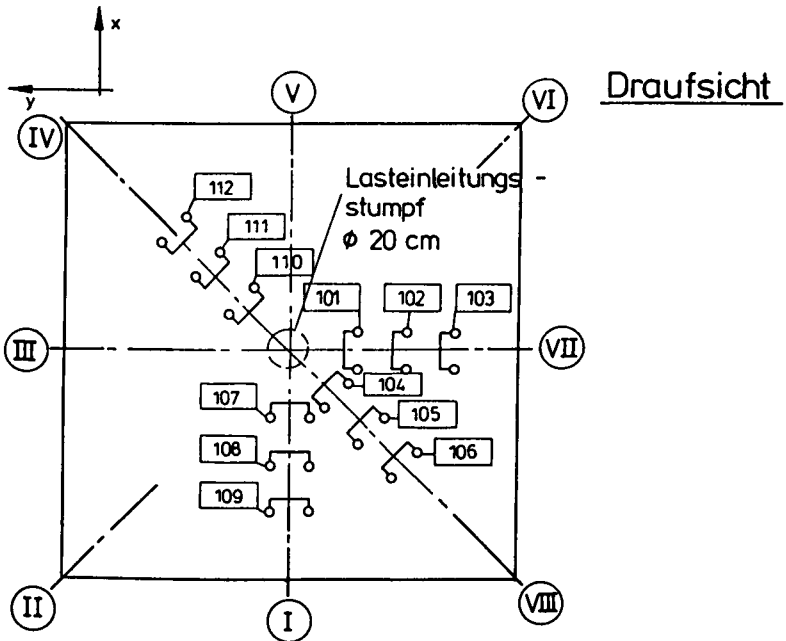
Versuch 2

Bild A1.35 Serie 1, gemessene Dehnungen auf dem Beton neben dem Lasteinleitungsstumpf

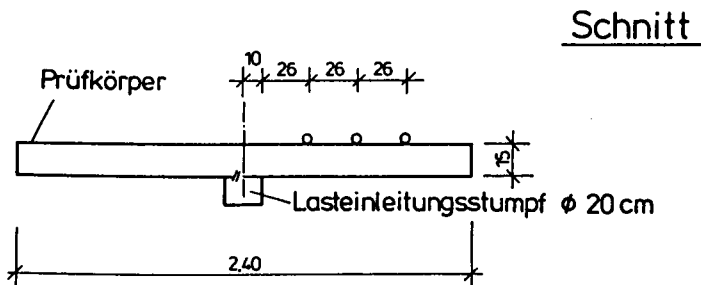


**70** bis **81** : DMS Typ 21  
(Fabr. Hottinger, Meßgitterlänge 60 mm)

*Bild A1.36 Serie I, nur Versuch 2, Meßstellenplan von Dehnungsmessungen auf dem Beton*



Draufsicht

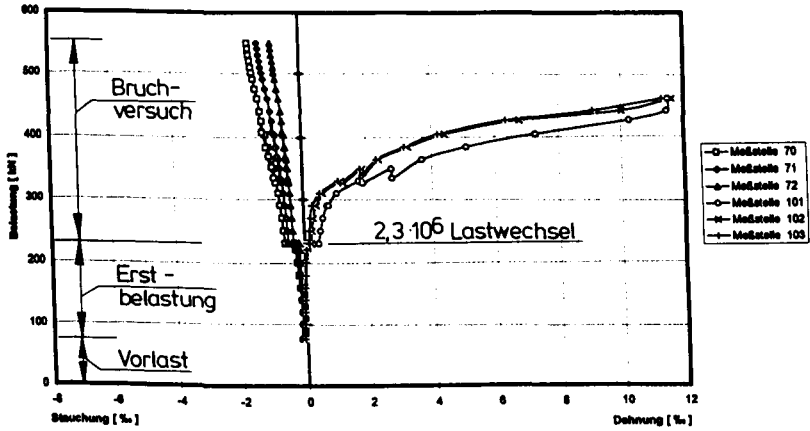


Schnitt

101 bis 112 : Setzdehnungsmessungen  
 Meßbasis  $l_0 = 200$  mm

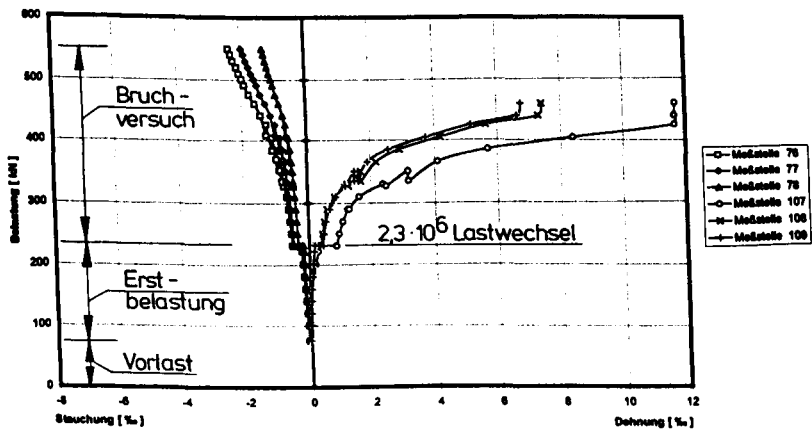
Bild A1.37 Serie I, nur Versuch 2, Meßstellenplan von Dehnungsmessungen auf dem Beton

## S1V2(70-72/101-103) Verformungen in den Querschnitten



y-Achse

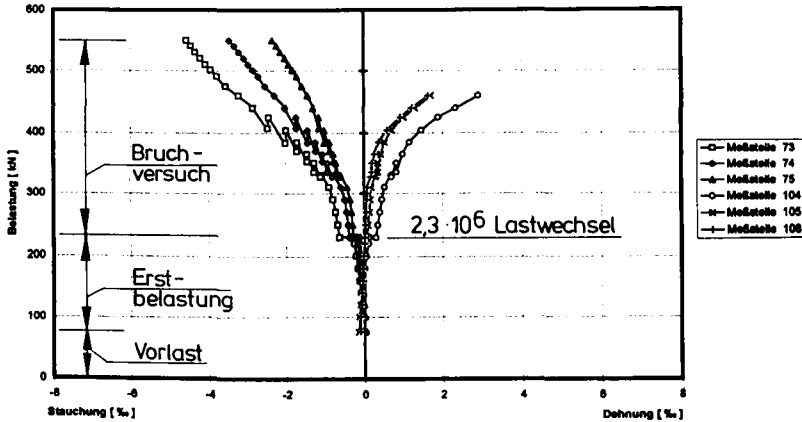
## S1V2(76-78/107-109) Verformungen in den Querschnitten



x-Achse

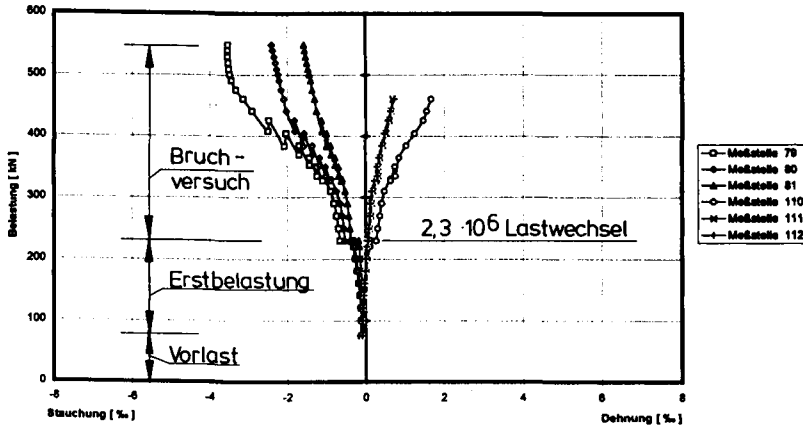
Bild A1.38 Serie I, Versuch 2, Meßergebnisse von Dehnungsmessungen auf dem Beton

S1V2(73-75/104-106) Verformungen in den Querschnitten



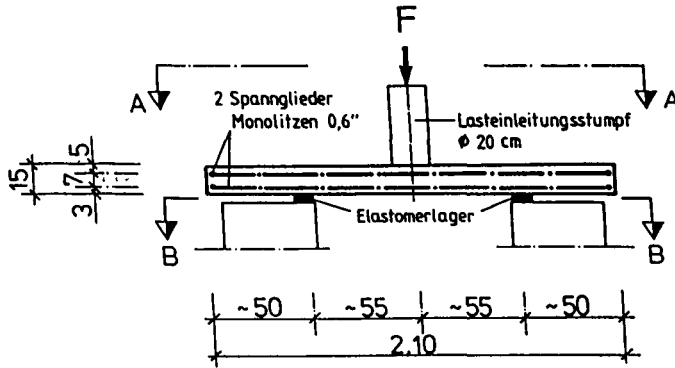
Diagonale 2

S1V2(79-81/110-112) Verformungen in den Querschnitten

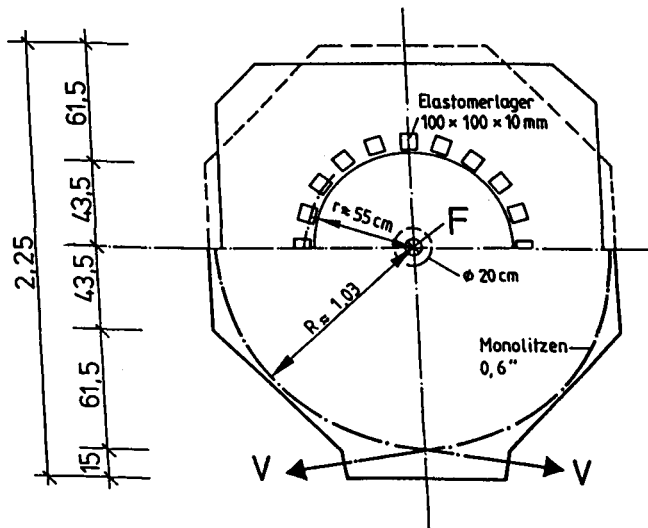


Diagonale 2

Bild A1.39 Serie I, Versuch 2, Meßergebnisse von Dehnungsmessungen auf dem Beton

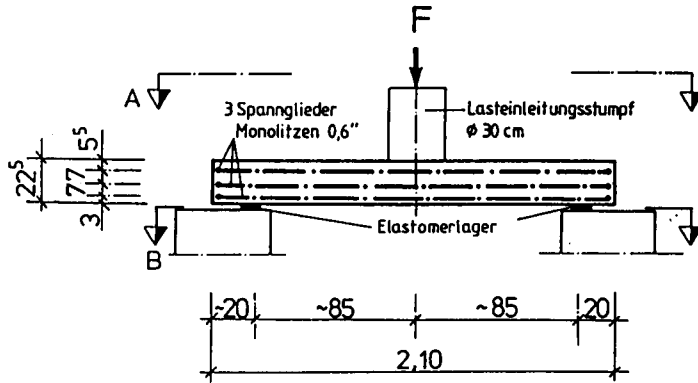


Schnitt B-B (Lagerung)

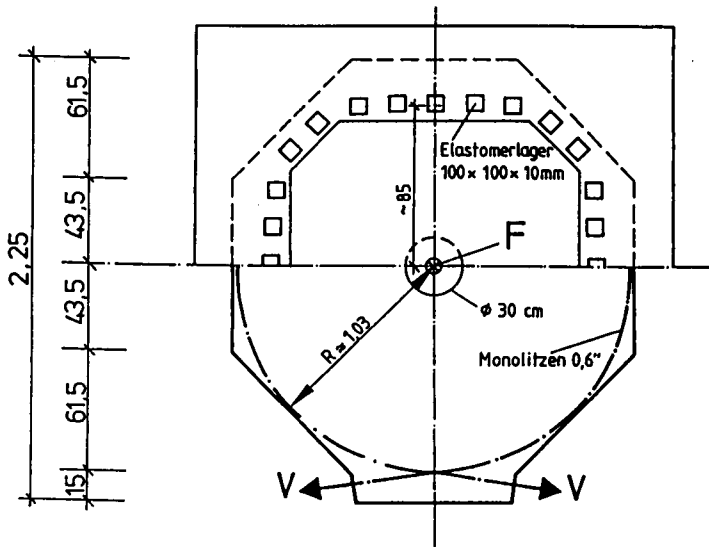


Schnitt A-A (Prüfkörper)

Bild A1.40 Serie II, Versuchsaufbau, Versuche 1 bis 5

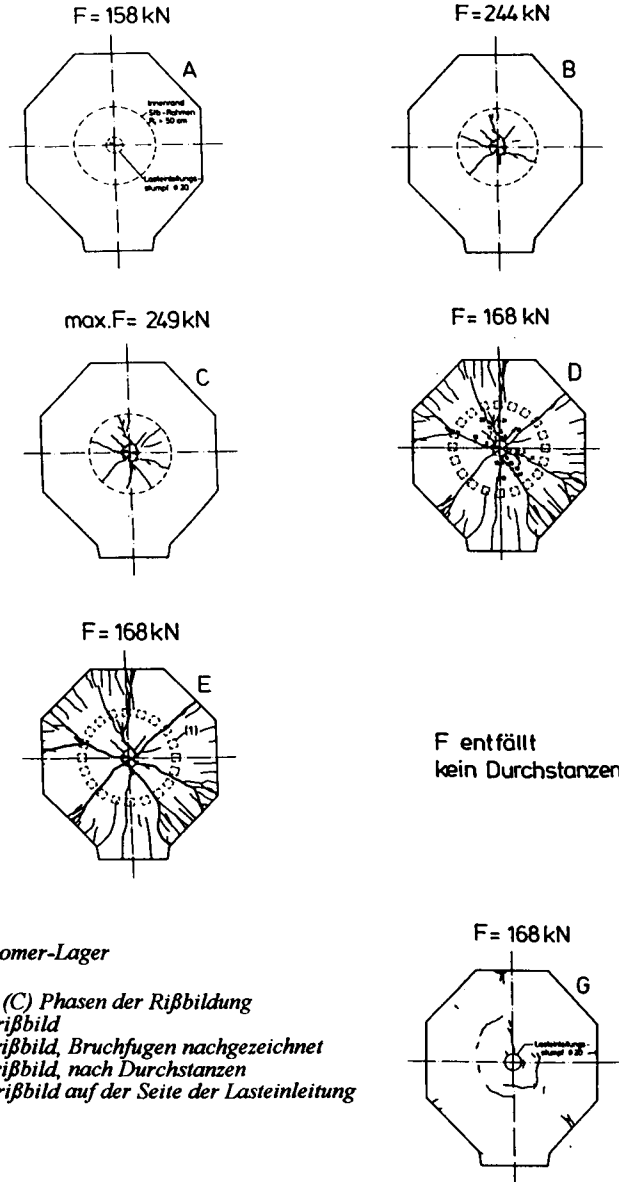


Schnitt B-B (Lagerung)



Schnitt A-A (Prüfkörper)

Bild A1.41 Serie II, Versuchsaufbau, Versuche 6 und 7



(1) Elastomer-Lager

- (A), (B), (C) Phasen der Rißbildung  
 (D) Endrißbild  
 (E) Endrißbild, Bruchfugen nachgezeichnet  
 (F) Endrißbild, nach Durchstanzen  
 (G) Endrißbild auf der Seite der Lastenleitung

Bild A1.42 Serie II, Versuch 1, Rißbildungen in der Platte



Laststufe	19	24	30	33
Last F [kN]	162	207	244	247,5
Rißmeßstellen-Nr.				
1	4	8	14	18
2	-	16	42	70
3	-	8	6	8
4	-	8	24	26
5	-	6	18	34
6	-	5	4	4
7	-	-	6	6
8	-	-	14	42
9	-	-	8	8
10	-	-	14	34
11	-	-	38	70
12	-	-	20	32
13	-	-	8	12
14	-	-	26	32
15	-	-	8	10
16	-	-	-	22
17	-	-	-	24
18	-	-	-	16
19	-	-	-	12
20	-	-	-	6
21	-	-	-	26
$w_m$	4	9	17	24
$w_{max}$	4	16	42	70

*Tabelle A1.5 Serie II, Versuch 1, gemessene Rißbreiten w in [mm/100]*

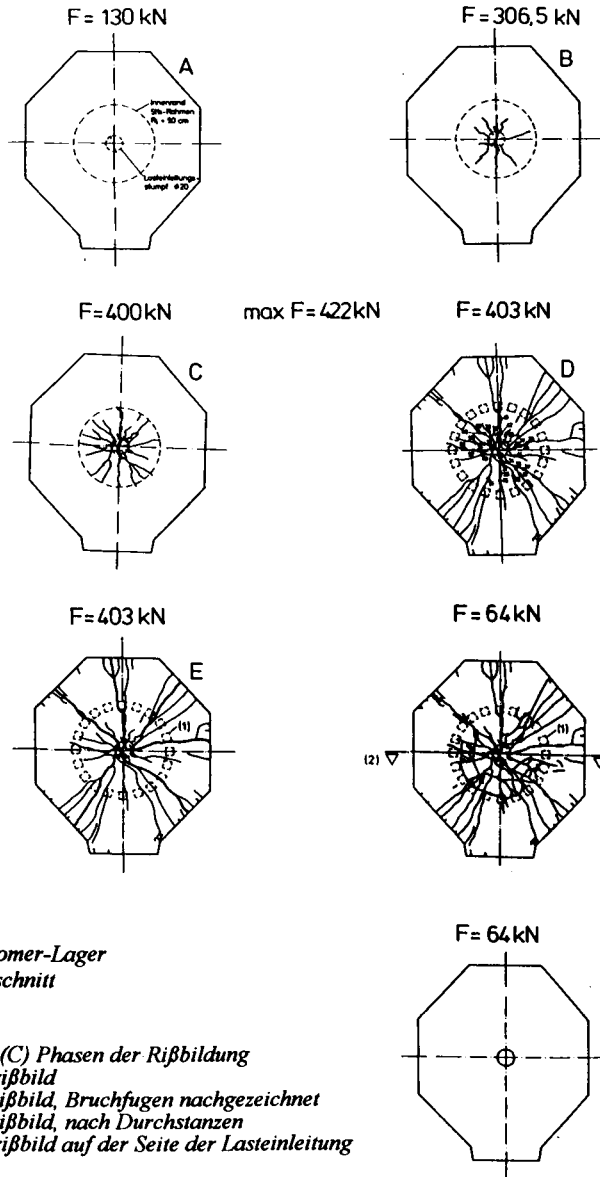


Bild A1.43 Serie II, Versuch 2, Rißbildungen in der Platte

Laststufe	21	28	33	38	39
Last F [kN]	202	306,5	364	399,5	400
Rißmeßstellen-Nr.					
26	3	6	8	8	8
27	-	6	6	5	5
28	-	9	26	50	60
29	-	7	8	26	52
30	-	6	6	5	5
31	-	8	14	26	26
32	-	6	12	20	20
33	-	6	12	12	12
34	-	7	20	26	26
35	-	6	14	24	26
36	-	6	10	16	16
37	-	4	6	12	16
38	-	4	10	16	16
39	-	4	8	10	14
40	-	4	6	9	9
41	-	5	6	5	6
42	-	6	24	34	40
43	-	-	26	52	66
44	-	-	6	7	7
45	-	-	4	8	10
46	-	-	7	20	20
47	-	-	10	24	25
48	-	-	-	10	10
49	-	-	-	18	24
50	-	-	-	10	10
51	-	-	-	12	24
52	-	-	-	5	8
53	-	-	-	8	8
$w_m$	3	6	11	17	20
$w_{max}$	3	3	26	52	66

Tabelle A1.6 Serie II, Versuch 2, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]

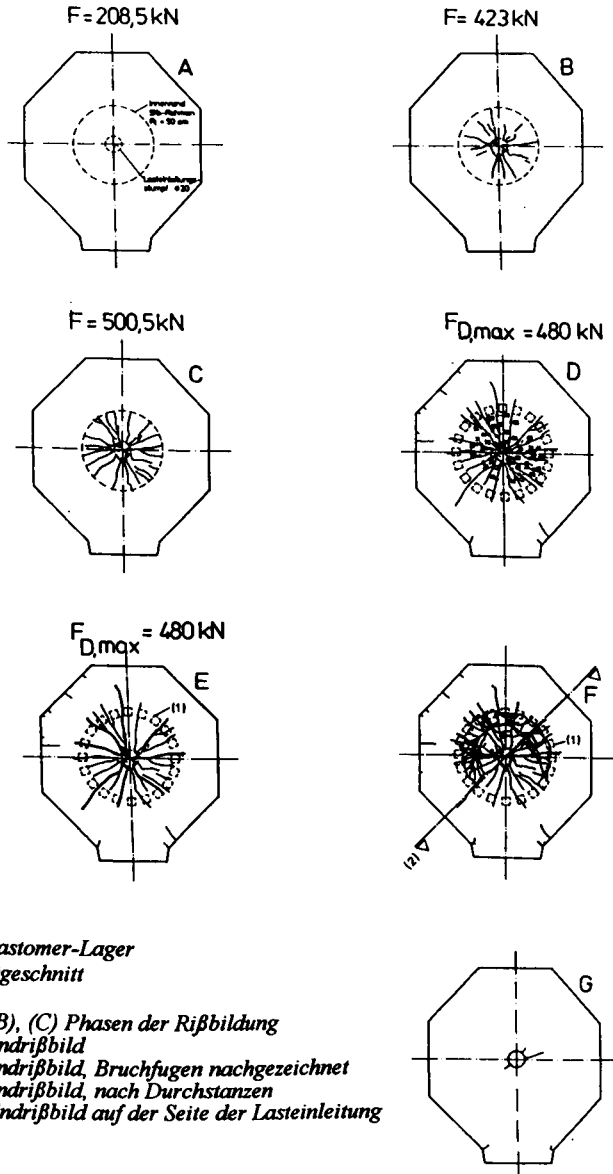


Bild A1.44 Serie II, Versuch 3, Rißbildungen in der Platte

Laststufe	28	37	43	50	53	56
Last F [kN]	236,5	355	452,5	497,5	491	400
Rißmeßstellen-Nr.						
26	3	10	24	38	2 x 34	16 + 38
27	3	7	18	41	46	40
28	-	10	22	56	74	62
29	-	4	5	5	5	5
30	-	5	6	5	5	5
31	-	7	10	10	11	7
32	-	6	10	18	26	22
33	-	8	16	28	32	24
34	-	10	22	56	74	66
35	-	5	10	15	18	14
36	-	5	8	16	22	18
37	-	5	9	11	13	12
38	-	5	8	12	16	12
39	-	-	16	42	58	46
40	-	-	14	44	60	50
41	-	-	8	11	12	10
42	-	-	8	28	32	25
43	-	-	10	27	36	26
44	-	-	12	25	34	26
45	-	-	8	16	24	22
46	-	-	9	13	14	12
47	-	-	9	19	23	20
48	-	-	6	17	22	18
49	-	-	8	13	13	10
50	-	-	6	13	20	16
51	-	-	12	22	22	22
52	-	-	7	21	24	22
53	-	-	-	11	11	10
54	-	-	-	13	13	11
55	-	-	-	9	8	6
56	-	-	-	12	17	14
57	-	-	-	25	34	26
58	-	-	-	25	28	22
59	-	-	-	13	18	15
60	-	-	-	12	14	11
$w_m$	3	7	11	21	27	22
$w_{max}$	3	10	24	56	74	66

Tabelle A1.7 Serie II, Versuch 3, gemessene Rißbreiten  $w$  in [m/100]

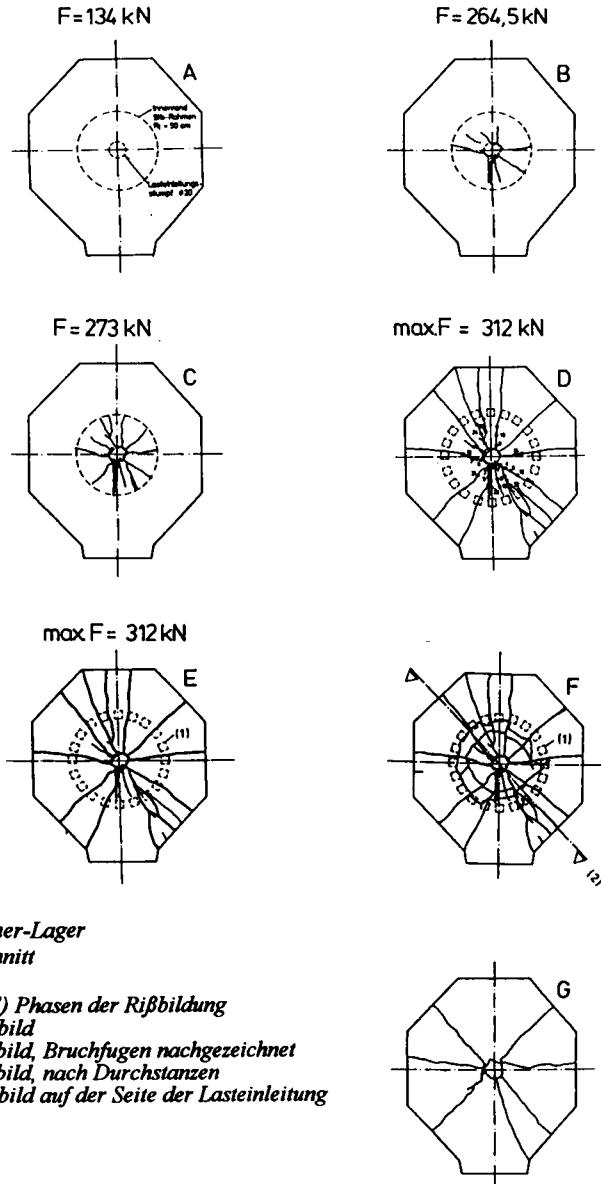


Bild A1.45 Serie II, Versuch 4, Rißbildungen in der Platte

Laststufe	15	24	29	32	40
Last F [kN]	134	202	264,5	274	273
Rißmeßstellen-Nr.					
1	3	8	14	32	60
2	-	4	4	4	4
3	-	8	9	10	6
4	-	8	12	18	50
5	-	6	6	7	5
6	-	5	5	18	38
7	-	6	14	27	54
8	-	3	8	12	40
9	-	4	6	8	12
10	-	5	10	26	68
11	-	2	4	4	1
12	-	-	10	23	62
13	-	-	14	32	80
14	-	-	12	14	8
15	-	-	8	26	38
16	-	-	4	5	4
17	-	-	8	8	6
18	-	-	8	10	36
19	-	-	6	6	10
20	-	-	10	40	88
21	-	-	8	12	10
22	-	-	6	6	10
23	-	-	-	10	16
24	-	-	-	16	92
25	-	-	-	18	26
26	-	-	-	-	22
27	-	-	-	-	24
28	-	-	-	-	34
29	-	-	-	-	56
30	-	-	-	-	32
31	-	-	-	-	72
32	-	-	-	-	22
33	-	-	-	-	94
34	-	-	-	-	90
$w_m$	3	5	8	16	37
$w_{max}$	3	8	14	40	94

Tabelle A1.8 Serie II, Versuch 4, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]





Laststufe	27	31	38	40	46
Last F [kN]	240,5	288,5	368	379	390,5
Rißmeßstellen-Nr.					
1	6	6	8	20	48
2	3	3	8	8	14
3	-	6	16	18	22
4	-	5	6	6	6
5	-	5	9	14	46
6	-	6	9	32	46
7	-	6	12	13	13
8	-	8	14	34	50
9	-	-	12	16	38
10	-	-	6	10	40
11	-	-	12	28	56
12	-	-	8	34	50
13	-	-	10	22	48
14	-	-	14	24	52
15	-	-	10	12	12
16	-	-	8	16	60
17	-	-	8	10	40
18	-	-	7	8	14
19	-	-	8	8	26
20	-	-	11	26	34
21	-	-	10	16	34
22	-	-	10	24	38
23	-	-	10	16	12
24	-	-	6	16	20
25	-	-	10	28	50
26	-	-	-	-	36
$w_m$	5	6	10	18	35
$w_{max}$	6	8	16	34	60

Tabelle A1.9 Serie II, Versuch 5, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]

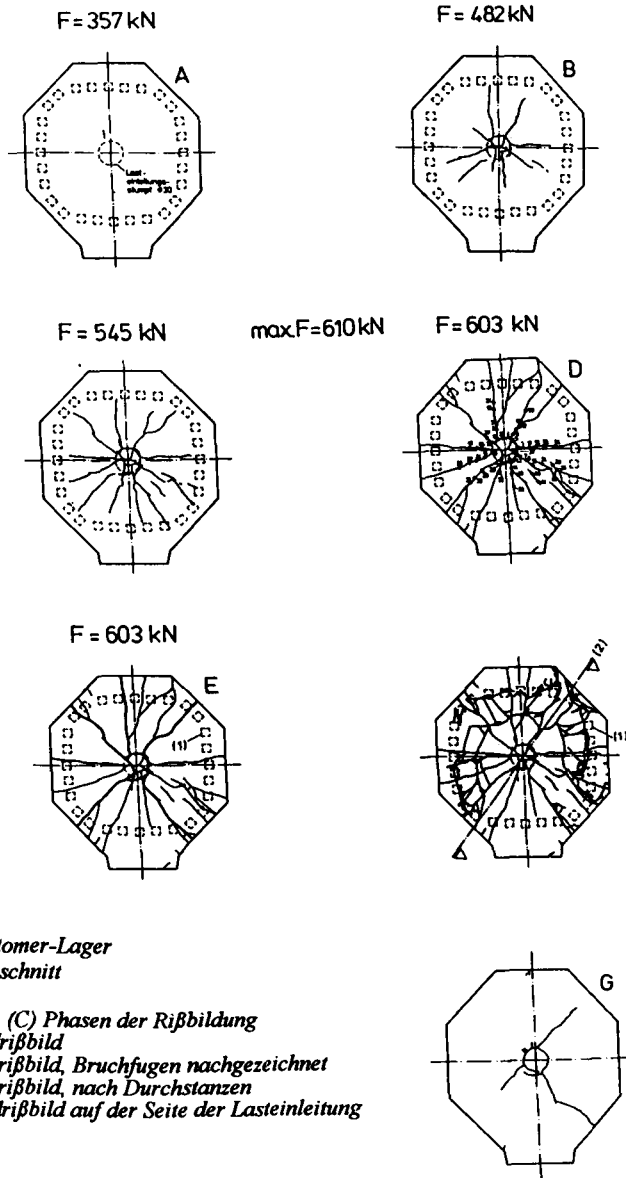


Bild A1.47 Serie II, Versuch 6, Rißbildungen in der Platte

Laststufe	23	29	35	38
Last F [kN]	359	482	519,5	545
Rißmeßstellen-Nr.				
1	1	9	12	14
2	4	16	36	68
3	3	12	34	57
4	3	7	6	10
5	6	9	9	7
6	5	7	7	7
7	-	8	24	64
8	-	10	24	48
9	-	12	16	36
10	-	10	16	18
11	-	9	20	34
12	-	9	16	46
13	-	7	12	38
14	-	8	12	19
15	-	9	22	60
16	-	10	10	40
17	-	10	18	21
18	-	6	12	15
19	-	8	13	19
20	-	6	12	40
21	-	6	14	22
22	-	6	18	28
23	-	6	7	8
24	-	11	34	63
25	-	10	22	54
26	-	5	9	10
27	-	6	7	30
28	-	7	14	28
29	-	9	26	40
30	-	7	32	68
31	-	6	24	70
32	-	4	6	6
33	-	4	16	16
34	-	4	5	5
35	-	3	16	19
36	-	4	8	11
37	-	9	12	36
38	-	5	10	16
39	-	5	12	20
40	-	-	6	6
41	-	-	5	5
42	-	-	8	36

Tabelle A1.10 Serie II, Versuch 6, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]

Laststufe	23	29	35	38
Last F [kN]	359	482	519,5	545
Rißmeßstellen-Nr.				
43	-	-	24	60
44	-	-	-	12
45	-	-	-	44
46	-	-	-	8
47	-	-	-	6
49	-	-	-	11
$w_m$	4	8	16	29
$w_{max}$	6	16	36	70

noch Tabelle A1.10 Serie II, Versuch 6, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]

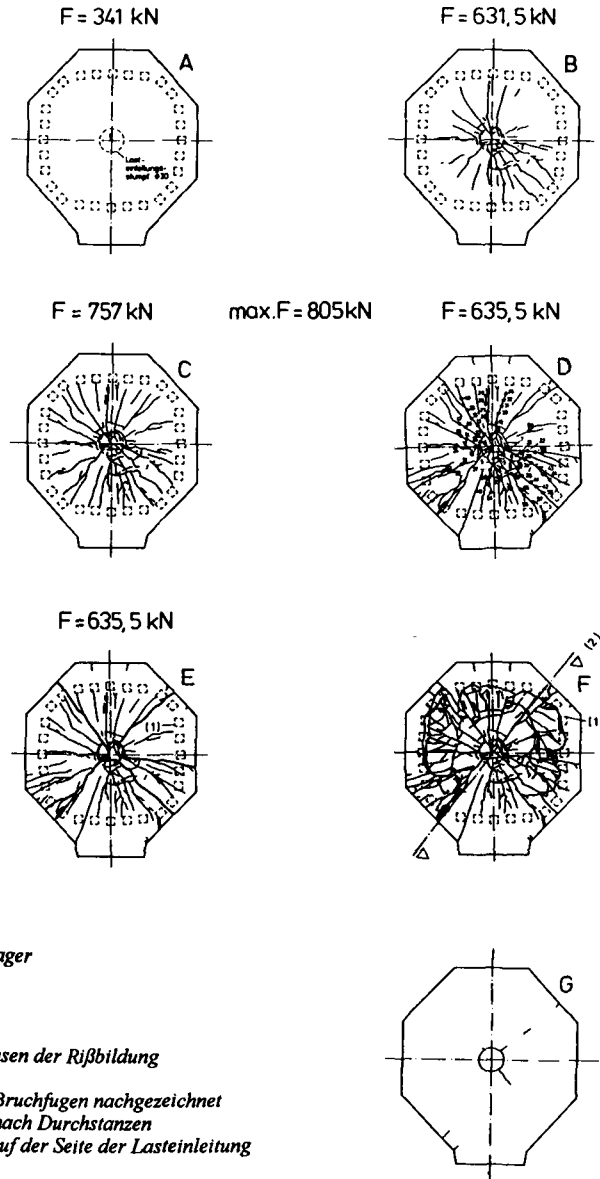


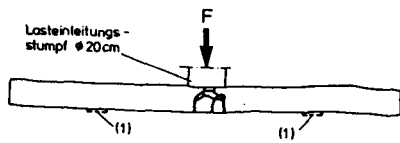
Bild A1.48 Serie II, Versuch 7, Rißbildungen in der Platte

Laststufe	22	29	34	42
Last F [kN]	354,5	519,5	631,5	757
Rißstellen-Nr.				
1	4	6	7	7
2	6	14	23	76
3	-	8	9	12
4	-	8	7	10
5	-	11	18	46
6	-	6	6	6
7	-	8	20	46
8	-	6	9	11
9	-	8	8	7
10	-	8	19	12
11	-	10	22	58
12	-	6	14	22
13	-	10	23	42
14	-	6	11	22
15	-	10	18	40
16	-	16	22	54
17	-	4	5	14
18	-	8	8	14
19	-	6	10	23
20	-	5	7	22
21	-	5	6	5
22	-	5	11	40
23	-	8	11	14
24	-	3	7	14
25	-	6	11	26
26	-	4	5	8
27	-	5	10	14
28	-	4	11	40
29	-	6	11	24
30	-	8	10	11
31	-	5	10	11
32	-	4	6	6
33	-	7	9	12
34	-	4	7	12
35	-	8	14	24
36	-	4	8	9
37	-	4	10	20
38	-	6	10	12
39	-	5	7	8
40	-	-	10	22
41	-	-	9	23
42	-	-	10	13
43	-	-	10	14

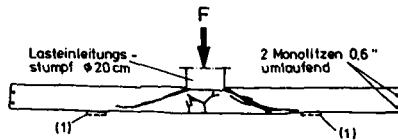
Tabelle A1.11 Serie II, Versuch 7, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]

Laststufe	22	29	34	42
Last F [kN]	354,5	519,5	631,5	757
Rißmeßstellen-Nr.				
44	-	-	5	12
45	-	-	8	7
46	-	-	6	15
47	-	-	6	18
48	-	-	6	12
49	-	-	6	7
50	-	-	10	34
51	-	-	6	20
52	-	-	6	24
53	-	-	7	8
54	-	-	5	7
55	-	-	7	38
56	-	-	9	32
57	-	-	6	9
58	-	-	9	22
59	-	-	10	14
$w_m$	5	7	10	20
$w_{max}$	6	16	23	76

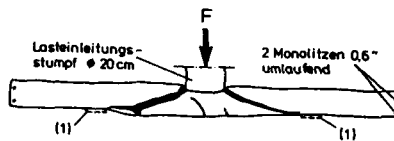
*noch Tabelle A1.11 Serie II, Versuch 7, gemessene Rißbreiten  $w$  in [mm/100]*



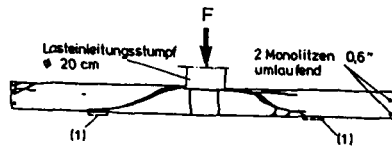
Versuch 1



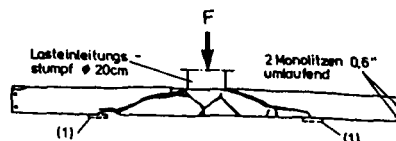
Versuch 2



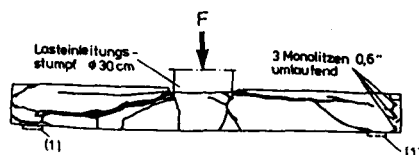
Versuch 3



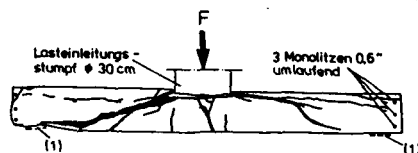
Versuch 4



Versuch 5



Versuch 6



Versuch 7

**Bild A1.49** Serie II, Versuche 1 bis 7, Bruchfugen nach Versagen der Versuchskörper (festgestellt an aufgesägten Platten, dargestellt in Achse Lasteinleitungsstumpf)



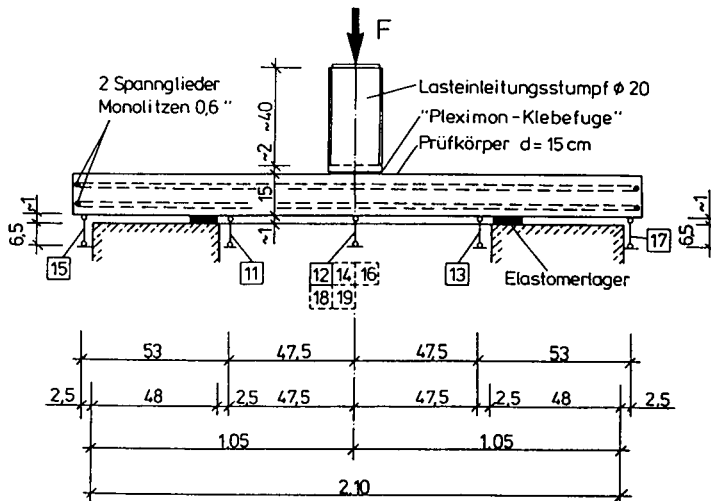


Bild A1.50 Serie II, Versuche 1 bis 5, Meßstellenplan, Durchbiegungen

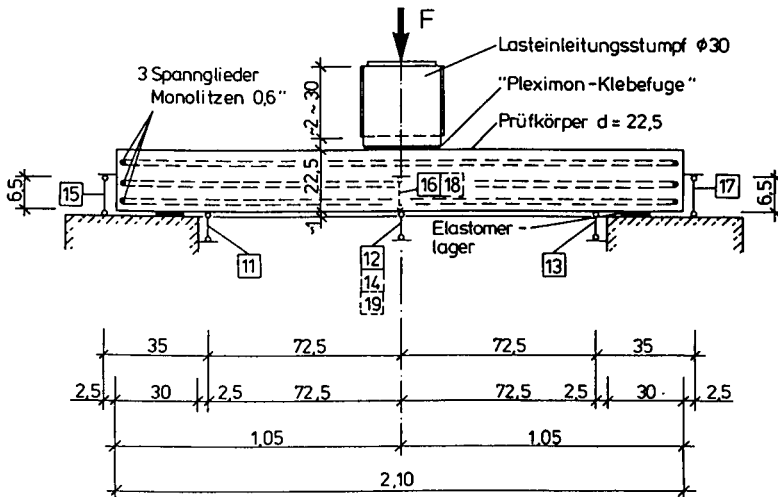
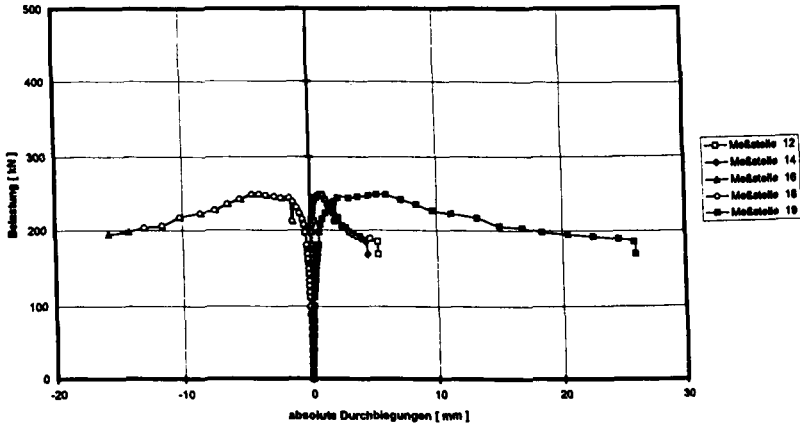


Bild A1.51 Serie II, Versuche 6 und 7, Meßstellenplan, Durchbiegungen

S2V1(12,14,16,18,19) absolute Durchbiegungen Y-Achse



S2V1(12,14,16,18,19) absolute Durchbiegungen Y-Achse

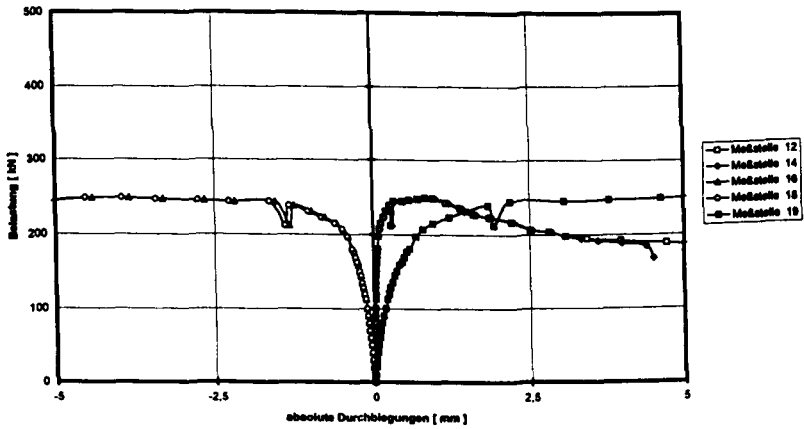


Bild A1.52 Serie II, Versuch 1, Durchbiegungen der Platte

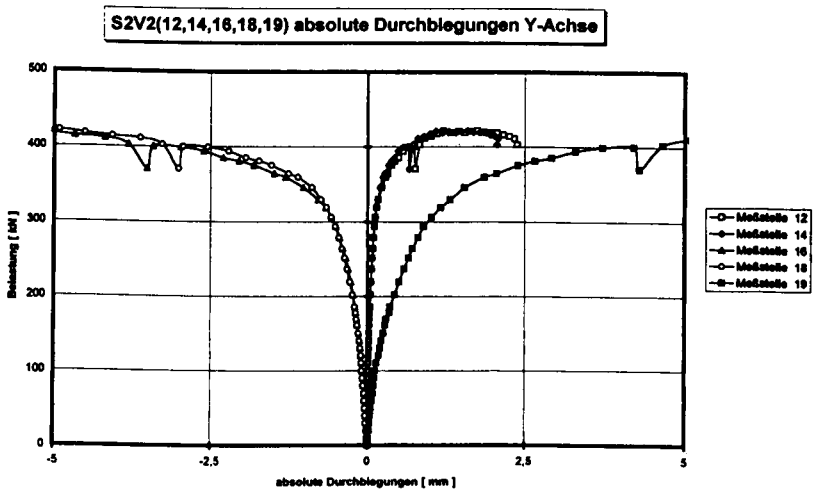
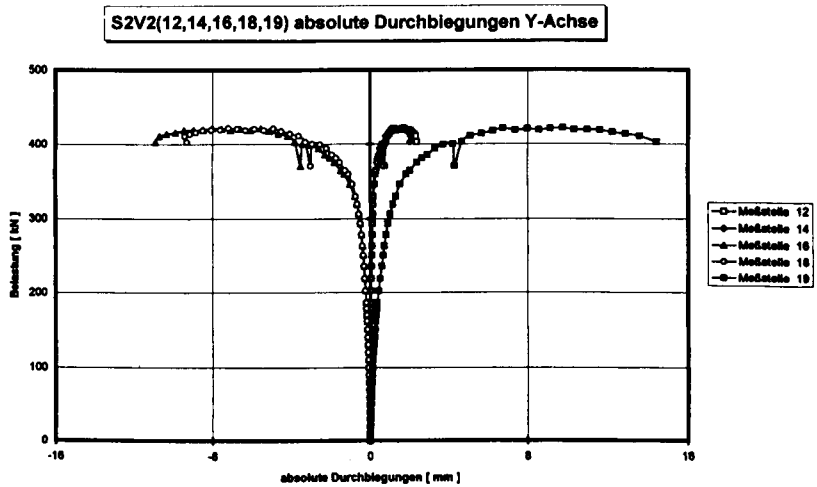


Bild A1.53 Serie II, Versuch 2, Durchbiegungen der Platte

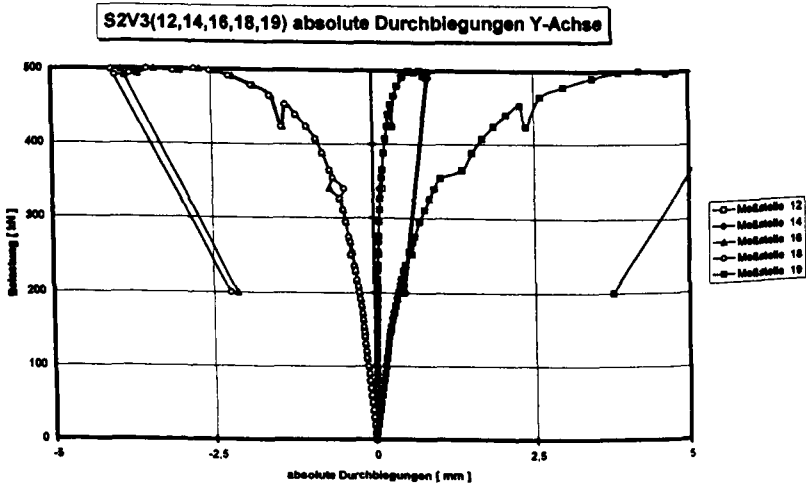
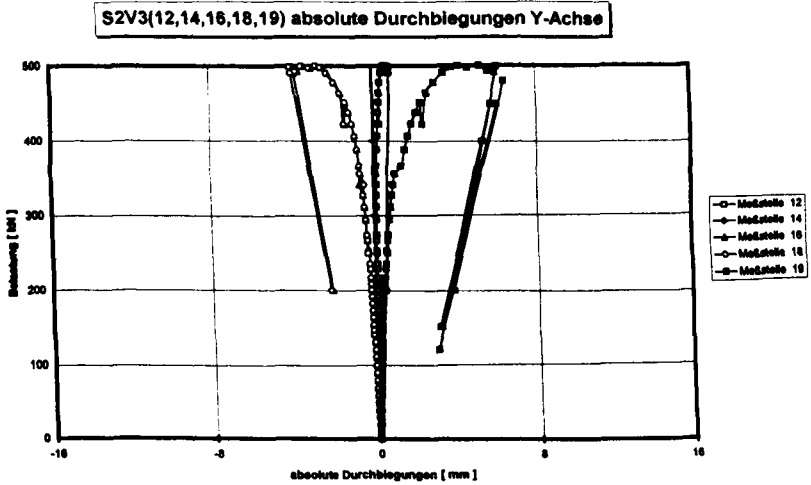


Bild A1.54 Serie II, Versuch 3, Durchbiegungen der Platte

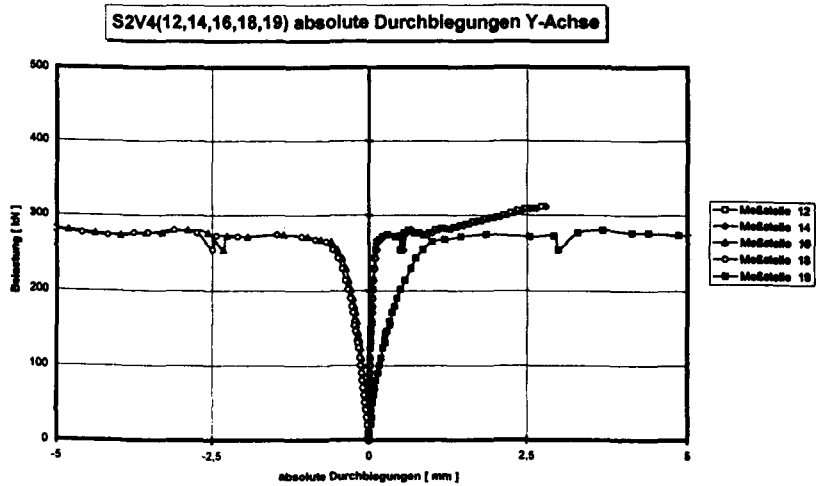
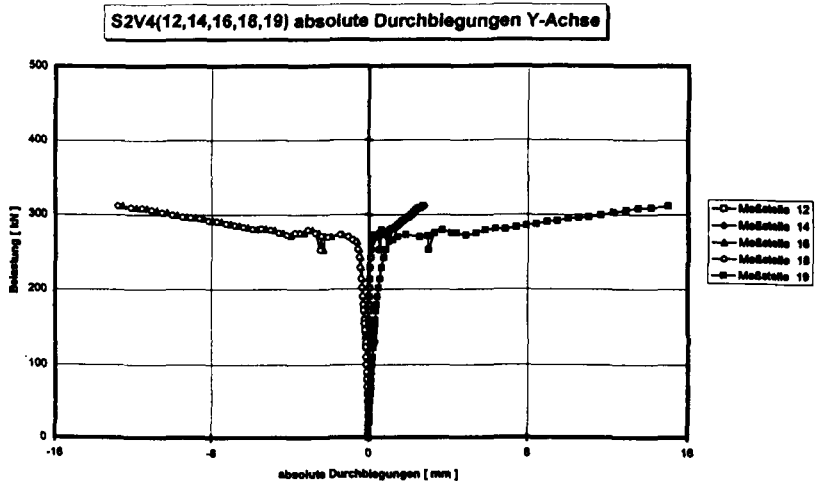


Bild A1.55 Serie II, Versuch 4, Durchbiegungen der Platte

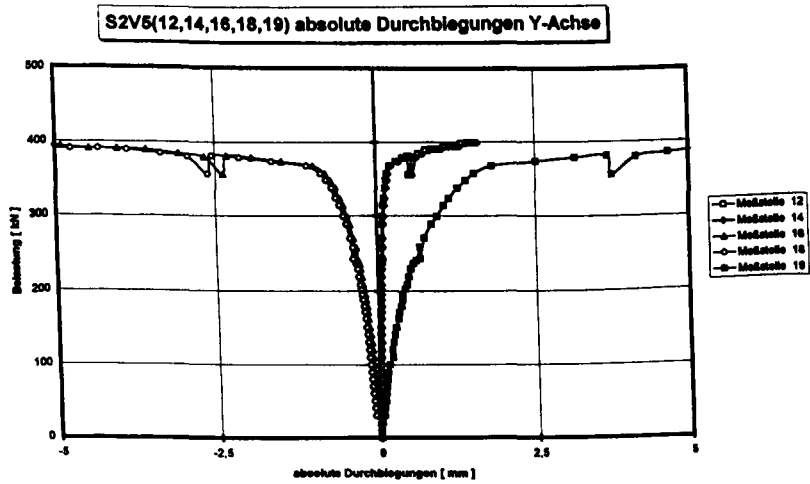
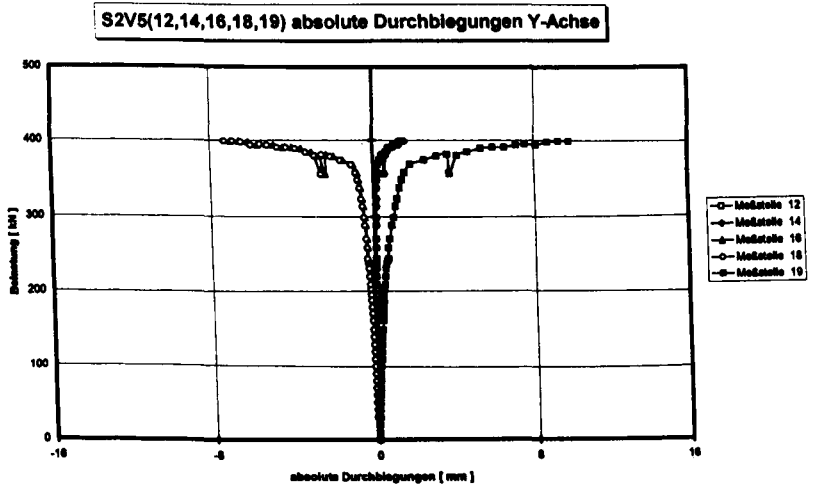
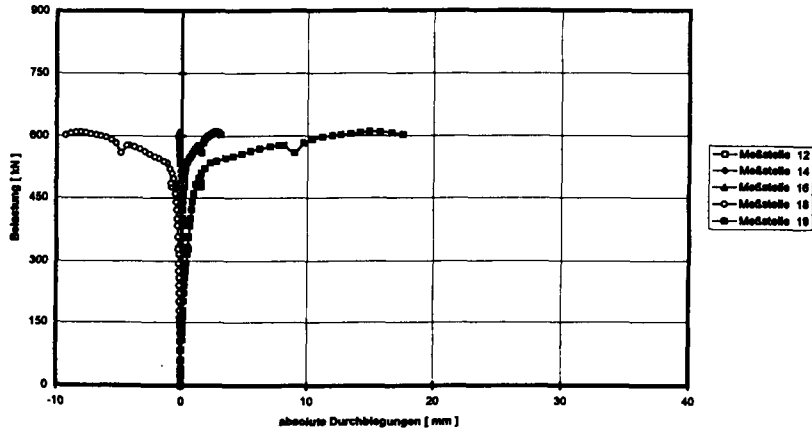


Bild A1.56 Serie II, Versuch 5, Durchbiegungen der Platte

S2V6(12,14,16,18,19) absolute Durchbiegungen Y-Achse



S2V6(12,14,16,18,19) absolute Durchbiegungen Y-Achse

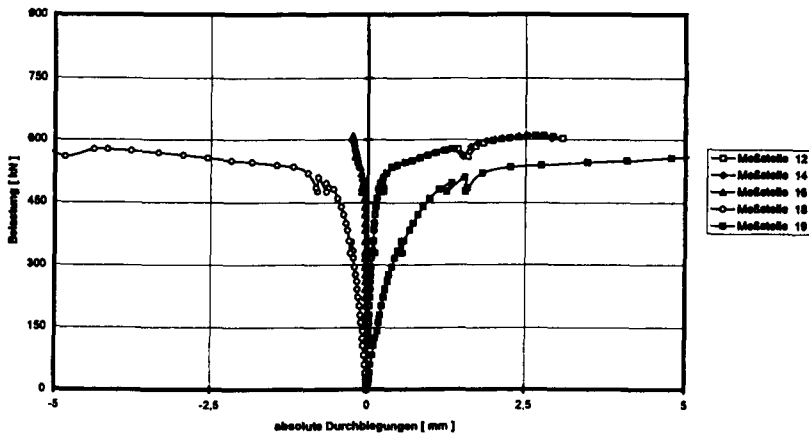


Bild A1.57 Serie II, Versuch 6, Durchbiegungen der Platte

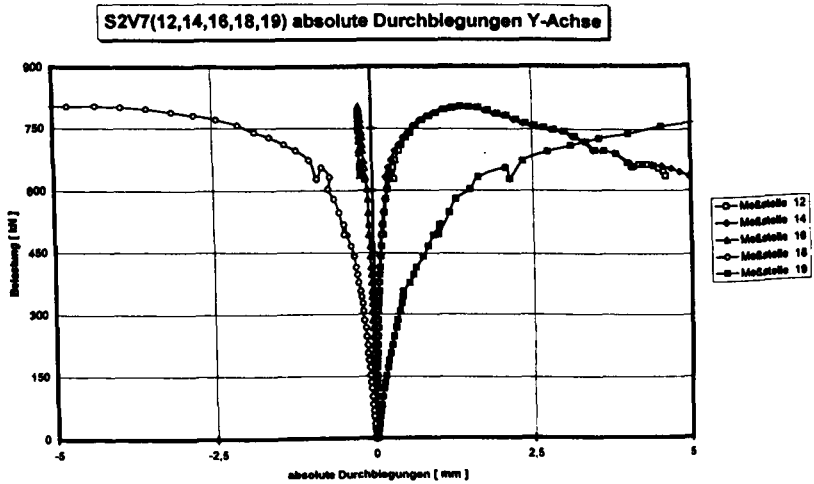
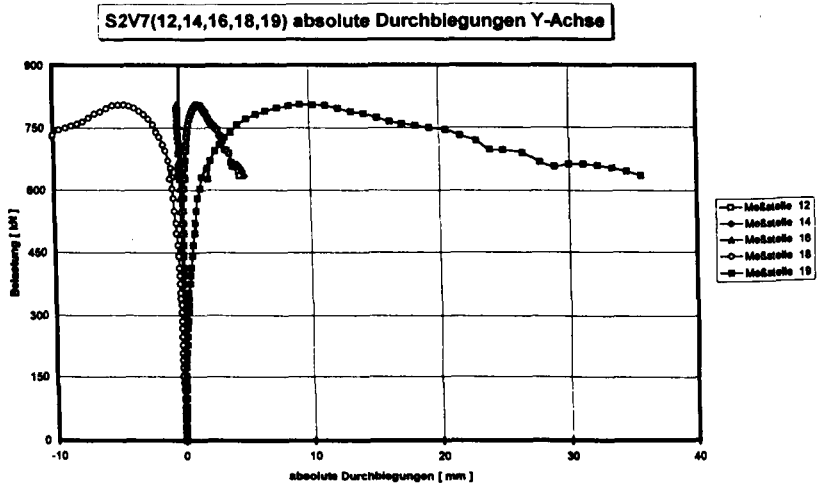


Bild A1.58 Serie II, Versuch 7, Durchbiegungen der Platte



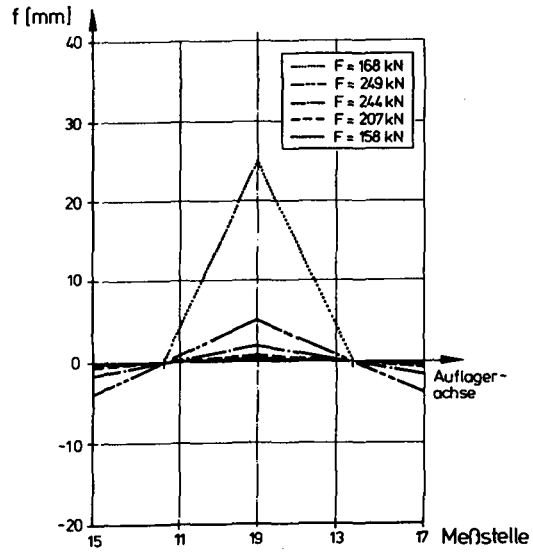


Bild A1.59 Serie II, Versuch 1, Durchbiegungen

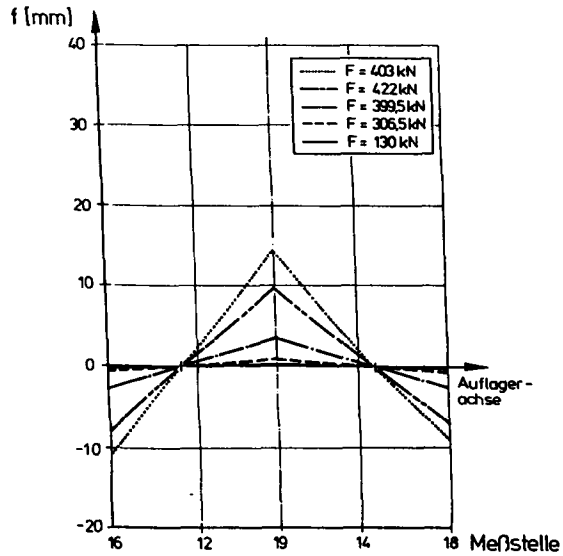


Bild A1.60 Serie II, Versuch 2, Durchbiegungen

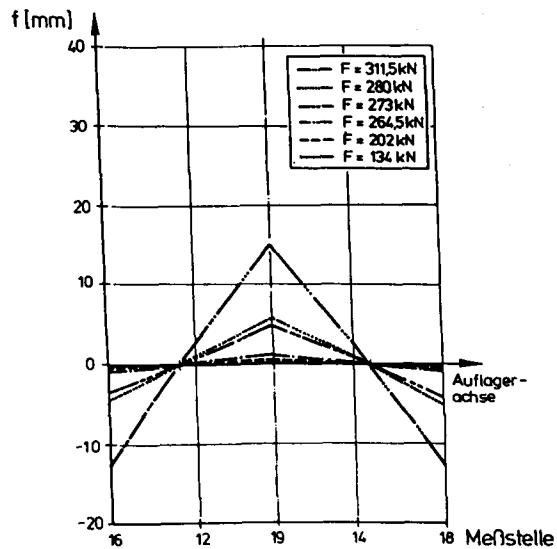


Bild A1.61 Serie II, Versuch 4, Durchbiegungen

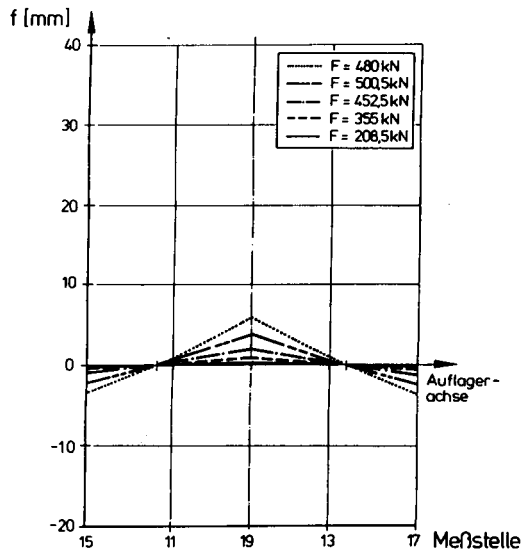


Bild A1.62 Serie II, Versuch 3, Durchbiegungen

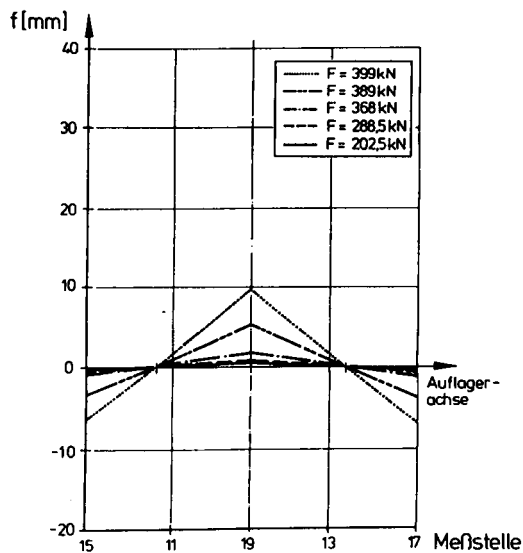


Bild A1.63 Serie II, Versuch 5, Durchbiegungen

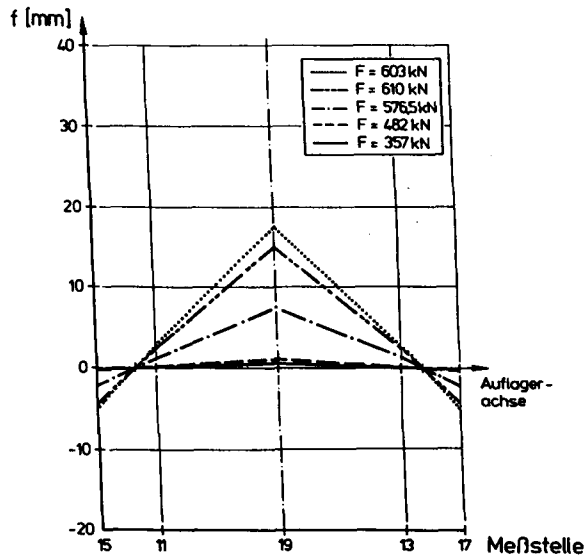


Bild A1.64 Serie II, Versuch 6, Durchbiegungen

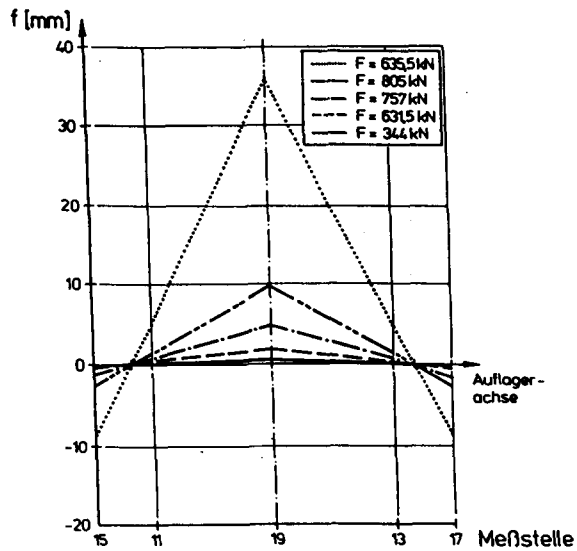


Bild A1.65 Serie II, Versuch 7, Durchbiegungen

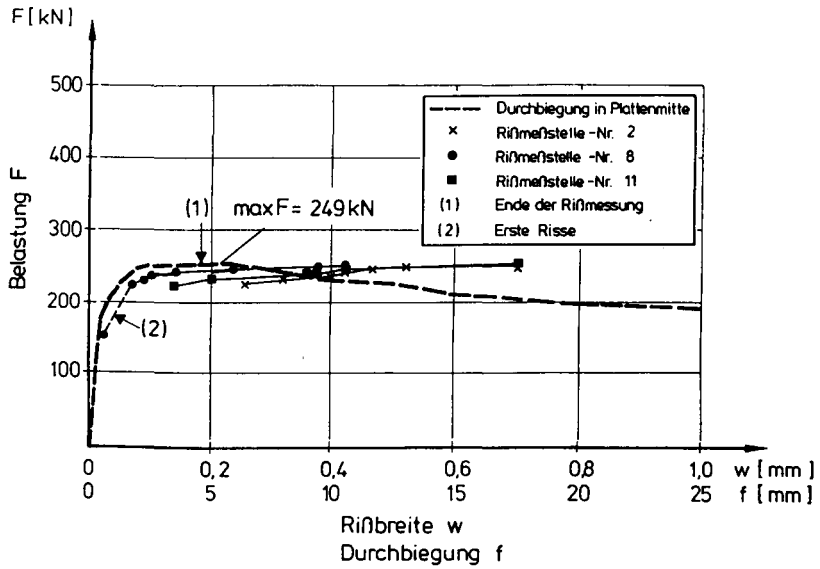


Bild A1.66 Serie II, Versuch 1, größte gemessene Rißbreiten

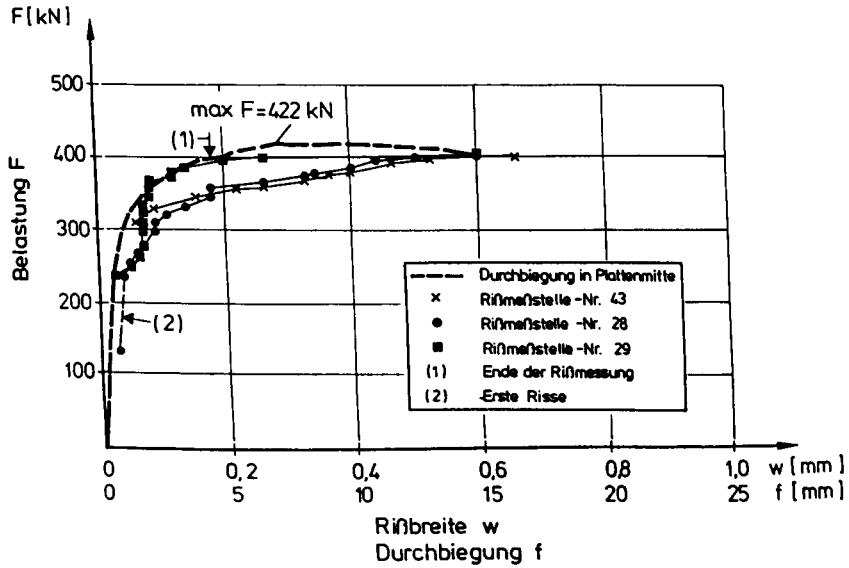


Bild A1.67 Serie II, Versuch 2, größte gemessene Rißbreiten

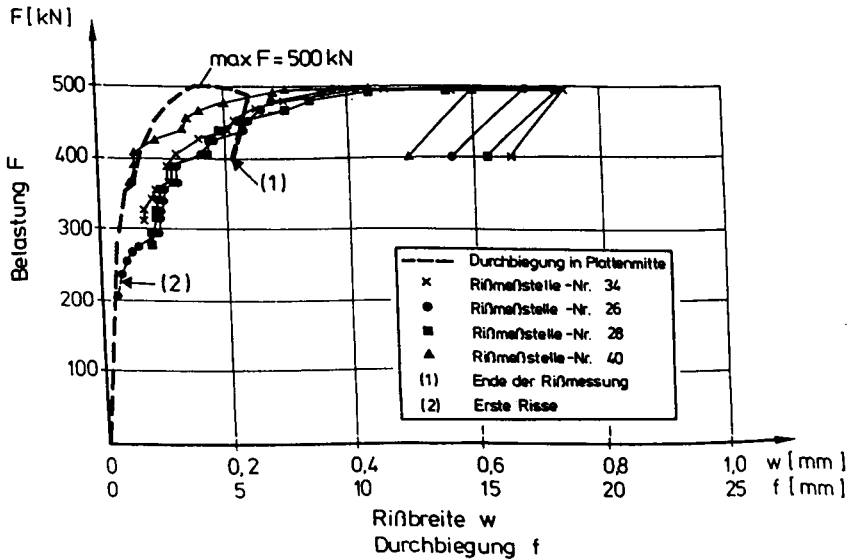


Bild A1.68 Serie II, Versuch 3, größte gemessene Rißbreiten

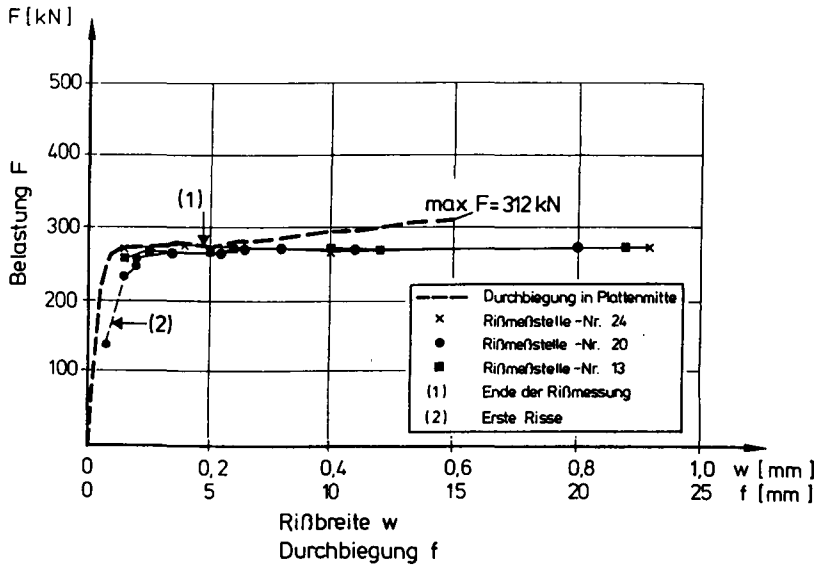


Bild A1.69 Serie II, Versuch 4, größte gemessene Rißbreiten

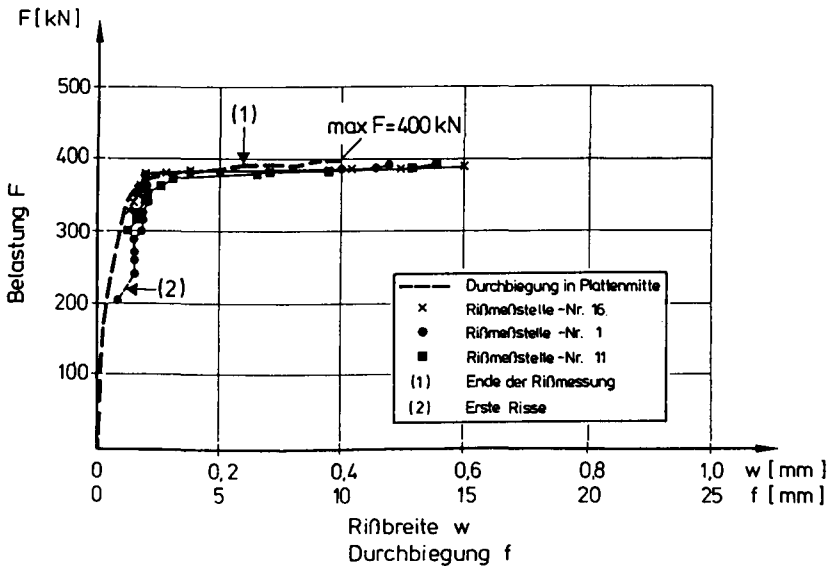


Bild A1.70 Serie II, Versuch 5, größte gemessene Rißbreiten

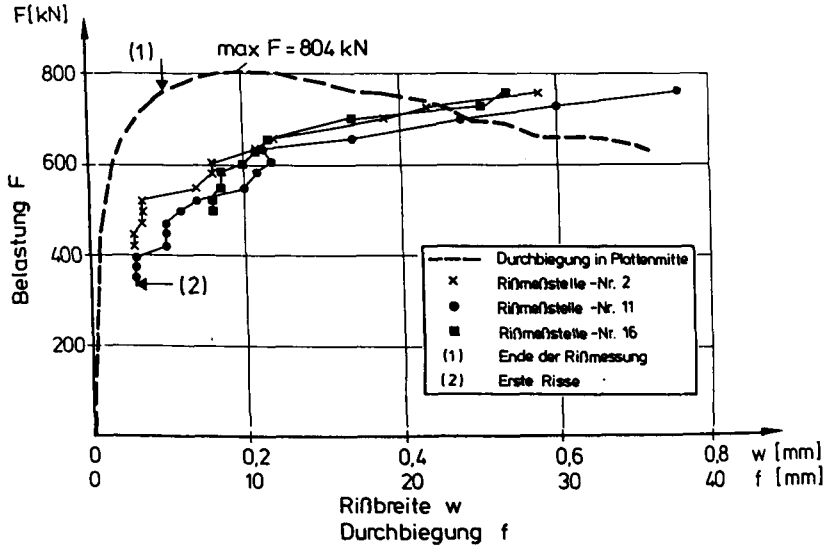


Bild A1.71 Serie II, Versuch 6, größte gemessene Rißbreiten

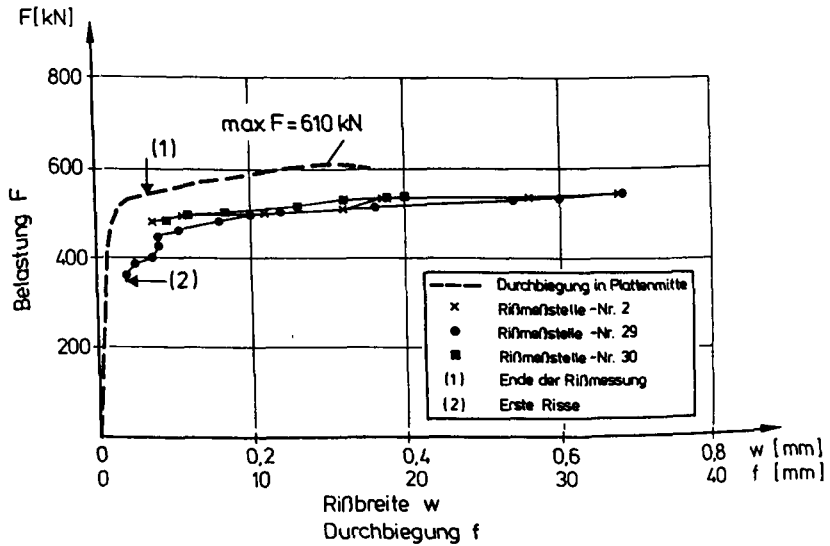


Bild A1.72 Serie II, Versuch 7, größte gemessene Rißbreiten



## Anhang 2 Momenten-Krümmungslinien

Anhang 2 ergänzt Kap. 5.3.

Es wurden zur Ermittlung von zulässigen maximalen Bruchmomenten  $M$  an einem 1 m breiten Plattenstreifen mit den Programmen AQUA und AQB von Sofistik nicht-lineare Querschnittsberechnungen unter einachsiger Biegung mit Normalkraft durchgeführt. Die Dicke der Plattenstreifen betrug 15 cm bzw. 22,5 cm, und sie entsprach damit den Querschnittsabmessungen der eigenen Versuchskörper. Es wurden aus den Materialkennwerten gem. Tabelle 2.1 (Kap. 2) die angesetzten Arbeitslinien errechnet.

Nachfolgend sind auszugsweise Ergebnisse einer umfangreichen Parameterstudie dargestellt. Dies sind die Berechnungen für alle eigenen durchgeführten Versuche der Serie 2, die in Kapitel 6 für Versuchsnachrechnungen benötigt wurden.

Die  $M_g$  (Grenzmomente) sind die letzten berechneten Schnittgrößen vor Erreichen der fiktiv angenommenen Grenzdehnung von +10 ‰ auf der gezogenen Querschnittsseite.

Die zulässigen  $M$  sind Bruchmomente für den Plattenquerschnitt. Sie sind soweit aufbereitet, daß sie für die Anwendung bei der Traglastermittlung nach der Bruchlinientheorie (Kapitel 6) eingesetzt werden können.

Datei	Betonfestigk.-klasse	$\beta_R$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n = N/(b \cdot d \cdot \beta_R)$	max M [kNm/m]	zug $\kappa^* d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_m$ [%]	zug $\epsilon_w$ [%]	$M_{cr}$ [kNm/m]	$\kappa^* d_{cr}$	$\kappa_{cr}$ [1/km]	$\epsilon_{sgr}$ [%]	$\epsilon_{wgr}$ [%]	$\epsilon_{wgr}$ [%]
SS2V1003.XLS		44,1	0	0,000	27,20	0,006	39,011	4,940	2,014	-0,912	26,52	0,010	66,876	8,836	3,821	-1,195
SS2V1053.XLS		44,1	-0,5	0,011	31,88	0,007	44,584	5,618	2,274	-1,069	31,47	0,010	66,876	8,720	3,705	-1,311
SS2V1103.XLS		44,1	-1,0	0,023	36,54	0,007	44,584	5,532	2,188	-1,155	36,32	0,010	66,876	8,612	3,597	-1,419
SS2V1153.XLS		44,1	-1,5	0,034	41,15	0,007	44,584	5,452	2,108	-1,236	41,06	0,010	66,876	8,504	3,489	-1,527
SS2V1203.XLS		44,1	-2,0	0,045	45,69	0,007	44,584	5,376	2,032	-1,312	45,68	0,010	66,876	8,396	3,381	-1,635
SS2V1253.XLS		44,1	-2,5	0,056	50,18	0,010	66,876	8,289	3,273	-1,743	50,18	0,010	66,876	8,289	3,273	-1,743
SS2V1303.XLS		44,1	-3,0	0,068	54,52	0,010	66,876	8,182	3,166	-1,850	54,52	0,010	66,876	8,182	3,166	-1,850
SS2V1353.XLS		44,1	-3,5	0,079	58,79	0,010	66,876	8,073	3,058	-1,958	58,79	0,010	66,876	8,073	3,058	-1,958
SS2V1403.XLS		44,1	-4,0	0,090	62,92	0,010	66,876	7,966	2,950	-2,066	62,92	0,010	66,876	7,966	2,950	-2,066
SS2V1453.XLS		44,1	-4,5	0,101	66,93	0,010	66,876	7,858	2,842	-2,174	66,93	0,010	66,876	7,858	2,842	-2,174
SS2V1503.XLS		44,1	-5,0	0,113	70,81	0,010	66,876	7,750	2,734	-2,281	70,81	0,010	66,876	7,750	2,734	-2,281

Ermittlung von max. M mit zugehörigen  $\sigma_{N,v}$  als Druckspannung

Datei	Betonfestigk.-klasse	$\beta_R$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n = N/(b \cdot d \cdot \beta_R)$	max M [kNm/m]	zug $\kappa^* d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_m$ [%]	zug $\epsilon_w$ [%]	$M_{cr}$ [kNm/m]	$\kappa^* d_{cr}$	$\kappa_{cr}$ [1/km]	$\epsilon_{sgr}$ [%]	$\epsilon_{wgr}$ [%]	$\epsilon_{wgr}$ [%]
SS2V1015.XLS		44,1	0,10	0,002	26,27	0,005	33,438	4,192	1,684	-0,824	25,53	0,010	66,876	8,861	3,845	-1,171
SS2V1035.XLS		44,1	0,25	0,006	24,87	0,005	33,438	4,217	1,709	-0,798	24,03	0,010	66,876	8,898	3,883	-1,133
SS2V1055.XLS		44,1	0,50	0,011	22,52	0,004	27,865	3,496	1,406	-0,684	21,51	0,010	66,876	8,964	3,948	-1,068
SS2V1085.XLS		44,1	0,75	0,017	20,19	0,004	27,865	3,539	1,449	-0,641	18,97	0,010	66,876	9,033	4,018	-0,998
SS2V1105.XLS		44,1	1,00	0,023	17,86	0,003	22,292	2,817	1,145	-0,527	16,41	0,010	66,876	9,107	4,092	-0,924

Tabelle A2.1 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 5 der Serie II, Plattendicke  $d = 15$  cm, Stahlfaserbeton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,v} = 0$  N/mm<sup>2</sup>.

Datzi	Betonfestigk.-klasse	$f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n^*$ $N/(b \cdot d \cdot \beta_b)$	max M [kNm/m]	zug $\kappa^* d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_{st}$ [%]	zug $\epsilon_{sc}$ [%]	$M_{br}$ [kNm/m]	$\kappa^* d_{br}$	$\kappa_{br}$ [1/km]	$\epsilon_{s,br}$ [%]	$\epsilon_{st,br}$ [%]	$\epsilon_{sc,br}$ [%]
SS2V2003.XLS		47,5	0	0,000	28,64	0,005	36,176	4,560	1,846	-0,867	28,10	0,009	62,016	8,163	3,512	-1,139
SS2V2053.XLS		47,5	-0,5	0,011	33,33	0,006	41,344	5,188	2,088	-1,013	33,02	0,009	62,016	8,059	3,407	-1,244
SS2V2103.XLS		47,5	-1,0	0,021	37,97	0,006	41,344	5,110	2,010	-1,091	37,88	0,009	62,016	7,962	3,310	-1,341
SS2V2153.XLS		47,5	-1,5	0,032	42,58	0,009	62,016	7,870	3,219	-1,432	42,58	0,009	62,016	7,870	3,219	-1,432
SS2V2203.XLS		47,5	-2,0	0,042	47,27	0,009	62,016	7,776	3,125	-1,526	47,27	0,009	62,016	7,776	3,125	-1,526
SS2V2253.XLS		47,5	-2,5	0,053	51,82	0,009	62,016	7,683	3,032	-1,619	51,82	0,009	62,016	7,683	3,032	-1,619
SS2V2303.XLS		47,5	-3,0	0,063	56,24	0,009	62,016	7,590	2,939	-1,712	56,24	0,009	62,016	7,590	2,939	-1,712
SS2V2353.XLS		47,5	-3,5	0,074	60,56	0,009	62,016	7,497	2,846	-1,805	60,56	0,009	62,016	7,497	2,846	-1,805
SS2V2403.XLS		44,5	-4,0	0,084	64,76	0,009	62,016	7,405	2,753	-1,898	64,76	0,009	62,016	7,405	2,753	-1,898
SS2V2453.XLS		47,5	-4,5	0,095	68,85	0,009	62,016	7,312	2,661	-1,991	68,44	0,010	82,687	9,977	3,775	-2,426
SS2V2503.XLS		47,5	-5,0	0,105	72,80	0,009	62,016	7,219	2,568	-2,083	72,43	0,010	82,687	9,853	3,651	-2,550

Tabelle A2.2 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 2 der Serie II. Plattendicke d = 15 cm, Stahlfaserbeton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,0} = -1,0$  N/mm<sup>2</sup>.

Datzi	Betonfestigk.-klasse	$f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n^*$ $N/(b \cdot d \cdot \beta_b)$	max M [kNm/m]	zug $\kappa^* d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_{st}$ [%]	zug $\epsilon_{sc}$ [%]	$M_{br}$ [kNm/m]	$\kappa^* d_{br}$	$\kappa_{br}$ [1/km]	$\epsilon_{s,br}$ [%]	$\epsilon_{st,br}$ [%]	$\epsilon_{sc,br}$ [%]
SS2V3003.XLS		48,4	0	0,000	29,02	0,006	38,115	4,829	1,970	-0,888	28,34	0,010	65,340	8,636	3,735	-1,165
SS2V3053.XLS		48,4	-0,5	0,010	33,71	0,007	43,560	5,497	2,230	-1,037	33,31	0,010	65,340	8,529	3,629	-1,272
SS2V3103.XLS		48,4	-1,0	0,021	38,38	0,007	43,560	5,418	2,151	-1,116	38,18	0,010	65,340	8,431	3,531	-1,370
SS2V3153.XLS		48,4	-1,5	0,031	42,98	0,007	43,560	5,344	2,077	-1,190	42,88	0,010	65,340	8,337	3,436	-1,464
SS2V3203.XLS		48,4	-2,0	0,041	47,60	0,010	65,340	8,240	3,339	-1,561	47,60	0,010	65,340	8,240	3,339	-1,561
SS2V3253.XLS		48,4	-2,5	0,052	52,16	0,010	65,340	8,143	3,243	-1,658	52,16	0,010	65,340	8,143	3,243	-1,658
SS2V3303.XLS		48,4	-3,0	0,062	56,61	0,010	65,340	8,047	3,147	-1,754	56,61	0,010	65,340	8,047	3,147	-1,754
SS2V3353.XLS		48,4	-3,5	0,072	60,95	0,010	65,340	7,951	3,051	-1,850	60,95	0,010	65,340	7,951	3,051	-1,850
SS2V3403.XLS		48,4	-4,0	0,083	65,17	0,010	65,340	7,855	2,954	-1,946	65,17	0,010	65,340	7,855	2,954	-1,946
SS2V3453.XLS		48,4	-4,5	0,093	69,28	0,010	65,340	7,759	2,858	-2,042	69,28	0,010	65,340	7,759	2,858	-2,042
SS2V3503.XLS		48,4	-5,0	0,103	73,26	0,010	65,340	7,663	2,763	-2,138	73,26	0,010	65,340	7,663	2,763	-2,138

Tabelle A2.3 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 3 der Serie II. Plattendicke d = 15 cm, Stahlfaserbeton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,0} = -2,0$  N/mm<sup>2</sup>.

Datci	Betonfestigk.-klasse	$\beta_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n^*$ N/(b*d* $\beta_k$ )	max M [kNm/m]	zug $\kappa^*d_w$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_m$ [%]	zug $\epsilon_w$ [%]	$M_w$ [kNm/m]	$\kappa^*d_w$	$\kappa_w$ [1/km]	$\epsilon_{sw}$ [%]	$\epsilon_{st}$ [%]	$\epsilon_{sw}$ [%]
SS2V4007.XLS		52,0	0	0,000	11,94	0,000	2,092	0,189	0,032	-0,125	0,00	0,009	62,745	9,939	5,233	-0,527
SS2V4057.XLS		52,0	-0,5	0,010	16,99	0,000	2,092	0,160	0,003	-0,154	5,45	0,009	62,745	8,902	4,196	-0,510
SS2V4107.XLS		52,0	-1,0	0,019	21,14	0,000	2,092	0,136	-0,021	-0,178	10,73	0,009	62,745	8,702	3,996	-0,710
SS2V4157.XLS		52,0	-1,5	0,029	21,38	0,000	2,092	0,122	-0,035	-0,192	15,89	0,009	62,745	8,547	3,841	-0,865
SS2V4207.XLS		52,0	-2,0	0,038	22,30	0,000	3,137	0,217	-0,018	-0,254	20,97	0,009	62,745	8,415	3,709	-0,996
SS2V4257.XLS		52,0	-2,5	0,048	25,43	0,000	3,137	0,194	-0,041	-0,277	25,97	0,009	62,745	8,299	3,594	-1,112
SS2V4307.XLS		52,0	-3,0	0,058	28,27	0,000	3,137	0,173	-0,063	-0,298	30,93	0,009	62,745	8,194	3,488	-1,218
SS2V4357.XLS		52,0	-3,5	0,067	30,83	0,000	3,137	0,153	-0,082	-0,318	35,84	0,009	62,745	8,097	3,391	-1,315
SS2V4407.XLS		52,0	-4,0	0,077	40,61	0,009	62,745	8,007	3,301	-1,405	40,61	0,009	62,745	8,007	3,301	-1,405
SS2V4457.XLS		52,0	-4,5	0,087	45,29	0,009	62,745	7,917	3,211	-1,495	45,29	0,009	62,745	7,917	3,211	-1,495
SS2V4507.XLS		52,0	-5,0	0,096	49,90	0,009	62,745	7,826	3,120	-1,586	49,90	0,009	62,745	7,826	3,120	-1,586

Tabelle A2.4 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 4 der Serie II, Plattendicke d = 15 cm, faserfreier Beton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,v} = -1,0$  N/mm<sup>2</sup>

Datci	Betonfestigk.-klasse	$\beta_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$n^*$ N/(b*d* $\beta_k$ )	max M [kNm/m]	zug $\kappa^*d_w$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_s$ [%]	zug $\epsilon_m$ [%]	zug $\epsilon_w$ [%]	$M_w$ [kNm/m]	$\kappa^*d_w$	$\kappa_w$ [1/km]	$\epsilon_{sw}$ [%]	$\epsilon_{st}$ [%]	$\epsilon_{sw}$ [%]
SS2V5007.XLS		50,2	0	0,000	12,11	0,000	2,092	0,186	0,029	-0,128	0,00	0,009	62,745	9,757	5,051	-0,345
SS2V5057.XLS		50,2	-0,5	0,010	17,17	0,000	2,092	0,156	0,000	-0,157	5,45	0,009	62,745	8,893	4,187	-0,519
SS2V5107.XLS		50,2	-1,0	0,020	21,16	0,000	2,092	0,132	-0,025	-0,181	10,72	0,009	62,745	8,689	3,983	-0,723
SS2V5157.XLS		50,2	-1,5	0,030	21,28	0,000	2,092	0,118	-0,038	-0,195	15,87	0,009	62,745	8,531	3,825	-0,881
SS2V5207.XLS		50,2	-2,0	0,040	22,27	0,000	3,137	0,212	-0,023	-0,258	20,94	0,009	62,745	8,398	3,692	-1,014
SS2V5257.XLS		50,2	-2,5	0,050	25,40	0,000	3,137	0,189	-0,047	-0,282	25,93	0,009	62,745	8,280	3,574	-1,132
SS2V5307.XLS		50,2	-3,0	0,060	28,20	0,000	3,137	0,167	-0,068	-0,304	30,87	0,009	62,745	8,173	3,467	-1,239
SS2V5357.XLS		50,2	-3,5	0,070	30,70	0,000	3,137	0,147	-0,089	-0,324	35,75	0,009	62,745	8,074	3,368	-1,338
SS2V5407.XLS		50,2	-4,0	0,080	40,51	0,009	62,745	7,981	3,275	-1,431	40,51	0,009	62,745	7,981	3,275	-1,431
SS2V5457.XLS		50,2	-4,5	0,090	45,18	0,009	62,745	7,887	3,181	-1,525	45,18	0,009	62,745	7,887	3,181	-1,525
SS2V5507.XLS		50,2	-5,0	0,100	49,74	0,009	62,745	7,793	3,087	-1,618	49,74	0,009	62,745	7,793	3,087	-1,618

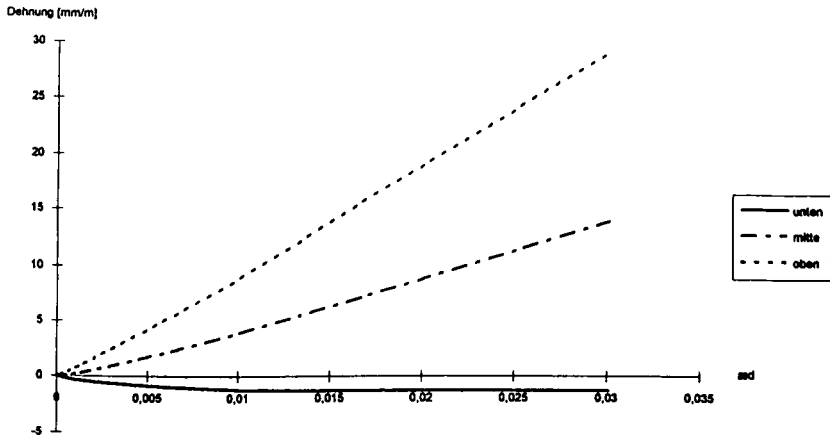
Tabelle A2.5 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 5 der Serie II, Plattendicke d = 15 cm, faserfreier Beton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,v} = -2,0$  N/mm<sup>2</sup>

Datei	Betonfestigkeitsklasse	$\beta_n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta^m$ N/(b <sup>2</sup> d <sup>3</sup> $\beta_n$ )	max M [kNm/m]	zug $\kappa^{\circ}d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_{ts}$ [%]	zug $\epsilon_{tm}$ [%]	zug $\epsilon_{ts}$ [%]	$M_{br}$ [kNm/m]	$\kappa^{\circ}d_{br}$	$\kappa_{br}$ [1/km]	$\epsilon_{ts,br}$ [%]	$\epsilon_{tm,br}$ [%]	$\epsilon_{ts,br}$ [%]
SS2V6007.XLS		49,4	0	0,000	33,45	0,000	1,239	0,152	0,012	-0,127	0,00	0,008	37,182	9,049	4,866	-0,683
SS2V6057.XLS		49,4	-0,5	0,010	41,67	0,000	1,239	0,128	0,011	-0,151	12,44	0,010	46,478	9,904	4,676	-0,553
SS2V6107.XLS		49,4	-1,0	0,020	42,69	0,000	1,549	0,161	-0,014	-0,188	24,16	0,010	46,478	9,691	4,462	-0,767
SS2V6157.XLS		49,4	-1,5	0,030	51,06	0,000	1,549	0,137	-0,037	-0,212	35,80	0,010	46,478	9,523	4,294	-0,935
SS2V6207.XLS		49,4	-2,0	0,040	52,72	0,000	1,549	0,121	-0,053	-0,227	47,26	0,010	46,478	9,381	4,152	-1,077
SS2V6257.XLS		49,4	-2,5	0,051	59,11	0,000	1,859	0,147	-0,062	-0,271	58,55	0,010	46,478	9,255	4,027	-1,202
SS2V6307.XLS		49,4	-3,0	0,061	63,51	0,000	1,859	0,129	-0,081	-0,290	69,70	0,010	46,478	9,142	3,913	-1,316
SS2V6357.XLS		49,4	-3,5	0,071	67,45	0,001	2,324	0,182	-0,079	-0,341	80,69	0,010	46,478	9,036	3,807	-1,422
SS2V6407.XLS		49,4	-4,0	0,081	91,42	0,010	46,478	8,930	3,701	-1,528	91,42	0,010	46,478	8,930	3,701	-1,528
SS2V6457.XLS		49,4	-4,5	0,091	101,90	0,010	46,478	8,824	3,595	-1,634	101,90	0,010	46,478	8,824	3,595	-1,634
SS2V6507.XLS		49,4	-5,0	0,101	112,11	0,010	46,478	8,718	3,489	-1,739	112,11	0,010	46,478	8,718	3,489	-1,739

Tabelle A2.6 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 6 der Serie II, Plattendicke d = 22,5 cm, faserfreier Beton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,v} = -2,0$  N/mm<sup>2</sup>

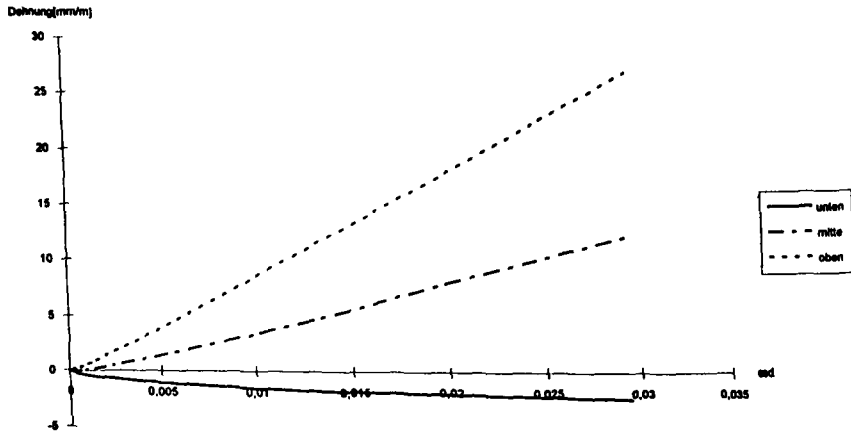
Datei	Betonfestigkeitsklasse	$\beta_n$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{N,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\eta^m$ N/(b <sup>2</sup> d <sup>3</sup> $\beta_n$ )	max M [kNm/m]	zug $\kappa^{\circ}d$	$\kappa$ [1/km]	zug $\epsilon_{ts}$ [%]	zug $\epsilon_{tm}$ [%]	zug $\epsilon_{ts}$ [%]	$M_{br}$ [kNm/m]	$\kappa^{\circ}d_{br}$	$\kappa_{br}$ [1/km]	$\epsilon_{ts,br}$ [%]	$\epsilon_{tm,br}$ [%]	$\epsilon_{ts,br}$ [%]
SS2V7003.XLS		56,1	0	0,000	72,05	0,006	25,892	4,950	2,038	-0,875	69,43	0,011	48,548	9,727	4,265	-1,196
SS2V7053.XLS		56,1	-0,5	0,009	79,14	0,006	25,892	4,902	1,990	-0,923	77,09	0,011	48,548	9,658	4,197	-1,265
SS2V7103.XLS		56,1	-1,0	0,018	86,16	0,006	25,892	4,857	1,944	-0,969	84,43	0,011	48,548	9,595	4,134	-1,328
SS2V7153.XLS		56,1	-1,5	0,027	93,22	0,007	32,366	6,146	2,505	-1,136	91,92	0,011	48,548	9,533	4,071	-1,391
SS2V7203.XLS		56,1	-2,0	0,036	100,37	0,007	32,366	6,098	2,457	-1,184	99,37	0,011	48,548	9,469	4,008	-1,454
SS2V7253.XLS		56,1	-2,5	0,045	107,28	0,009	38,839	7,390	3,021	-1,348	106,51	0,011	48,548	9,408	3,947	-1,513
SS2V7303.XLS		56,1	-3,0	0,053	114,24	0,009	38,839	7,342	2,973	-1,397	113,50	0,011	48,548	9,348	3,886	-1,576
SS2V7353.XLS		56,1	-3,5	0,062	121,32	0,009	38,839	7,292	2,923	-1,447	120,58	0,011	48,548	9,283	3,824	-1,638
SS2V7403.XLS		56,1	-4,0	0,071	128,33	0,009	38,839	7,242	2,872	-1,497	127,52	0,011	48,548	9,223	3,762	-1,700
SS2V7453.XLS		56,1	-4,5	0,080	135,05	0,009	38,839	7,193	2,824	-1,546	134,36	0,011	48,548	9,161	3,700	-1,762
SS2V7503.XLS		56,1	-5,0	0,089	141,73	0,009	38,839	7,144	2,774	-1,595	141,10	0,011	48,548	9,099	3,638	-1,824

Tabelle A2.7 Bruchmomente max. M für Versuchsplatte 7 der Serie II, Plattendicke d = 22,5 cm, faserfreier Beton. Versuchsdurchführung mit  $\sigma_{N,v} = -2,0$  N/mm<sup>2</sup>

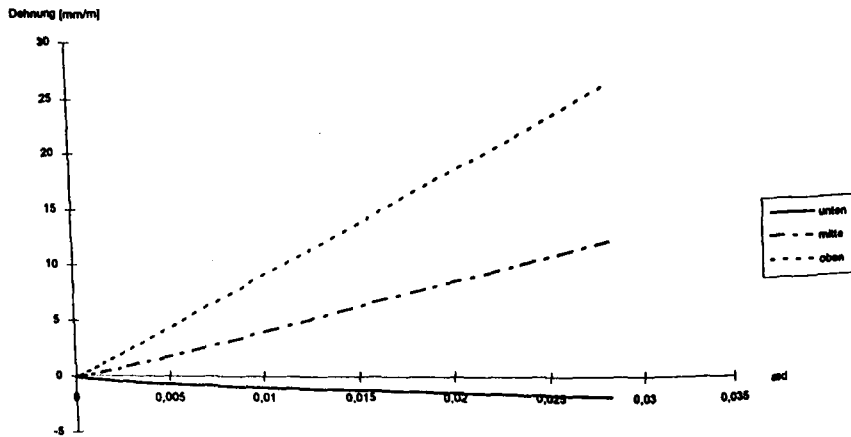


Versuch I/1,  $d = 15 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{n,v} = 0 \text{ N/mm}^2$ , *Stahlfaserbeton*

Bild A2.1 *Dehnungs-Krümmungs-Beziehung am Plattenstreifen-Querschnitt*

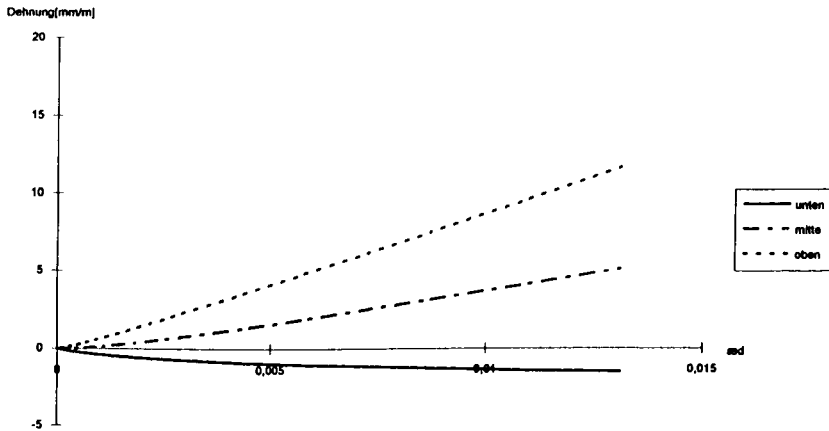


Versuch II/3,  $d = 15 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{n,v} = -2,0 \text{ N/mm}^2$ , *Stahlfaserbeton*

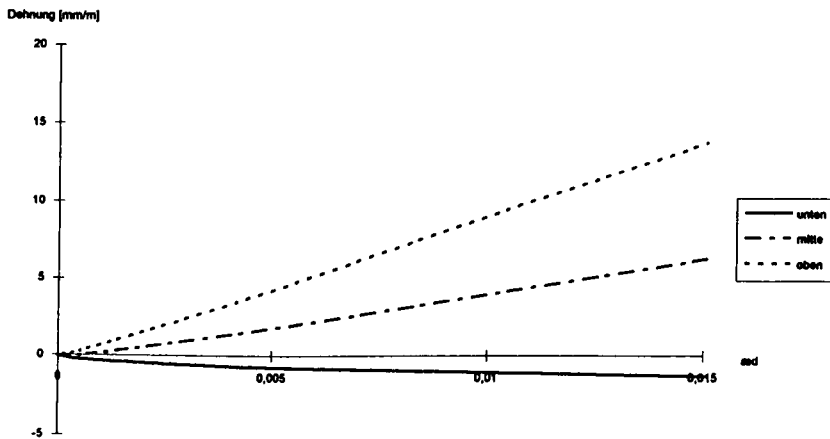


Versuch II/5,  $d = 15 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{n,v} = -2,0 \text{ N/mm}^2$ , *faserfreier Beton*

Bild A2.2 Dehnungs-Krümmungs-Beziehungen an Plattenstreifen-Querschnitten



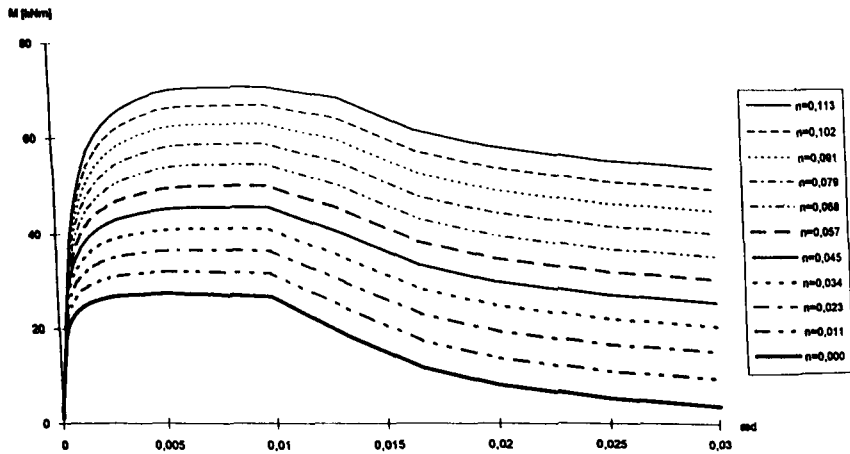
Versuch II/7,  $d = 22,5 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{n,v} = -2,0 \text{ N/mm}^2$ , Stahlfaserbeton



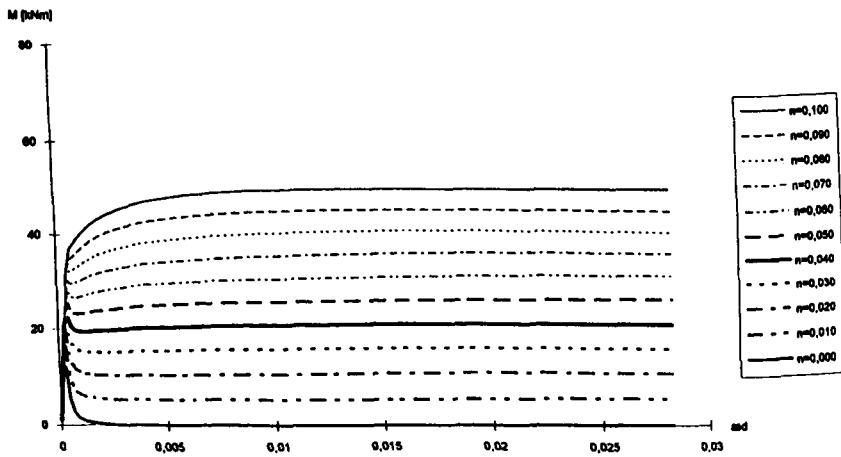
Versuch II/6,  $d = 22,5 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{n,v} = -2,0 \text{ N/mm}^2$ , faserfreier Beton

Bild A2.3 Dehnungs-Krümmungs-Beziehungen an Plattenstreifen-Querschnitten



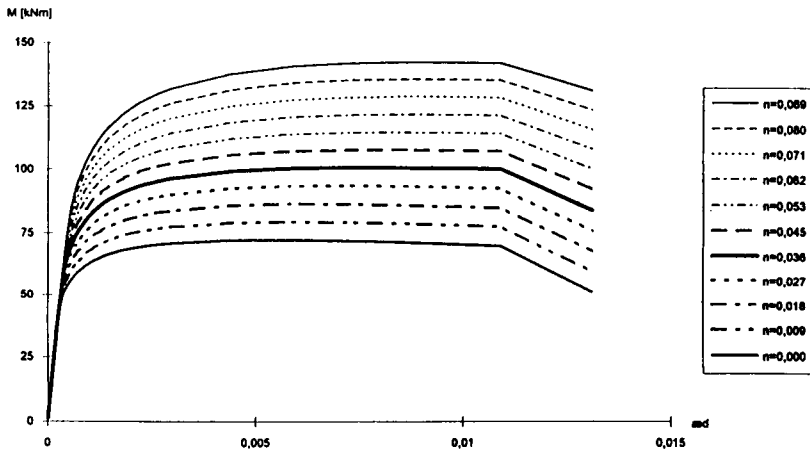


*Versuch II/1,  $d = 15$  cm, Stahlfaserbeton, Versuchsdurchführung mit  $n = 0,0$*

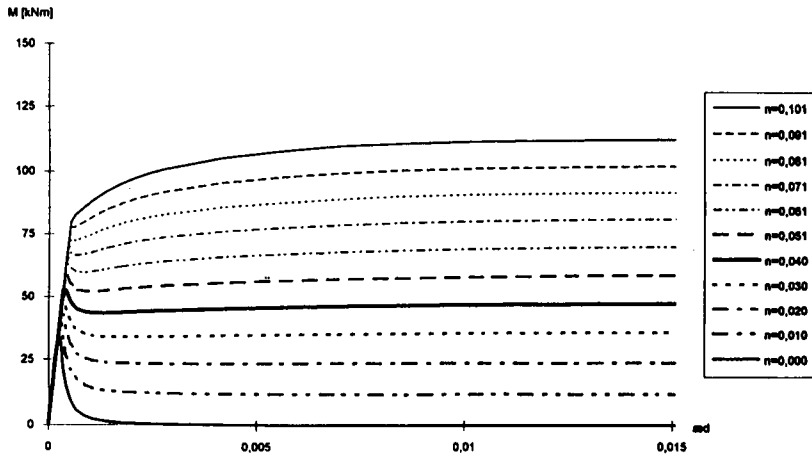


*Versuch II/5,  $d = 15$  cm, faserfreier Beton, Versuchsdurchführung mit  $n = 0,040$*

**Bild A2.4** *M- $\kappa$ -Linien an Plattenstreifen-Querschnitten*

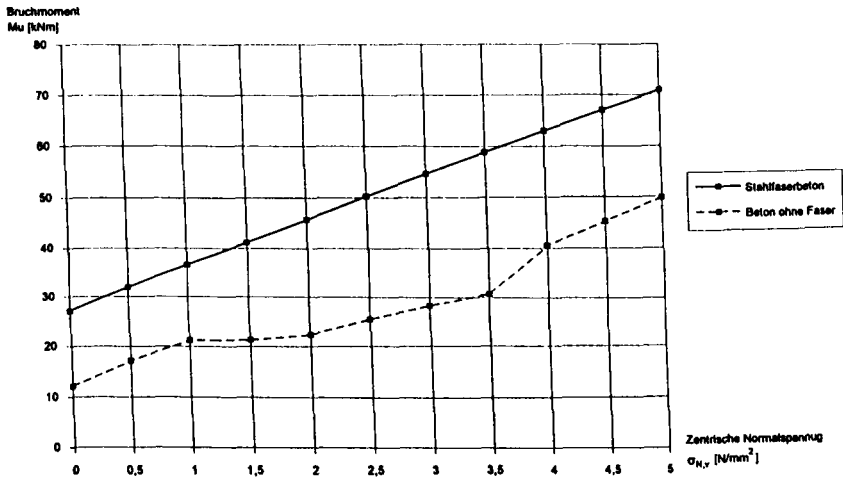


*Versuch II/7,  $d = 22,5$  cm, Stahlfaserbeton, Versuchsdurchführung mit  $n = 0,036$*

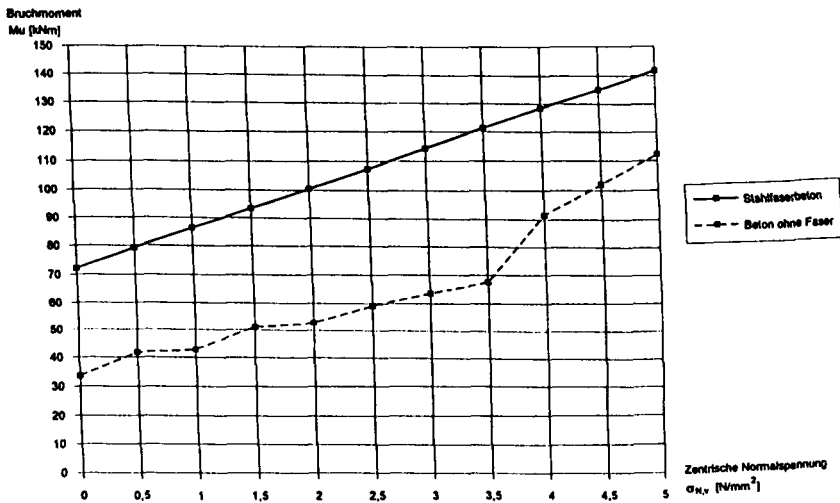


*Versuch II/6,  $d = 22,5$  cm, faserfreier Beton, Versuchsdurchführung mit  $n = 0,040$*

*Bild A2.5 M-κ-Linien an Plattenstreifen-Querschnitten*



aus Versuch II/1,  $d = 15$  cm, Stahlfaserbeton,  
aus Versuch II/5,  $d = 15$  cm, faserfreier Beton



aus Versuch II/7,  $d = 22,5$  cm, Stahlfaserbeton,  
aus Versuch II/6,  $d = 22,5$  cm, faserfreier Beton

Bild A2.6 Momenten-Normalkraft-Beziehung an Plattenstreifen-Querschnitten,  
 $\sigma_{N,v}$  als Druckspannung

## Anhang 3 Durchgeführte Versuche von KORDINA/NÖLTING

Anhang 3 ergänzt Abschnitt 4 (Experimentelle Untersuchungen).

### A3.1 Einleitung

Die eigenen Versuchskörper der Serie I waren kreuzweise vorgespannte Flachdeckenausschnitte, die im wesentlichen den Versuchskörpern von KORDINA/NÖLTING aus [K4] nachempfunden wurden, um die Versuchsergebnisse direkt vergleichen zu können.

Ein wesentlicher Unterschied bestand bei der Ausführung der Versuchskörper darin, daß für die eigenen Versuche Quadratplatten hergestellt wurden. KORDINA/NÖLTING versuchten, durch stückweises Abtreppen des Außenrandes in den Eckbereichen mit den Spannischen, die Versuchskörper der Kreisform anzunähern. An den Plattenecken in diesen Spannischen entstand jedoch frühzeitig durch Kerbwirkung bereits Ribbildung (s. Bilder A3.5 bis A3.10) Dies führte vermutlich bei dem KORDINA/NÖLTING-Versuch Nr.4, nur Vorspannung, keine zusätzliche schlaffe Bewehrung, letztlich dazu, daß die Biegebruchfugen hierdurch vorgeprägt wurden und daß sie sich im Traglastzustand entlang der Plattendiagonalen öffneten. Dies stand im Gegensatz zu den eigenen Versuchen mit Bruchfugen in den Hauptachsen.

Nachfolgend wurden die Grundsätze der Versuchskörperkonzeption aus [K4] zusammenfassend dargelegt und wesentliche Versuchsergebnisse aufgeführt. Weitere Angaben zu [K4] enthalten auch [K2] und [N1].

### A3.2 Versuchskonzeption

Die nachfolgend aufgeführten Bezeichnungen sind DIN 1045 und DIN 4227 konform. Von KORDINA/NÖLTING wurden 8 im Verhältnis 1 : 1,5 verkleinerte Flachdeckenausschnitte geprüft [K4]. Bild A3.1 und Tabelle A3.1 vermitteln einen Überblick über das Versuchsprogramm:

Serie	Versuch	Betonstahl $\mu_{sm}$ [%]	Vorsp. (Ziel) $\sigma_{bv,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bemerkungen
I	V1	0,62	1,77	- gekrümmte Spanngliedführung - gleichmäßige Randfederung - stetige Laststeigerung
	V2	0,90		
	V3	0,62	3,15	
	V4	-		
	V5	0,90	-	
II	V6	0,62	1,77	Wie V1, jedoch gerade Spanngliedführung (zentrische Vorspannung)
	V7			Wie V1, jedoch steifere Randfederung in den Hauptachsen
	V8			Wie V1, jedoch Schwellbelastung im Gebrauchslastbereich

Tabelle A3.1 Versuchsprogramm

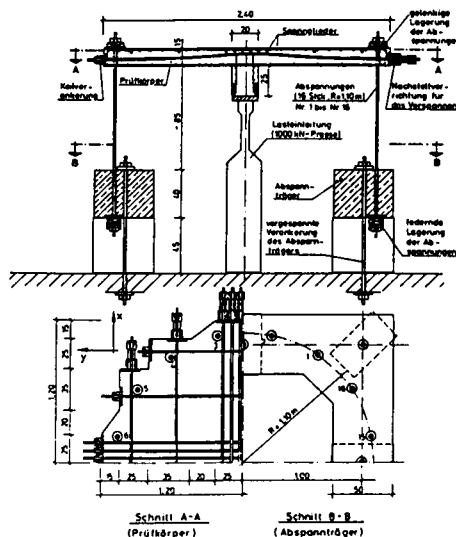


Bild A3.1 Versuchsaufbau

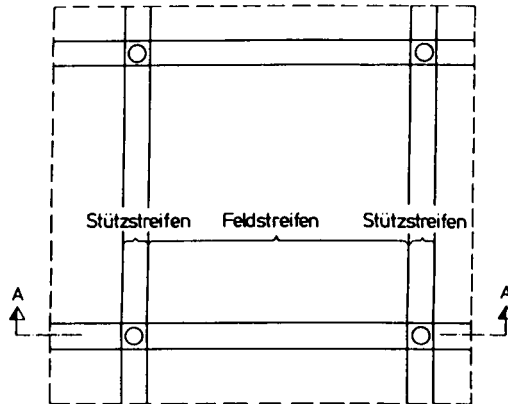
In den 5 Versuchen der Serie I von KORDINA/NÖLTING wurde ausschließlich der Beton- und Spannstahlquerschnitt variiert. Bei gleicher Bewehrungsanordnung wurden Betonstähle BSt 420S Durchmesser 10 mm und 12 mm und Spanndrahtlitzen St 1570/1770 vom Nenndurchmesser 3/8" und 1/2" verwendet. In jeweils einem Versuch wurde gänzlich auf Betonstahl bzw. Spannstahl verzichtet. Die Bewehrungsgerade  $\mu_{\text{Bew}}$  (Mittelwert der beiden Bewehrungsrichtungen) und die angestrebten Zielwerte für die zentrische Pressung aus Vorspannung  $\sigma_{N,v}$  sind in Tabelle A3.1 angegeben.

In Serie II wurde ausgehend von Grundversuch V1 auf drei Sonderprobleme eingegangen:

- Im Versuch V6 wurde der Einfluß einer vertikalen Umlenkung der Spannglieder untersucht, indem - anders als in den anderen Versuchen - alle Spannglieder gerade in der Plattenmittelfläche geführt wurden.
- Im Versuch V7 wurden die Federungen an den Verankerungen der 16 Randabspannungen verändert. Statt umlaufend gleich starker Federungen wie in allen anderen Versuchen wurden im Versuch V7 die Federn in den 45°-Diagonalen der Bewehrungsrichtungen verdoppelt. Dadurch wurden in den 0- bzw. 90°-Hauptachsen erhöhte Randlasteintragungen erzwungen.
- Im Versuch V8 wurde der Einfluß von Schwellbelastungen im Gebrauchslastbereich geprüft.

### **Prototyp**

Der Versuchskörper des Grundversuchs V1 stellt im Prinzip den Stützenbereich einer Flachdecke dar, deren Innenbereich in Bild A3.2 skizziert ist und deren wichtigste Daten und Bemessungsergebnisse nachfolgend angegeben sind.



Schnitt A-A (überhöht gezeichnet)

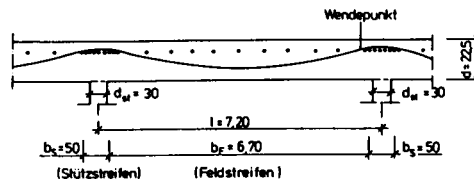


Bild A3.2 Innenbereich der Prototyp-Flachdecke.

Die Spanngliederanordnung entspricht dem Vorschlag in Anhang A von Vornorm DIN 4227, Teil 6, Ausgabe Mai 1982. Knapp über 50 % der Spannglieder verlaufen in einem Stützenstreifen der Breite  $b_s \approx d_{eff} + h$ , der Rest in den Feldstreifen. Die Anordnung und Führung der Spannglieder ist so gewählt, daß die Summe der Umlenkkräfte aller Spannglieder ausschließlich innerhalb eines gedachten Durchstanzkegels über der Stütze nach unten und im gesamten restlichen Deckenbereich mit konstantem Betrag nach oben gerichtet ist.

Die in Bild A3.2 definierten x- und y- Richtungen werden im folgenden durchgehend beibehalten:

- x-Richtung: Spannstahl obenliegend
- Betonstahl innenliegend

y-Richtung: Spannstahl untenliegend  
 Betonstahl außenliegend

Die folgenden Daten beschreiben die Decke:

Baustoffe: Beton B 25  
 Betonstahl BSt 420S  
 Spannstahl St 1570/1770

Belastung:  $g + \Delta g = 7,0 \text{ kN/m}^2$   
 $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Vorspannung: Spanngliedführung in quadratischen Parabeln über 0,50 m (Stütze, Stichhöhe 0,84 cm) bzw. über 6,70 m (Feld, Stichhöhe 11,16 cm).

$$U_F = -(g + \Delta g + 0,25 \cdot p) \quad (\text{gewählt})$$

$$= -8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Z_{xF} = Z_{yF} = \frac{1}{2} \cdot 8,25 \cdot 6,70^2 / 8 \cdot 0,112 = 206 \text{ kN/m}$$

$$Z_{xS} = Z_{yS} = 2,06 \cdot 7,20$$

$$= 1483 \text{ kN}$$

$$\sigma_{N,v} = (206 \cdot 6,70 + 1483) / 7,20 \cdot 0,225 = 1,77 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl: Gurtstreifen: Stütze oben  $a_s$  = 11,7 cm<sup>2</sup>/m ( $\cong \mu = 0,615 \%$ )  
 ( $b_G = 0,4 \text{ t}$ ) Stütze unten  $a_s$  = 3,8 cm<sup>2</sup>/m ( $\cong \mu = 0,200 \%$ )  
 Feld unten  $a_s$  = 2,5 cm<sup>2</sup>/m

Feldstreifen: Stütze oben  $a_s$  = 1,2 cm<sup>2</sup>/m  
 Feld unten  $a_s$  = 1,2 cm<sup>2</sup>/m

Die angegebenen Daten über die Vorspannung und Betonstahlbewehrung resultieren aus einer vollständigen Deckenberechnung nach DIN 4227, Teil 6, ohne Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen; dieser ist nach DIN 4227, Teil 1, Abschn. 12.9 bzw. DIN 1045, Abschn. 22.5 durchzuführen:



$$Q_{g+p} = (7,0 + 1,184^2 \cdot 5,0) \cdot 7,20^2 = 726 \text{ kN}$$

$$Q_{sv} = 4 \cdot Z_G \cdot \tan \gamma_{zm} = 4 \cdot 1483 \cdot (\approx 0,8 \cdot 0,067) = 318 \text{ kN}$$

$$\mu_g = 100 \cdot \sigma_{N,v} / \beta_s + \mu_a = 100 \cdot 1,77 / 420 + 0,62 = 1,04 \%$$

$$\text{zul} \tau_y = 1,3 \cdot 1,3 \cdot \sqrt{1,04} \cdot 0,60 = 1,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{zul} Q_y = 1,03 \cdot (0,30 + 0,19) \cdot \pi \cdot 0,19 = 0,30 \text{ MN} = 300 \text{ kN}$$

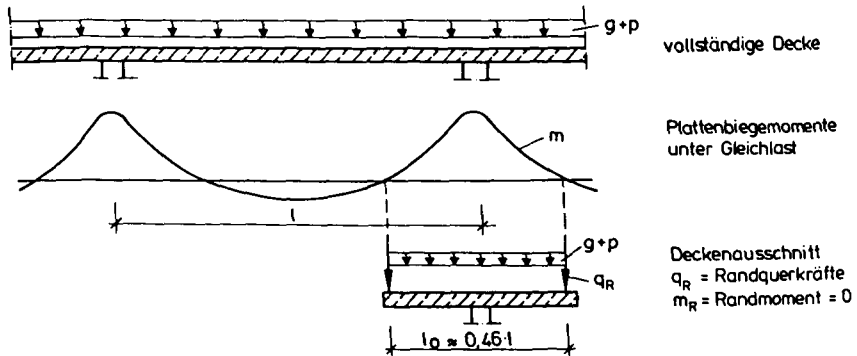
$\text{vorh} Q_y =$  (a) Nach derzeitiger DIN 4227:  
 $726 - 318 = 408 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$

- (b) Nach Änderungsvorschlag des Untersuchungsausschusses  
 „Durchstanzen“ im Normausschuß DIN 1045/DIN 4227 vom  
 09.04.1984 (Unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für die Last-  
 fälle  $g+p$  bzw.  $v$ ):  
 $(1,75 \cdot 726 - 1,00 \cdot 318) / 1,75 = 544 \text{ kN} > 300 \text{ kN}$

Die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen ist nach beiden in Frage kommenden Varianten der DIN-Vorschriften nicht gewährleistet. Das Durchstanzen ist demnach für die gewählte Flachdecke maßgebend. Die nach der Biegebemessung zulässige Last  $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$  wäre nach (a) auf  $3,5 \text{ kN/m}^2$  und nach (b) sogar auf  $1,7 \text{ kN/m}^2$  zu reduzieren! Durch Erhöhung der Biegezugbewehrung bis zum zulässigen Maximalwert von  $\mu_g = 1,5 \%$  lassen sich die zulässigen Lasten auf  $p = 4,4$  bzw.  $2,5 \text{ kN/m}^2$  steigern. Weitere Steigerungen sind nur durch die Erhöhung der Betongüte oder Vergrößerung der Plattendicke erreichbar.

#### Grundsätzliche Überlegungen zur Versuchskörperausbildung

Die Versuchskörper wurden als Flachdecken-Ausschnitte, maßstabsgerecht im Verhältnis 1:1,5 verkleinert, hergestellt. Die Deckenausschnitte ergaben sich durch Herausstrennen der Stützenbereiche annähernd entlang der die Stütze umlaufenden Momenten-nullpunktlinie (Bild A3.3).



**Bild A3.3** Bildung eines Deckenausschnittes

Die Ausbildung der Versuchskörper führt zu Unterschieden gegenüber einer praxisgerechten Ausführung einer Decke:

### 1. Zentrische Pressung:

Bild A3.4 verdeutlicht, daß die mittlere zentrische Pressung im Prüfkörper aufgrund der Spannungskonzentration über der Stütze wesentlich größer ist als die entsprechende Pressung der vollständigen Decke.

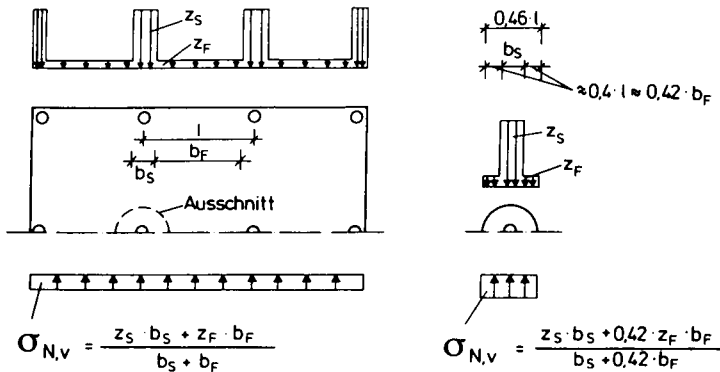


Bild 3.4 mittlere zentrische Pressung  $\sigma_{N,v}$

Die zentrische Pressung ist eine wesentliche Einflußgröße für die Durchstanzfähigkeit.

Die Spanngliederanordnung in den Versuchskörpern wurde deshalb so gewählt, damit die zentrische Pressung der Prototypdecke erhalten blieb. Dies verlangte eine gegenüber dem wirklichen Bauwerk auf 54 % verminderte Stützstreifenvorspannung. Die hierdurch verursachte Verminderung  $\Delta Q_v$  der nach unten gerichteten Umlenkkräfte  $Q_v$ , und damit auch der unmittelbar in die Stütze eingeleiteten Kräfte betrug bei den Versuchen nur ca. 10-20 % der Bruchlast. Diese Kräfte beeinflussen den Durchstanzvorgang nur unwesentlich. Sofern aus den Traglasten der Prüfkörper auf die entsprechenden Traglasten der Prototypdecke geschlossen werden soll, sind die im Versuch gemessenen Bruchlasten um den Anteil  $\Delta Q_v$  zu erhöhen.

## 2. Verankerung der Spannglieder

Vorspannung ohne Verbund bedeutet, daß sich die Spannglieder auf ihrer gesamten Länge zwischen den Verankerungen gegenüber dem umgebenden Beton frei bewegen können. Eine starre Verankerung an den Rändern des als Versuchskörper nachgebildeten Plattenausschnittes widerspricht diesem Prinzip.

Richtiger wäre eine Verankerung, die stets genau die Verschiebungen bewirkt, die sich unter der jeweiligen Last auch in der Prototyp-Flachdecke einstellen würden. Auf solche Verankerungskonstruktionen mußte verzichtet werden, da sie technisch kaum zu reali-

sieren sind. Die Spannglieder wurden daher an den Versuchskörperändern statt verankert. Diese Maßnahme ist zulässig, da die hierdurch verursachten Tragfähigkeitsänderungen gering sind und noch im Bereich der ohnehin unvermeidbaren Streuungen der Versuchsergebnisse liegen:

- Der Spannkraftzuwachs bis zum Bruch liegt bei Versuchen mit starrer Verankerung bei ca. 6 bis 15 %. Ausgehend von einer Anfangsspannung von  $\sigma_{z_0} < 0,8 \cdot \beta_t$  bleiben die Spannungen bis zum Bruch deutlich unter der Streckgrenze, so daß qualitative Sprünge im Spannstahlverhalten (Fließen, Bruch) ausgeschlossen werden können.
- Plattenkrümmungen im Stützenbereich einer Flachdecke setzen gleichstarke Gegenkrümmungen in den Feldbereichen voraus. Da die freie Dehnlänge der Spannglieder im Versuchskörper annähernd einer halben Deckenstützweite entspricht (s. Bild A3.3: Dehnlänge  $l_0 +$  Plattenüberstand  $\approx 0,50 \cdot l$ ), wird sich der mittlere Dehnungszuwachs, und damit der Spannkraftzuwachs im Versuchskörper in ähnlicher Größenordnung einstellen wie in der vollständigen Flachdecke. Eine Vergleichsrechnung nach DIN 4227, Teil 6, Abschnitt 14.2 stützt diese Vermutung. Nach dem dort angegebenen Ansatz darf beispielsweise im ungünstigsten Falle einer Flachdecke von vier Feldlängen noch von einem rechnerischen Spannungszuwachs von

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_n &= 2 \cdot \frac{h}{17} \cdot \frac{E}{4 \cdot l} \\ &= 2 \cdot \frac{0,19}{17} \cdot \frac{200000}{4 \cdot 7,20} = 155 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ausgegangen werden. Bei einer Ausgangsspannung von  $\sigma_{z_0} \approx 0,7 \cdot 1770 \approx 1240 \text{ N/mm}^2$  entspricht dies einem Spannkraftzuwachs von ca. 12 %. Die Zuwachsraten in den Versuchen von ca. 6 bis 15 % sind im allgemeinen niedriger und liegen somit gegenüber dem Ansatz nach DIN 4227 auf der sicheren Seite.

- Fehler im Spannkraftzuwachs verändern die Tragfähigkeit nur sehr geringfügig. So verfälscht beispielsweise ein hoch angesetzter Fehler von 20 % des Spannkraftzuwachses die Spannkraften beim Bruch nur um 1 bis 3 % und damit die Tragfähigkeit um ca. 0,3 bis 1%.

### 3. Randlast anstelle von Gleichlast

Aus versuchstechnischen Gründen (Kosten und Rißbeobachtungsmöglichkeiten) wurde auf die Einleitung einer Flächenlast  $g + p$  (s. Bild A3.3) verzichtet. Die entsprechenden Anteile an der Gesamtlast wurden der Randlast zugeschlagen. Da der Gleichlastanteil nur ca. 17 % der Gesamtlast ausmacht ( $17\% = \pi/4 \cdot (0,46 \cdot l)^2 / l^2$ ), konnte diese Maßnahme die Versuchsergebnisse nur um wenige Prozente verfälschen. Der Fehler liegt dabei auf der sicheren Seite, weil die Lastumordnung zu erhöhten Biege- und Schubbeanspruchungen im Umkreis um den Stützenanschluß und damit zu Tragfähigkeitsminderung führt.

### Versuchskörperausbildung

Der Versuchskörper des Grundversuchs V1 ist aus der Prototypflachdecke wie folgt nachgebildet:

- Maßstab:  $M = 1 : 1,5$
- Ausschnitt:  $l_o = 0,46 \cdot l$
- Vorspannung: Stützenstreifenvorspannung in dem Maße vermindert, daß  $\sigma_{N,v} = 1,77 \text{ N/mm}^2$  eingehalten bleibt.

Damit ergeben sich folgende Grundwerte für V1:

#### 1. Betonabmessungen (Betongüte B 35):

- Durchmesser der die Plattenquerkräfte simulierenden Randlasten:  
 $l_o = 0,46 \cdot 7,20/1,5 = 2,20 \text{ m}$
- Plattendurchmesser:  $l_o = 2,20 + 2 \times 0,10 = 2,40 \text{ m}$
- Plattendicke:  $d = 0,225/1,5 = 0,15 \text{ m}$
- Stützendurchmesser:  $d_{st} = 0,30/1,5 = 0,20 \text{ m}$

#### 2. Betonstahl an der Plattenoberseite (Bst 420/S):

- Nutzhöhe:  $h_m = 0,19/1,5 = 0,128 \text{ m}$   
 $h_x = 0,122 \text{ m}, h_y = 0,134 \text{ m}$
- Bewehrungsgrade:  $\mu_{sm} = 0,615 \%$   
 $\mu_{sx} = 0,67 \%, \mu_{sy} = 0,56 \%$   
 $\mu_{sx}, \mu_{sy}$  aus Bedingung, daß  
 $a_{sx} \cdot h_x \approx a_{sy} \cdot h_y$  ist)

## 3. Vorspannung (St 1570/1770):

- Spannglieder (Prototyp: Litzen  $\phi 0,6''$ ,  $A_z = 140 \text{ mm}^2$ ):

$$\text{angestrebt: } \phi 0,6''/1,5 = \phi 0,4''$$

$$\text{gewählt: } \phi 3/8'' = \phi 0,375''$$

$$A_r = 52 \text{ mm}^2 \text{ (Nennquerschnitt)}$$

$$\text{zul } F_z = 64,4 \text{ kN } (\sigma_z = 0,7 \cdot \beta_z)$$

- zentrische Pressung (Zielwert):  $\sigma_{b,N} = 1,77 \text{ N/mm}^2$

- Gesamtspannkraft:  $1,77 \cdot 0,15 \cdot 2,40 \cdot 1000 = 637 \text{ kN}$

$$\text{gewählt: } 10 \text{ Spannglieder mit je } F_z = 63,7 \text{ kN}$$

- Feldstreifenanteil:

$$\text{Spannkraft: } Z_F = 206/1,5 = 137 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spanngliedabstand: } s_z = 63,7/137 = 0,46 \text{ m}$$

$$\text{gewählt: je Plattenseite } 2 \text{ Spannglieder}$$

- Stützstreifenanteil:

$$\text{Stützstreifenbreite: } b_S = 0,50/1,5 = 0,33 \text{ m}$$

$$\text{Spannkraft (Soll nach Prototyp): } Z_S = 1483/1,5^2 = 659 \text{ kN}$$

$$\text{Spannkraft (Soll für } \sigma_{b,N} = 1,77): Z_S = 637 \cdot 137 \cdot (2,40 - 0,33) = 353 \text{ kN}$$

$$\text{(Spannkraftverminderung auf } 353/659 = 54 \%)$$

$$\text{gewählt: über der Stütze } 6 \text{ Spannglieder}$$

Die Änderungen der Versuchskörper V2 bis V8 gegenüber dem hier beschriebenen Grundversuch sind u.a. in Tabelle A3.1 angegeben.

#### Versuchskörperherstellung

Die Versuchskörper wurden um  $180^\circ$  gedreht mit der späteren Deckenoberseite nach unten hergestellt.

Die Stütze wurde am folgenden Tag nach Erhärten des Versuchskörperbetons eingeschalt und betoniert, wobei Beton von hoher Festigkeit (ca.  $50 \text{ N/mm}^2$ ) verwendet wurde, um ein Versagen der Stütze mit Sicherheit auszuschließen.

### Vorspannen

Alle Versuchskörper außer V4 wurden erst nach dem Einbau in die Prüf- und Meßeinrichtungen vorgespannt. Dadurch war es möglich, alle Dehnungs- und Formänderungsmessungen bereits vom Beginn des Vorspannens an kontinuierlich durchzuführen und dabei alle Meßergebnisse auf den Zustand vor dem Vorspannen zu beziehen.

Der Versuchskörper V4 erhielt, da er ohne jede Betonstahlbewehrung hergestellt war, frühzeitig eine Schwind- und Transportvorspannung von ca. 25 % der vorgesehenen Vorspannung. Nach dem Einbau in die Versuchseinrichtung mußte wegen der Gefahr von Ribbildungen an der Plattenunterseite erst eine Teilbelastung von 50 kN ( $\approx 10\%$  der späteren Bruchlast) aufgebracht werden, ehe voll vorgespannt werden konnte.

Die Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden sind nur näherungsweise vorherberechenbar. Die Zielwerte der Spanngliederkräfte  $F_z$  sind nicht immer exakt erreichbar. Die tatsächlich erzielten Werte sind in der Tabelle A3.2 als Mittelwert  $F_{zm}$  der bei Versuchsbeginn abgelesenen Kräfte der vier mit Meßdosen vorgesehenen Spannglieder angegeben. In der Tabelle sind auch die zentrische Pressung

$$\begin{aligned}\sigma_{N,v} &= n \cdot F_{zm} / d \cdot l_o \\ &= 10 \cdot F_{zm} / 0,15 \cdot 2,40 = 27,7 \cdot F_{zm} \\ &(\sigma_{N,v} \text{ in } N/mm^2 = MN/m^2, F_{zm} \text{ in } MN)\end{aligned}$$

und die an der Durchstanzkegeloberfläche wirksamen Querkräfte aus Vorspannung

$$\begin{aligned}Q_v &= 4 \cdot n_s \cdot F_{zm} \cdot \tan \gamma_{zm} \\ &= 4 \cdot 6 \cdot F_{zm} \cdot (-0,80 \cdot 0,067) = 1,29 \cdot F_{zm}\end{aligned}$$

angegeben.

### Belastungseinrichtung

Das Bild A3.1 läßt den Versuchsaufbau erkennen. Wie aus Bild A3.3 ersichtlich, war der Versuchskörper folgenden Kräfteinwirkungen auszusetzen:

1. Flächenlasten  $g + p$ :

$$G + P = (g + p) \cdot (0,46 \cdot l)^2 \cdot \eta/4 = (g + p) \cdot 0,17 \cdot l^2$$

2. Randquerkräfte  $q_R$ :

$$q_R = (g + p) \cdot (l - 0,17) \cdot l^2 = (g + p) \cdot 0,83 \cdot l^2$$

### 3. Stützenkraft $N_{st}$ als Reaktion auf (1) und (2).

Im Versuch wurden Aktion und Reaktion vertauscht. Die Stützenkraft  $N_{st}$  wurde als Kraft  $F$  durch eine 1000 kN-Pressen vorgegeben. Der Plattenrand war an 16 Punkten gegen einen starren, am Hallenboden verankerten Ringträger abgespannt, so daß die Stützenkraft eine annähernd linienförmige Randlast als Reaktion hervorrief.

Die 16 Abspannungen wurden am starren Träger federnd gelagert. Dies gewährleistete zum einen für den Versuchsbeginn eine gleichmäßige Kraftschlüssigkeit der Abspannungen, zum anderen erlaubte es, daß sich sowohl die Kräfte als auch die Verformungen am Rand in gewissen Grenzen frei einstellen konnten. Die Federsteifigkeiten wurden mit  $c \approx 6$  kN/mm (im Versuch V7 z.T. auch  $c \approx 3$  kN/mm.) so gewählt, daß sinusförmig umlaufende Randverformungen annähernd Reaktionen der Größe hervorriefen, wie sie die im Versuch fehlende umgebende Restfläche der vollständigen Prototyp-Flachdecke hervorgerufen hätte.

#### A 3.3 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in [K4] enthalten. In dieser Arbeit sind nur die Tabelle A3.2 mit den wichtigsten Versuchsergebnissen und die Ribbildungen der Versuchskörper auf den Bildern A3.5 bis A3.10 als Vergleich zu den eigenen Versuchen als Auszug dargestellt.

In Bild A3.11 ist das vermutete Ribbild des Versuchs V4 kurz vor dem Bruch dargestellt. Es wurde angenommen, daß sich die innere schräge Ribbildung bereits eingestellt hatte, ohne daß sich der Durchstanzkegel bereits voll ausbilden konnte. Es trat Versagen durch Herausschieben des Plattenstückes über dem Lasteinleitungstumpf ein.

Versuch V4 ist für die eigenen Versuche als „Grundversuch“ anzusehen, da er ohne zusätzliche schlaife Bewehrung vorgespannt war.



Serie	I					II		
	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5	V 6	V 7	V 8
<b>Beton (28 Tage):</b>								
Druckfestigkeit (150 x 150 x 150)	43	44	45	42	45	41	40	43
Druckfestigkeit ( $\emptyset$ 150, $\lambda$ = 300)	35	39	39	36	38	35	35	37
Spaltzugfestigkeit ( $\emptyset$ 150, $\lambda$ = 300)	3,08	2,83	2,82	2,92	3,03	2,75	3,16	2,69
Biegezugfestigkeit (150 x 150 x 700)	3,27	3,55	3,13	3,14	3,34	3,12	3,06	3,35
E-Modul bei $1/3 \sigma_{\text{Bruch}}$ ( $\emptyset$ 150, $\lambda$ = 350)	22.800	24.600	23.900	23.000	23.700	23.400	23.500	23.300
<b>Beton (Versuch)</b>								
Alter in Tagen	26	27	24	30	28	22	28	38
Druckfestigkeit (150 x 150 x 150)	42	45	45	43	46	38	39	44
<b>Vorspannung</b>								
mittl. Spannglied- kraft $F_{zm}$ [kN]	61,4	59,7	111,2	110,6	-	63,9	63,9	63,9
Vertikal komponente $Q_{bv}$ [kN]	79,0	76,8	143,0	442,3	-	0,0	82,2	82,2
mittlere Pressung $\sigma_{bv,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1,70	1,66	3,09	3,07	-	1,77	1,77	1,77
<b>Bewehrung</b>								
mittl. Bewehrungsgrad $\mu_{sm}$ [%]	0,62	0,90	0,62	-	0,90	0,62	0,62	0,62
<b>RiB- u. Bruchlast</b>								
$F_{RiB}$ [kN]	140	150	225	225	65	105	165	120
$F_u$ [kN]	450	525	570	480	350	375	475	518
$F_{RiB}/F_u$ [-]	0,31	0,29	0,39	0,47	0,19	0,28	0,35	0,23

Tabelle A3.2 Versuchsergebnisse

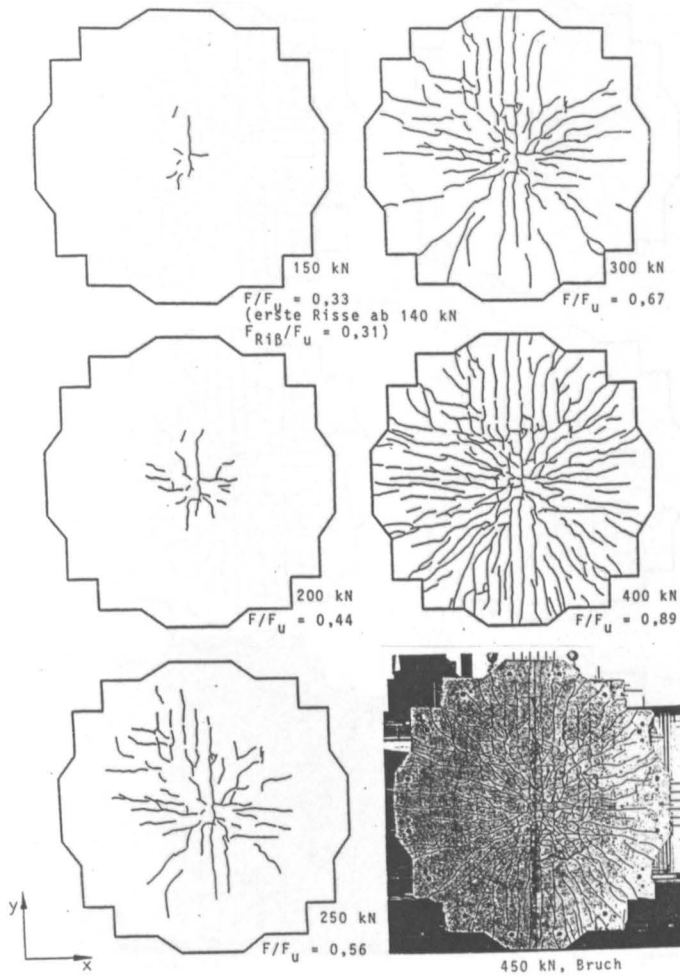
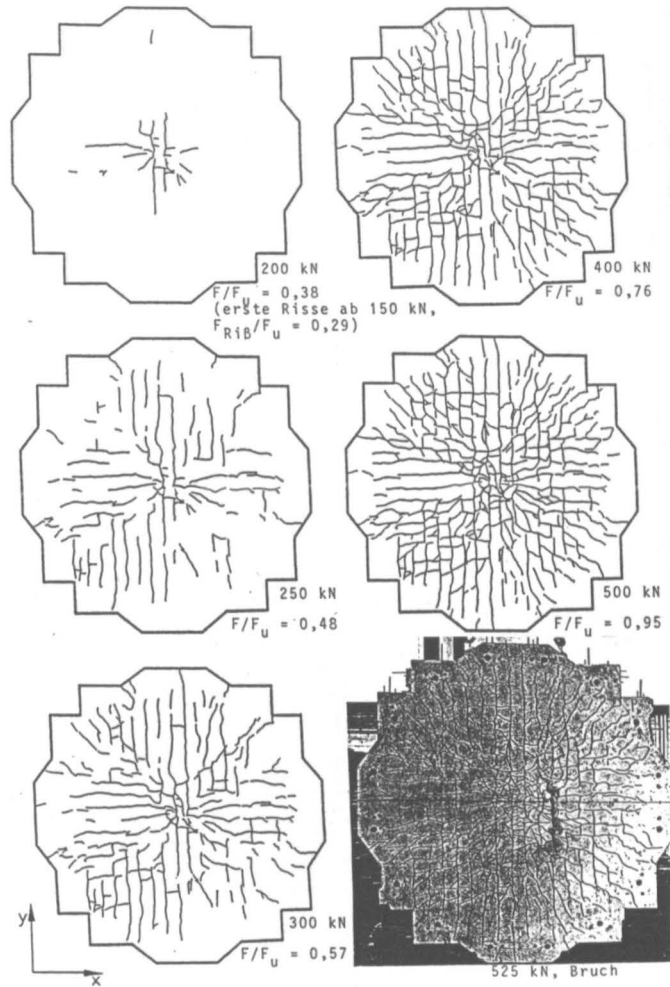


Bild A3.5 Rißbilder VI (Grundversuch)

Bild A3.6 Rißbilder V2 ( $\mu_s$  erhöht)

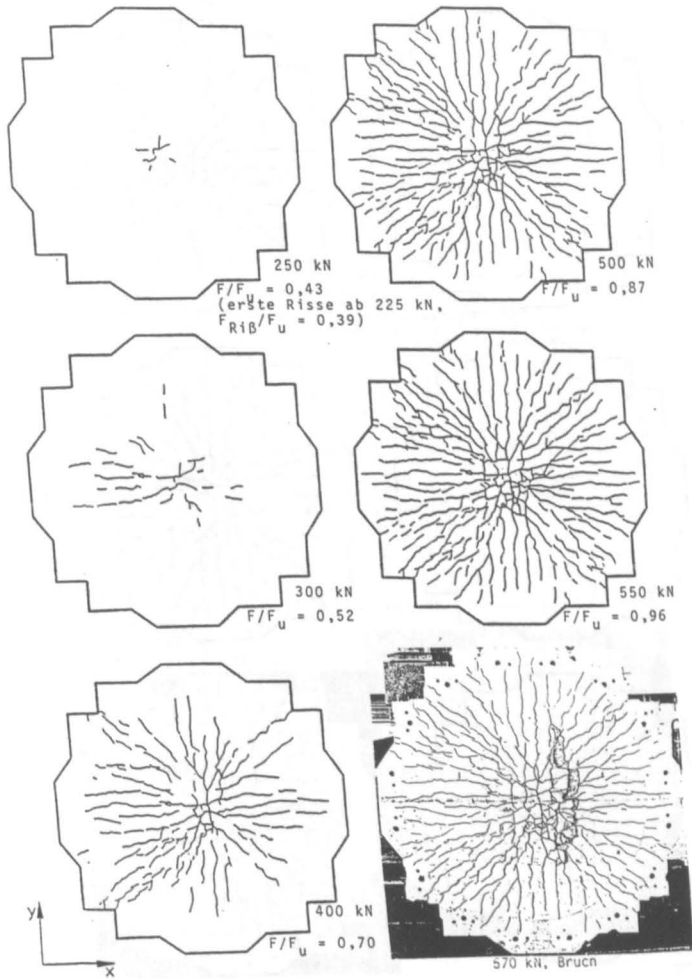


Bild A3.7 Rißbilder V3 ( $\mu_z$  erhöht)

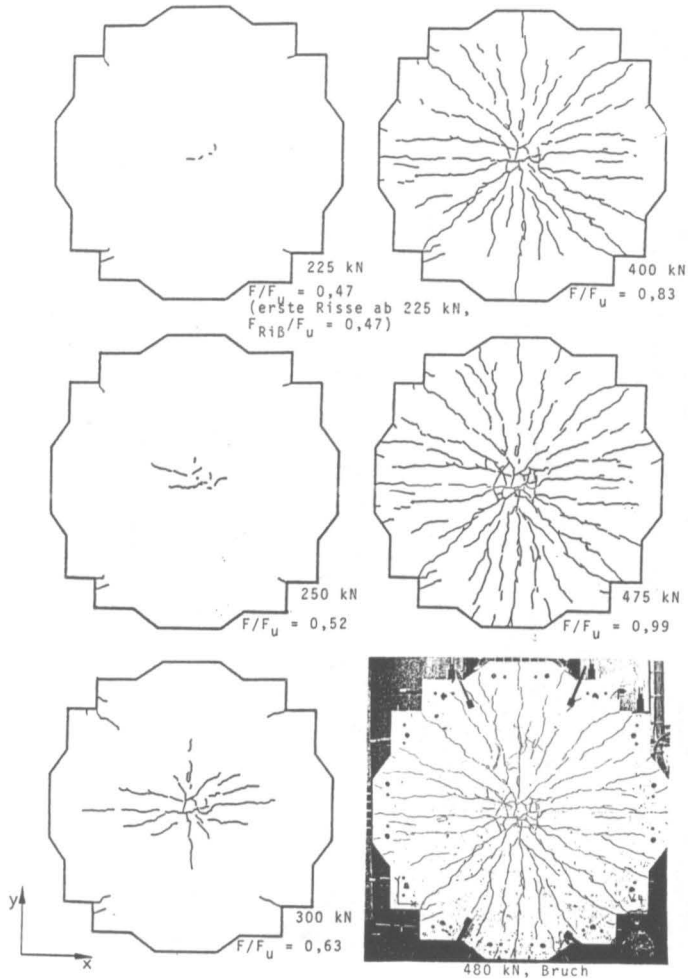


Bild A3.8 Rißbilder V4 ( $\mu_s = 0$ ,  $\mu_z$  erhöht)

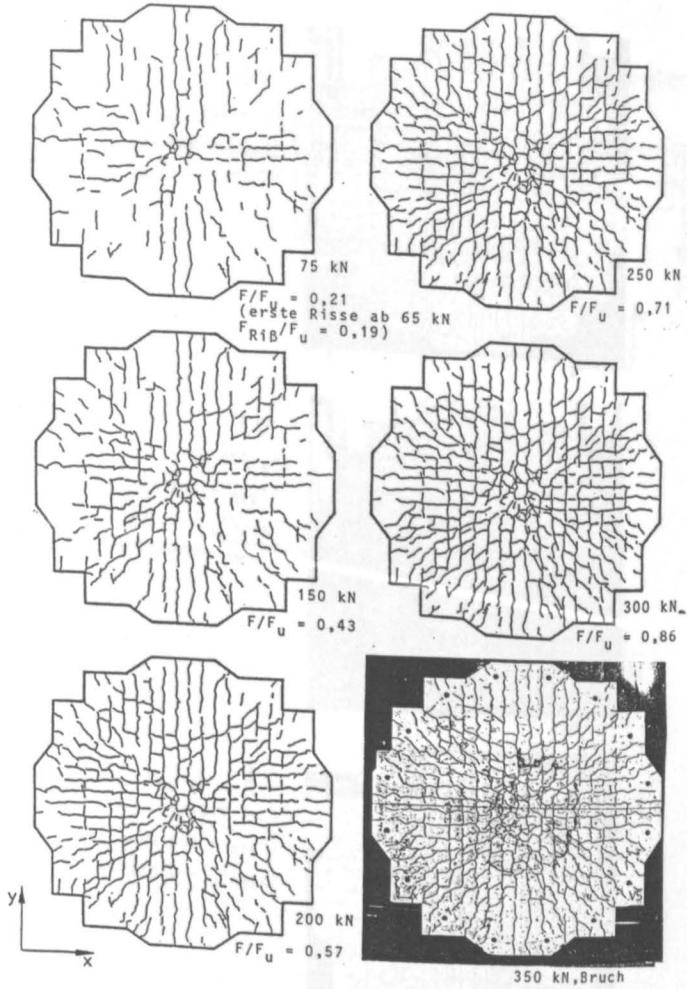
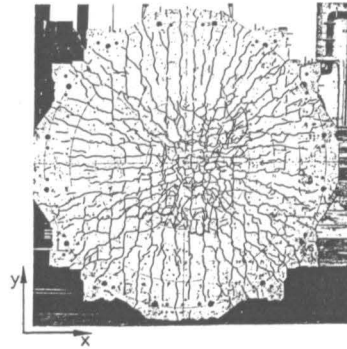
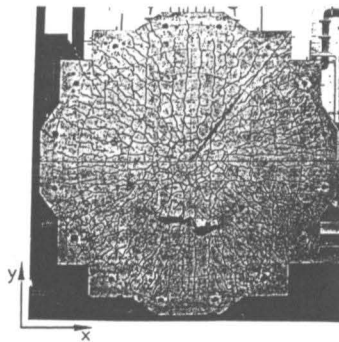


Bild A3.9 Rißbilder V5 ( $\mu_z$  erhöht,  $\mu_z = 0$ )



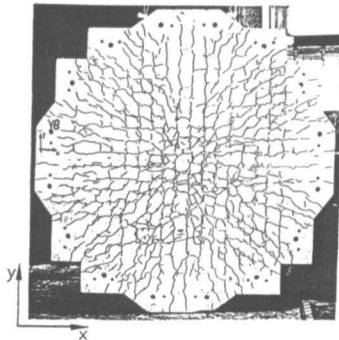
V6

$$F_u = 375 \text{ kN}$$
$$(F_{R1B} = 105 \text{ kN})$$
$$F_{R1B}/F_u = 0,28)$$



V7

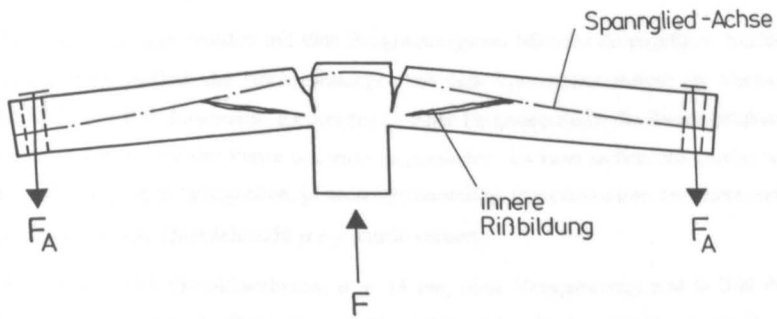
$$F_u = 475 \text{ kN}$$
$$(F_{R1B} = 165 \text{ kN})$$
$$F_{R1B}/F_u = 0,35)$$



V8

$$F_u = 518 \text{ kN}$$
$$(F_{R1B} = 120 \text{ kN})$$
$$F_{R1B}/F_u = 0,23)$$

Bild A3.10 Rißbilder V6 bis V8



**Bild A3.11** Vermutetes Rißbild im Versuch V4 kurz vor dem Bruch



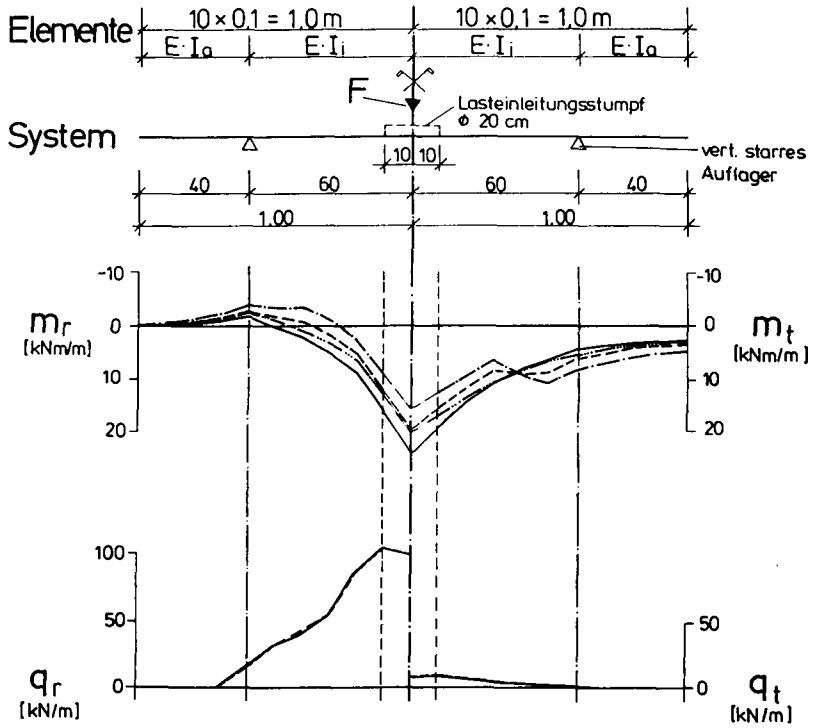
## Anhang 4 Berechnung mit FEM-Programmen

Anhang 4 ergänzt Kap. 5.2.

FEM-Berechnungen wurden mit dem Programmsystem MicroFe durchgeführt. Nachfolgend sind beispielhaft die Nachrechnungen mit dem Systemabmessungen der Versuche II/1, II/6 und II/7 dargestellt. Es werden in einer Parameterstudie die Biegesteifigkeiten der Schalenelemente der Platte sukzessiv abgemindert. Es kann rechnerisch gezeigt werden, daß sich die Schnittgrößen, je nach Systemsteifigkeitsverhältnissen der Platte, umlagern können. Die Querdehnzahl  $\mu$  [-] wurde variiert.

Für Versuch II/1 (Stahlfaserbeton,  $d = 15$  cm, ohne Vorspannung) sind in Bild A4.1 Momenten- und Querkraftverteilung in Plattenlängsachse für  $F = 100$  kN dargestellt.

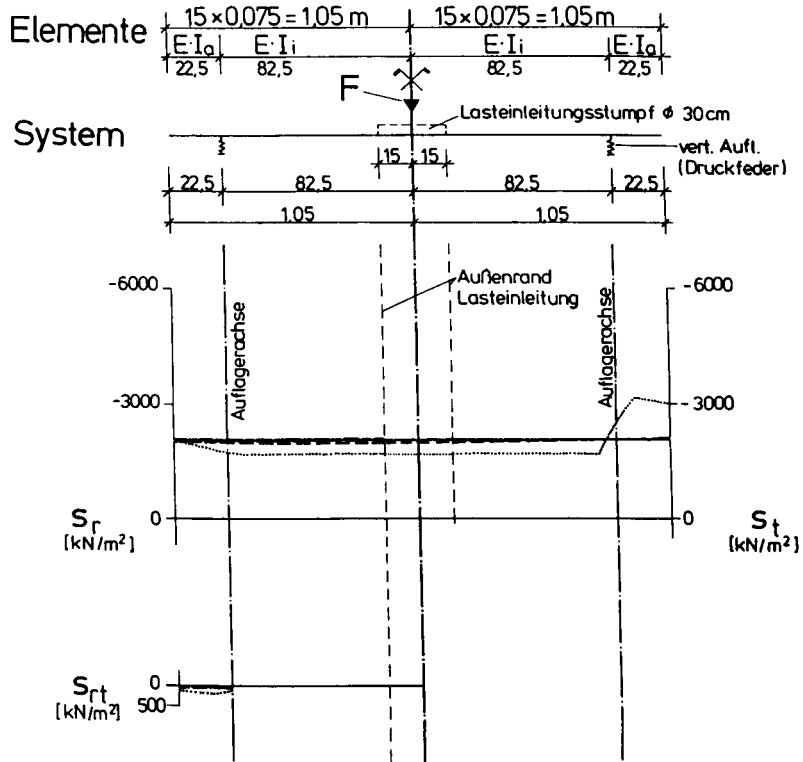
Die Berechnungsergebnisse der Versuche II/6 und II/7 ( $d = 22,5$  cm;  $\sigma_{N,v} = -2,00$  N/mm<sup>2</sup>) sind in den Bildern A4.2 bis A4.17 enthalten. In Bild A4.17 ist zur Übersicht die Belastungs-Durchbiegungs-Beziehung bei Variation der Steifigkeitsverhältnisse in der Platte dargestellt. Die Berechnungen wurden für die Laststufen  $F = 150$  kN, 375 kN, 460 kN, 600 kN und 800 kN durchgeführt. Für die Laststufe  $F = 600$  kN und den tatsächlichen Lagerungsbedingungen (steife Druckfeder) sind für den Fall mit unterschiedlichen Stützweiten in den Hauptachsen und den Diagonalen die zugehörigen Schnittkraftverteilungen und Durchbiegungen der Platten in den Bildern A4.8 bis A4.16 angegeben. Die Bilder A4.2 bis A4.7 enthalten Vergleichsergebnisse der Berechnungen bei Anordnung der Lager entlang eines Kreises mit konstantem Abstand aus der Plattenmitte.



$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a}$	$(\alpha \cdot E \cdot I_0)$
$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2}$	—————
$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2}$	- - - - -
$\frac{0,15 / 0,15}{0 / 0}$	- · - · -
$\frac{0,15 / 0,5}{0 / 0}$	—————

**Bild A4.1** Momenten- und Querkraftverteilung, Belastung  $F= 100$  kN (Versuch II/1)





$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad [\alpha \cdot E \cdot I_0]$$

$$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2} \quad \text{—————}$$

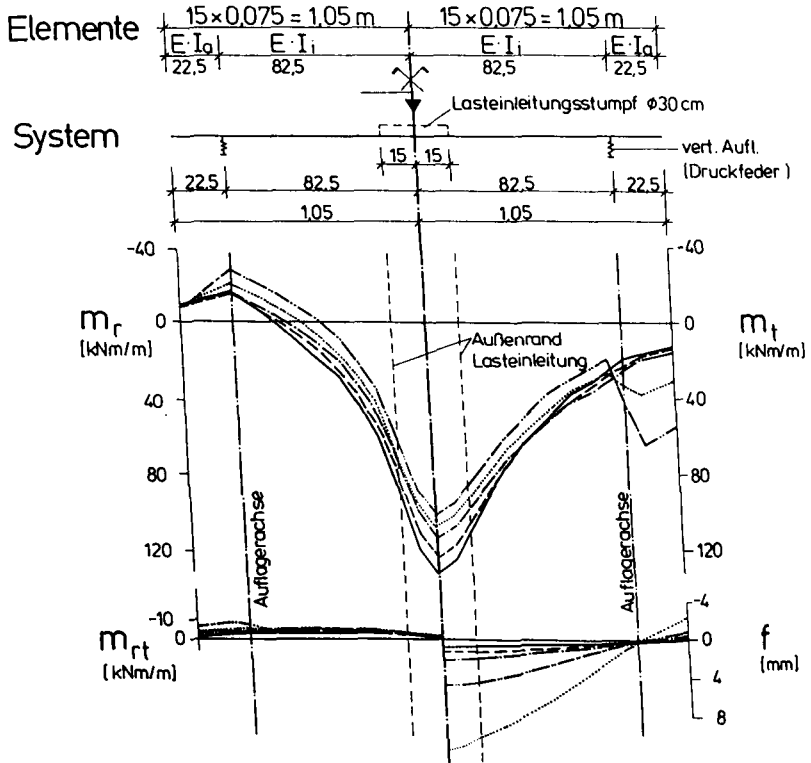
$$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0,15 / 0,15}{0 / 0} \quad \text{- \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot}$$

$$\frac{0,1 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{—————}$$

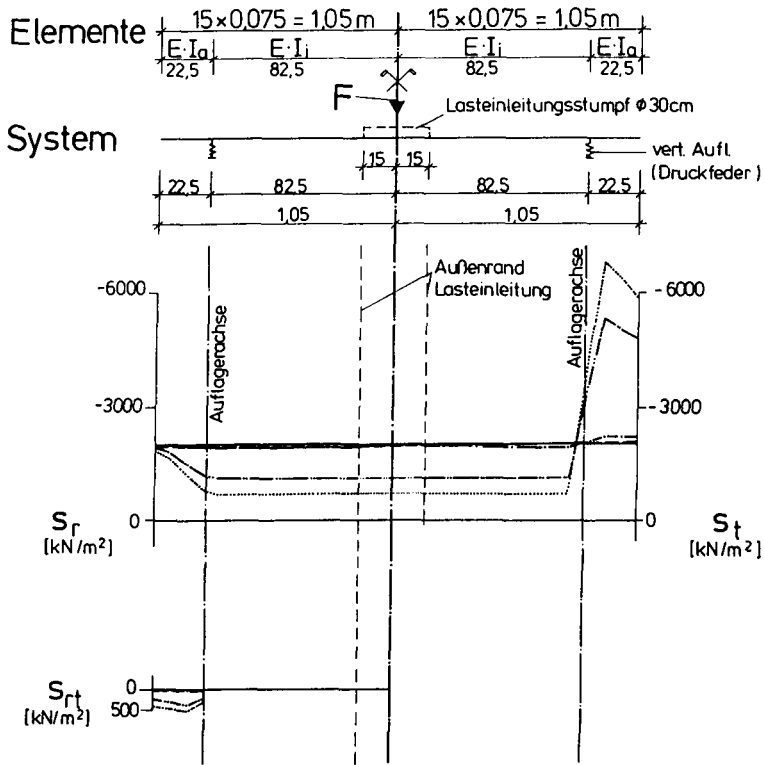
$$\frac{0,05 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{\cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot}$$

Bild A4.3 Scheibenspannungen,  $F = 600 \text{ kN}$ , x-Achse und Diagonale, (Versuch II/6 und II/7)



$\frac{\alpha_i / \alpha_0}{\mu_i / \mu_0} \quad (\alpha \cdot E \cdot I_0)$	
$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2}$	—————
$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2}$	- - - - -
$\frac{0,3 / 0,3}{0 / 0,2}$	- · - · -
$\frac{0,1 / 0,5}{0 / 0,2}$	— · — · —
$\frac{0,05 / 0,5}{0 / 0,2}$	·····

Bild A4.4 Momente und Durchbiegung,  $F = 600 \text{ kN}$ , x-Achse und Diagonale, (Versuch II/6 und II/7)



$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad (\alpha \cdot E \cdot I_0)$$

$$\frac{1.0 / 1.0}{0.2 / 0.2} \quad \text{—————}$$

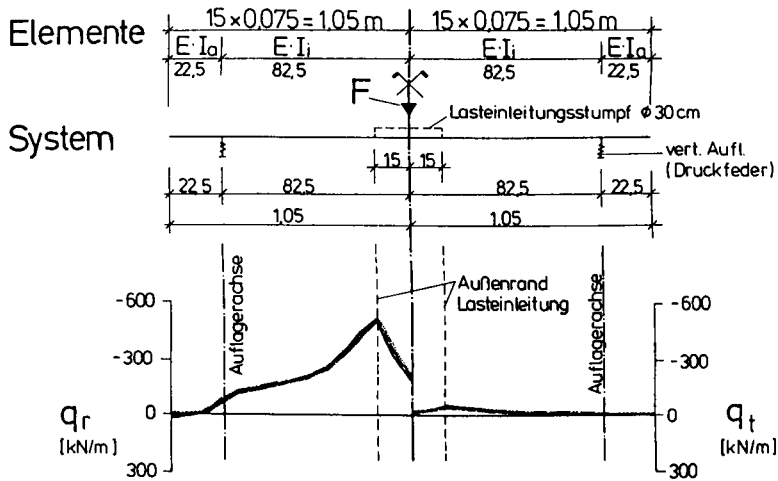
$$\frac{0.5 / 0.5}{0.1 / 0.2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0.3 / 0.3}{0 / 0.2} \quad \text{- · - · - ·}$$

$$\frac{0.1 / 0.5}{0 / 0.2} \quad \text{· · · · ·}$$

$$\frac{0.05 / 0.5}{0 / 0.2} \quad \text{·····}$$

Bild A4.5 Scheibenspannungen,  $F = 600 \text{ kN}$ ,  $x$ -Achse u. Diagonale (Versuch II/6 und II/7)



$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad (\alpha \cdot E \cdot I_0)$$

$$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2} \quad \text{—————}$$

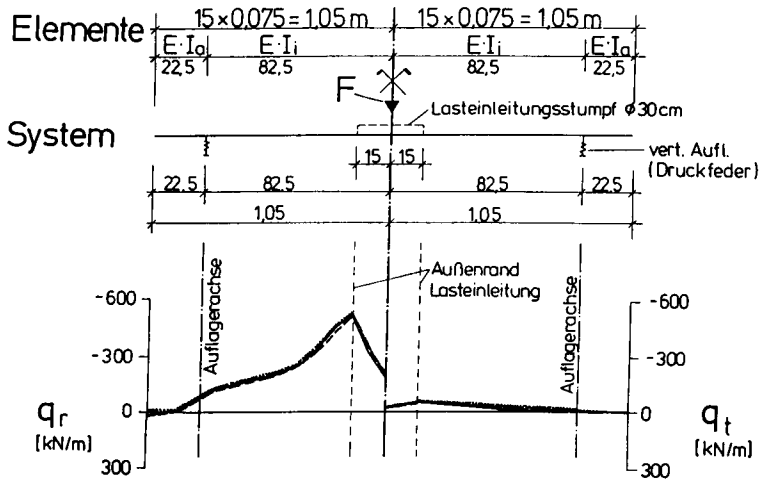
$$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0,15 / 0,15}{0 / 0} \quad \text{— · · · —}$$

$$\frac{0,1 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{— · · · —}$$

$$\frac{0,05 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{········}$$

Bild A4.6 Querkräfte,  $F = 600$  kN,  $x$ -Achse u. Diagonale (Versuch II/6 und II/7)



$$\frac{\alpha_i / \alpha_0}{\mu_i / \mu_0} \quad (\alpha \cdot E \cdot I_0)$$

$$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2} \quad \text{—————}$$

$$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0,3 / 0,3}{0 / 0,2} \quad \text{— · — · — ·}$$

$$\frac{0,1 / 0,5}{0 / 0,2} \quad \text{— · · · — ·}$$

$$\frac{0,05 / 0,5}{0 / 0,2} \quad \text{········}$$

Bild A4.7 Querkräfte, F = 600 kN, x-Achse u. Diagonale (Versuch II/6 und II/7)



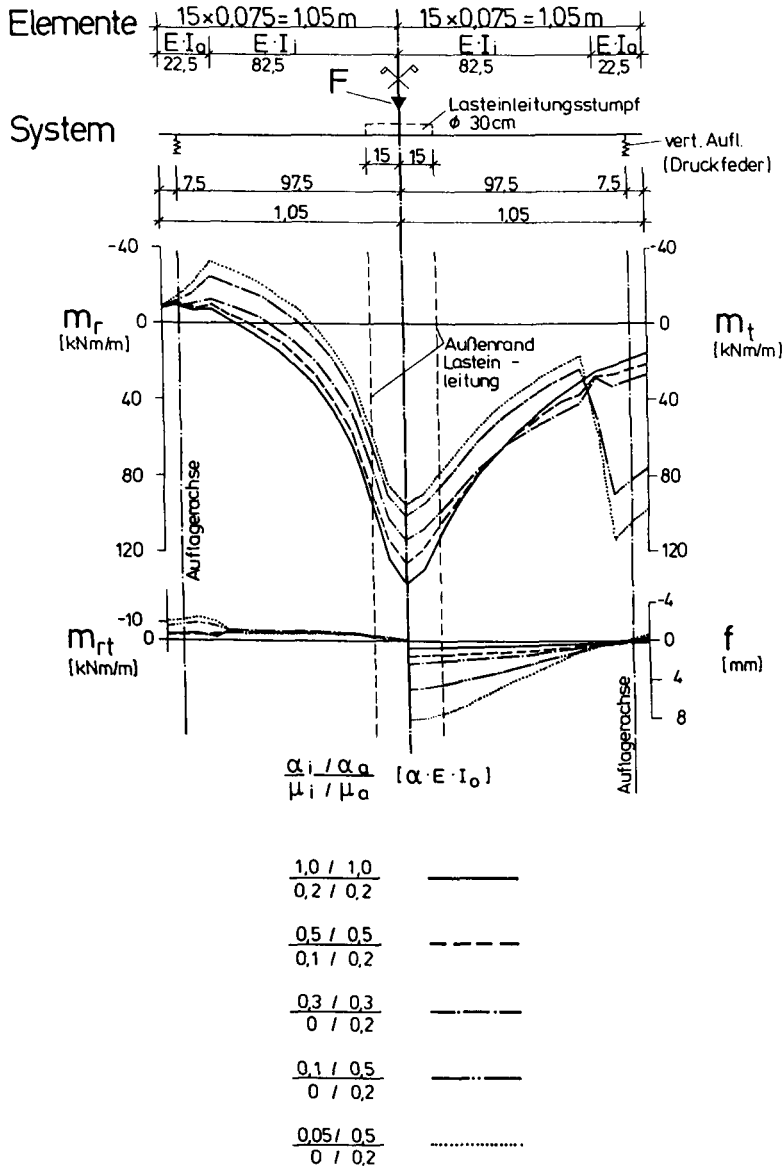


Bild A4.8 Momente und Durchbiegungen,  $F = 600\text{ kN}$ , Diagonale (Versuch II/6 und II/7)

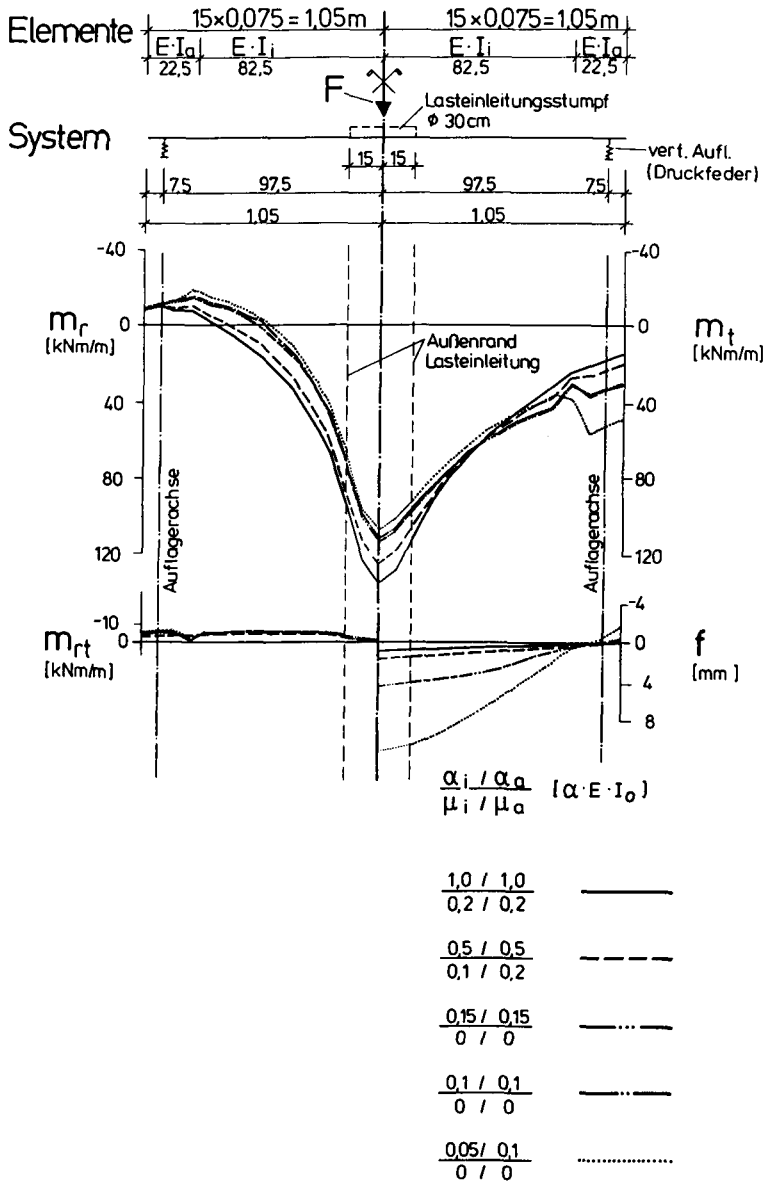


Bild A4.9 Momente und Durchbiegungen,  $F = 600 \text{ kN}$ , Diagonale (Versuch II/6 und II/7)

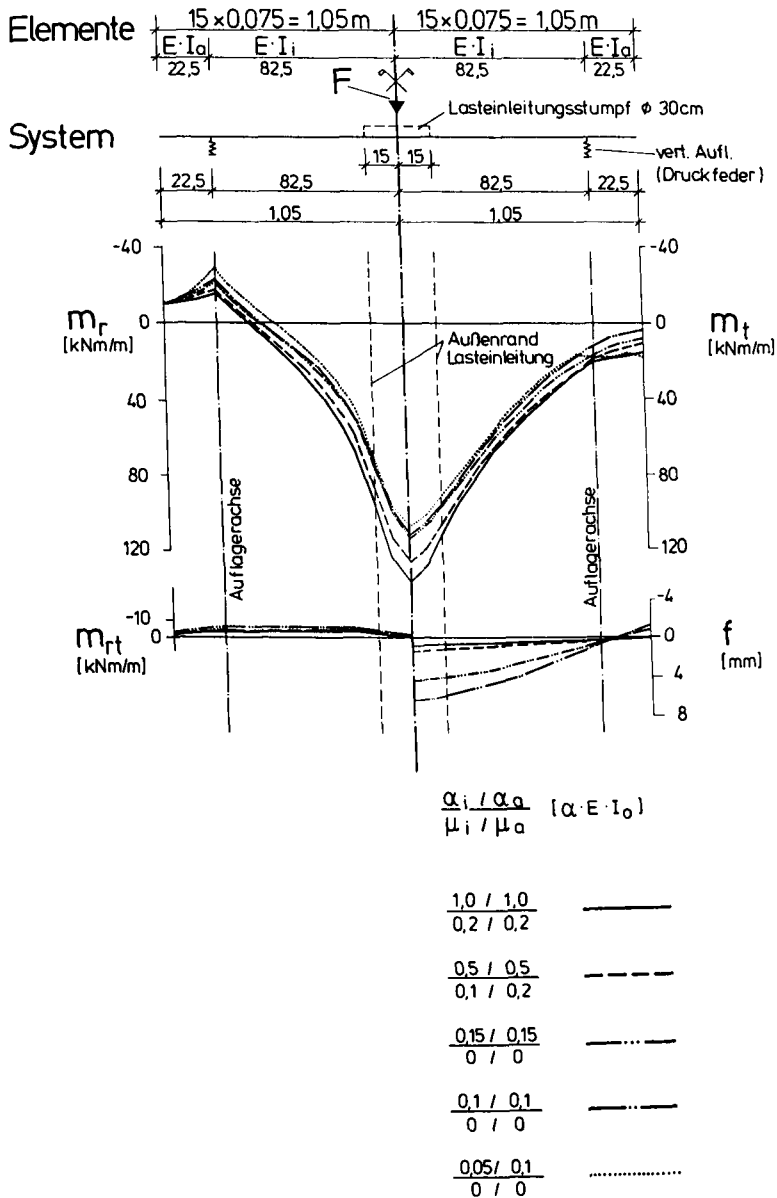


Bild A4.10 Momente und Durchbiegung,  $F = 600\text{ kN}$ ,  $x$ -Achse (Versuch II/6 und II/7)

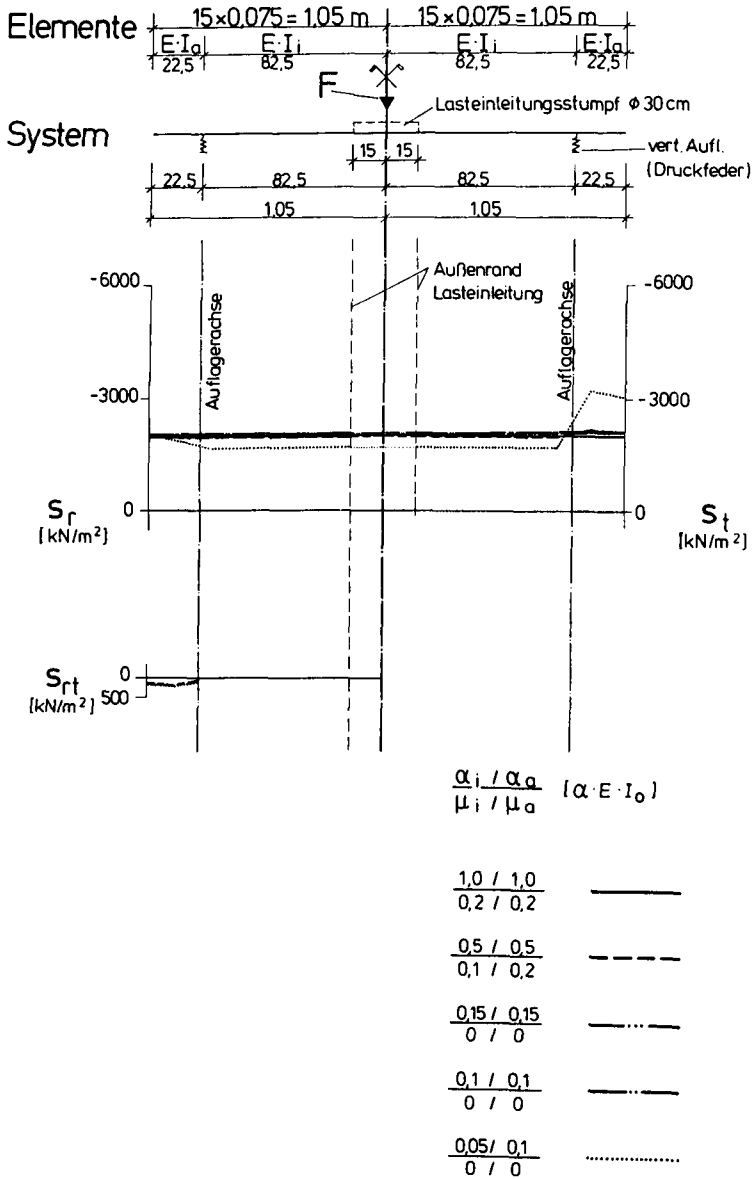
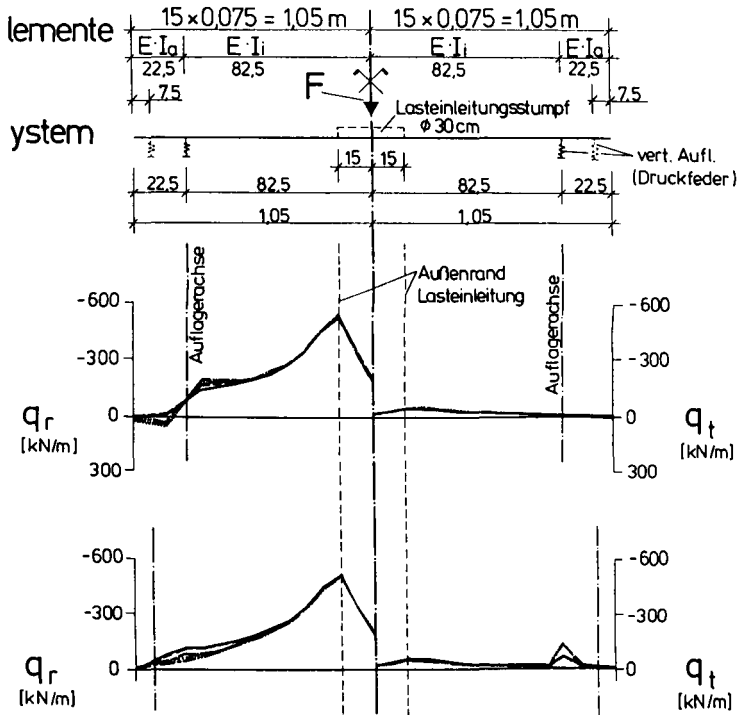


Bild A4.11 Scheibenspannungen,  $F = 600 \text{ kN}$ ,  $x$ -Achse (Versuch II/6 und II/7)



$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad (\alpha: E \cdot I_0)$$

$$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2} \quad \text{—————}$$

$$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0,15 / 0,15}{0 / 0} \quad \text{— · · · —}$$

$$\frac{0,1 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{— · · · —}$$

$$\frac{0,05 / 0,1}{0 / 0} \quad \text{········}$$

1 A4.12 Querkräfte,  $F = 600 \text{ kN}$ , x-Achse und Diagonale (Versuch II/6 und II/7)

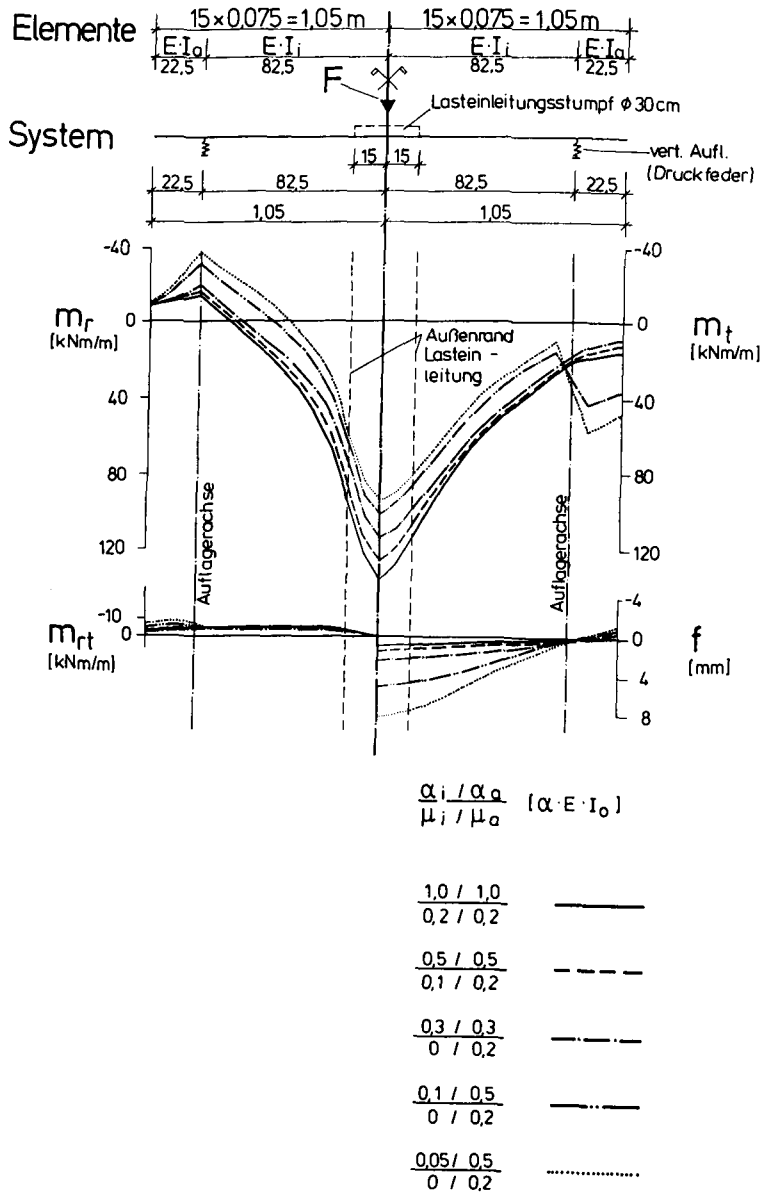
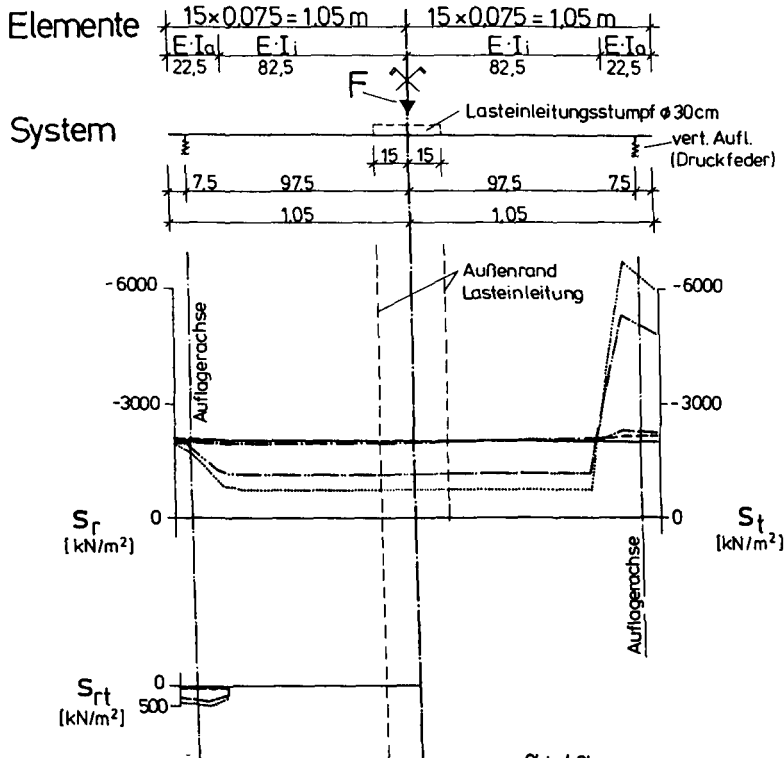


Bild A4.13 Momente und Durchbiegung,  $F = 600 \text{ kN}$ ,  $x$ -Achse (Versuch II/6 und II/7)



$S_r$   
[kN/m<sup>2</sup>]

$S_t$   
[kN/m<sup>2</sup>]

$S_{rt}$   
[kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad (\alpha \cdot E \cdot I_0)$$

$$\frac{1.0 / 1.0}{0.2 / 0.2} \quad \text{—————}$$

$$\frac{0.5 / 0.5}{0.1 / 0.2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0.3 / 0.3}{0 / 0.2} \quad \text{- · - · - ·}$$

$$\frac{0.1 / 0.5}{0 / 0.2} \quad \text{· - - - ·}$$

$$\frac{0.05 / 0.5}{0 / 0.2} \quad \text{·····}$$

Bild A4.14 Scheibenspannungen,  $F = 600 \text{ kN}$ , Diagonale (Versuch II/6 und II/7)

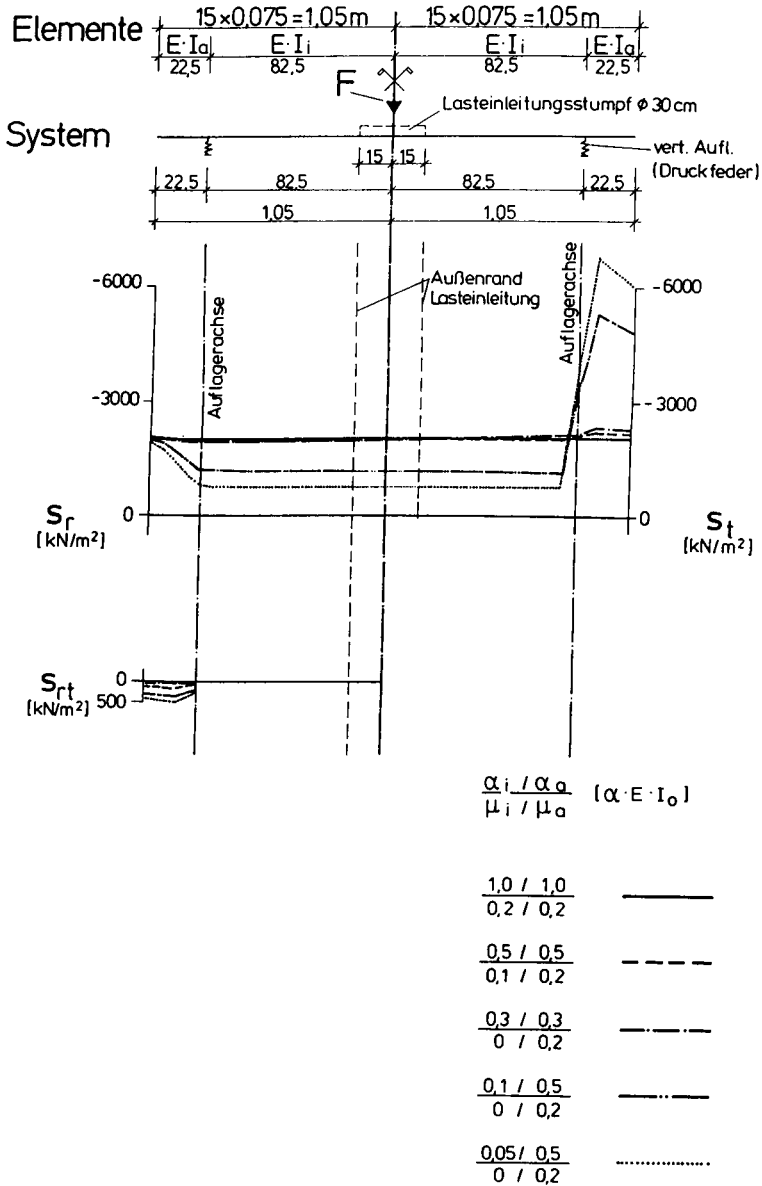
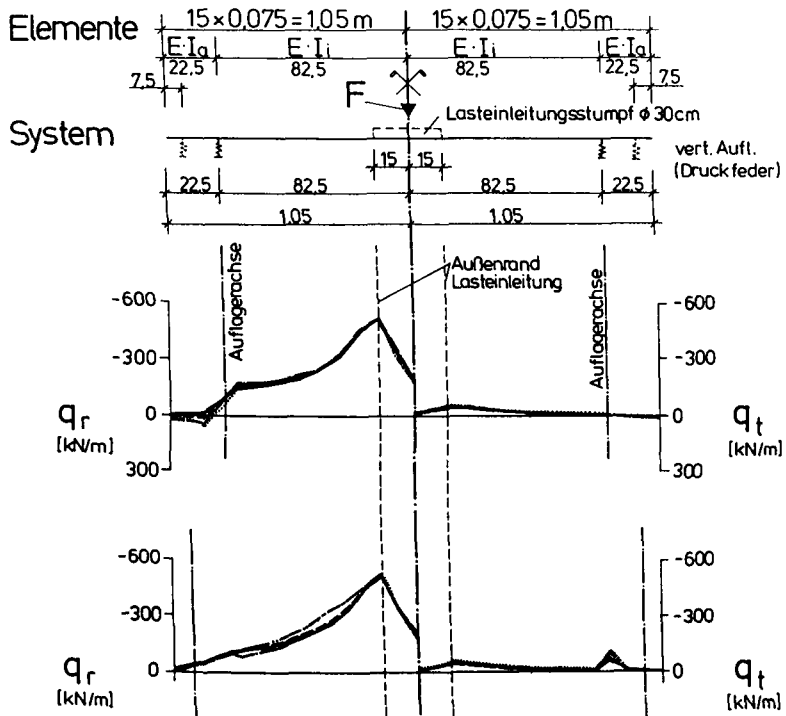


Bild A4.15 Scheibenspannung,  $F = 600$  kN, x-Achse (Versuch II/6 und II/7)





$$\frac{\alpha_i / \alpha_a}{\mu_i / \mu_a} \quad [\alpha \cdot E \cdot I_0]$$

$$\frac{1,0 / 1,0}{0,2 / 0,2} \quad \text{—————}$$

$$\frac{0,5 / 0,5}{0,1 / 0,2} \quad \text{- - - - -}$$

$$\frac{0,3 / 0,3}{0 / 0,2} \quad \text{- · - · -}$$

$$\frac{0,1 / 0,5}{0 / 0,2} \quad \text{— · — · —}$$

$$\frac{0,05 / 0,5}{0 / 0,2} \quad \text{·····}$$

Bild A4.16 Querkräfte,  $F = 600 \text{ kN}$ , x-Achse und Diagonale (Versuch II/6 und II/7)



## VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der Technischen  
Universität Braunschweig / Bibliothek  
Beethovenstraße 52  
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54  
Fax (05 31) 3 91-45 73  
E-Mail [dienelt@ws60.ibmb.bau.tu-bs.de](mailto:dienelt@ws60.ibmb.bau.tu-bs.de)

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:  
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und  
DM 55,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,  
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis ölgiger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

**Heft 6:**

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

**Heft 7:**

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

**Heft 8:**

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

**Heft 9:**

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

**Heft 10:**

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

**Heft 11:**

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

**Heft 12:**

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

**Heft 13:**

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

**Heft 14:**

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

**Heft 15:**

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

**Heft 16:**

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

**Heft 17:**

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

**Heft 17:**

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

**Heft 18:**

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

**Heft 19:**

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

**Heft 20:**

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

**Heft 22:**

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

**Heft 23:**

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

**Heft 24:**

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

**Heft 25:**

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

**Heft 26:**

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

**Heft 27:**

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

**Heft 28:**

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

**Heft 29:**

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

**Heft 30:**

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

**Heft 31:**

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

**Heft 32:**

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

**Heft 33:**

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

**Heft 34:**

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

**Heft 35:**

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

**Heft 36:**

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

**Heft 37:**

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

**Heft 38:**

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

**Heft 39:**

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

**Heft 40:**

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

**Heft 41:**

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

**Heft 42:**

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

**Heft 43:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

**Heft 44:**

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

**Heft 45:**

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

**Heft 46:**

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

**Heft 47:**

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

**Heft 48:**

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

**Heft 49:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

**Heft 50:**

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

**Heft 51:**

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

**Heft 52:**

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

**Heft 53:**

Weber, V.: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

**Heft 54:**

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

**Heft 54:**

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

**Heft 55:**

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

**Heft 56:**

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

**Heft 57:**

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

**Heft 58:**

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

**Heft 59:**

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

**Heft 60:**

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

**Heft 61:**

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

**Heft 62:**

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

**Heft 63:**

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3



**Heft 64:**

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

**Heft 65:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

**Heft 66:**

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

**Heft 67:**

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

**Heft 68:**

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

**Heft 69:**

Haß, R.: Zur praxisingerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

**Heft 70:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

**Heft 71:**

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

**Heft 72:**

Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

**Heft 73:**

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

**Heft 74:**

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

**Heft 75:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

**Heft 76:**

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

**Heft 77:**

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

**Heft 78:**

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

**Heft 79:**

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

**Heft 80:**

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

**Heft 81:**

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

**Heft 82:**

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

**Heft 83:**

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

**Heft 84:**

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

**Heft 85:**

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

**Heft 86:**

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

**Heft 87:**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

**Heft 88:**

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

**Heft 89:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

**Heft 90:**

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

**Heft 91:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

**Heft 92:**

Heins, T.: Simulationsmodell zur Sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

**Heft 93:**

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

**Heft 94:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

**Heft 95:**

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

**Heft 96:**

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

**Heft 97:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

**Heft 98:**

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

- Heft 99:**  
Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1
- Heft 100:**  
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X
- Heft 101:**  
Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8
- Heft 102:**  
Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6
- Heft 103:**  
Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4
- Heft 104:**  
Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8
- Heft 105:**  
Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6
- Heft 106:**  
Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9
- Heft 107:**  
Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7
- Heft 108:**  
Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5
- Heft 109:**  
Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3
- Heft 110:**  
Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.  
Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1
- Heft 111:**  
Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994  
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

**Heft 112:**

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

**Heft 113:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

**Heft 114:**

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

**Heft 115:**

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

**Heft 116:**

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

**Heft 117:**

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

**Heft 118:**

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

**Heft 119:**

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

**Heft 120:**

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

**Heft 121:**

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

**Heft 122:**

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

**Heft 123:**

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

**Heft 124:**

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Schmidt Buchbinderei & Druckerei  
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig  
Telefon: (0531) 33 75 89  
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier