

Gebrauchsfähigkeit und Bruchsicherheit  
beim Ersatz von Konstruktionsbeton  
unter Druckbeanspruchung

**T 2473**

T 2473

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

Institutsbericht Nr. 34/92

**ABSCHLUSSBERICHT**

zum Forschungsvorhaben

**"Gebrauchsfähigkeit und Bruchsicherheit beim Ersatz von  
Konstruktionsbeton unter Druckbeanspruchung"**

erstellt durch: Priv. Doz. Dr.-Ing. H. Cordes  
Dipl.-Ing. H.-J. Krause  
Prof. Dr.-Ing. Dr.h.c. H. Trost

Das dem Abschlußbericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde finanziell vom Institut für Bautechnik, Berlin, gefördert (AZ.IV 1-5-552/88). Die Spritzbetonarbeiten für die Versuchsstützen der ersten Versuchsserie wurden von der Firma G. Quadflieg, Aachen, für die Stützen der zweiten Versuchsserie von der Firma Torkret, Essen durchgeführt, denen an dieser Stelle ebenfalls herzlich gedankt sei.

<b>1.</b>	<b>VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG</b> .....	<b>1</b>
1.1	Veranlassung .....	1
1.2	Zielsetzung .....	2
<b>2.</b>	<b>ÜBERBLICK ZUM STAND DER KENNTNISSE UND DISKUSSION</b> .....	<b>4</b>
2.1	Grundsätzliche Betrachtungen .....	4
2.2	Bisherige Versuche zur Stützenverstärkung sowie bestehende Bemessungsmodelle .....	7
2.2.1	Versuche von Eibl .....	7
2.2.2	Versuche von Fiedler .....	9
2.2.3	Bemessungsvorschlag von Schäfer .....	10
2.2.4	Bemessungsvorschlag von Tassios .....	10
2.2.5	Andere Ansätze .....	13
2.3	Normenmäßige Behandlung .....	16
<b>3.</b>	<b>VOLLFLÄCHIGE BELASTUNG NACHTRÄGLICH VERSTÄRKTER STÜTZEN</b> .....	<b>20</b>
3.1	Grundsätzliche Anmerkungen .....	20
3.2	Gebrauchszustand .....	21
3.2.1	Allgemeines .....	21
3.2.2	Elastische und zeitabhängige Betonverformungen .....	23
3.2.3	Verformungsverhalten bei veränderlicher Dauerlast .....	29
3.2.4	Lastaufteilung im Gebrauchszustand .....	35
3.2.5	Spannungsumlagerungen .....	37
3.3	Bruchzustand .....	60
<b>4.</b>	<b>TEILFLÄCHENBELASTUNG MONOLITHISCHER STÜTZEN</b> .....	<b>62</b>
4.1	Beanspruchungszustand im Kräfteinleitungsbereich .....	62
4.2	Spaltzugspannungen .....	63
4.2.1	Allgemeines .....	63
4.2.2	Zweidimensionaler Spannungszustand .....	63
4.2.2.1	Beschreibung des Spannungsverlaufes .....	63
4.2.2.2	Stabwerkmodelle .....	65
4.2.2.3	Theoretische Lösungen .....	69
4.2.2.4	Untersuchungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente .....	71
4.2.3	Dreidimensionaler Spannungszustand .....	73
4.2.3.1	Beschreibung des Spannungsverlaufes .....	73
4.2.3.2	Theoretische Lösungen .....	73
4.2.3.3	Untersuchungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente .....	75
4.2.3.4	Resultierende Spaltzugkraft .....	83

4.2.4	Spaltzugspannungen bei Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons.....	84
4.2.4.1	Allgemeines zu den Berechnungen.....	84
4.2.4.2	Materialverhalten und Systemwahl.....	85
4.2.4.3	Verlauf und Größe der Spaltzugspannungen.....	86
4.2.4.4	Resultierende Spaltzugkraft.....	89
4.2.4.5	Spaltzugspannungen bei unterschiedlichen Betongüten.....	93
4.3	Querdruckspannungen.....	94
4.3.1	Allgemeines.....	94
4.3.2	Versuche und Bemessungsansätze für unbewehrte Querschnitte.....	95
4.3.3	Versuche und Bemessungsansätze für bewehrte Querschnitte.....	100
4.3.4	Ergebnisse eigener Finite-Element-Berechnungen.....	103
<b>5.</b>	<b>TEILFLÄCHENBELASTUNG NACHTRÄGLICH VERSTÄRKTER STÜTZEN.....</b>	<b>105</b>
5.1	Beanspruchungszustand im Lasteinleitungsbereich.....	105
5.2	Der Verbund zwischen Altbeton und Neubeton.....	106
5.2.1	Allgemeines.....	106
5.2.2	Adhäsion.....	109
5.2.3	Reibung.....	111
5.3	Querdehnungsbehinderung infolge Umschnürung.....	115
5.3.1	Allgemeines.....	115
5.3.2	Verformungsverhalten des Betons.....	117
5.3.3	Dreiaxiale Betondruckfestigkeit.....	118
5.3.3.1	Allgemeines.....	118
5.3.3.2	Wendelbewehrte Stützen.....	121
5.3.3.3	Bügelbewehrte Stahlbetonstützen.....	125
5.3.4	Verschiedene Bemessungsansätze für umschnürte Stahlbetonstützen.....	127
<b>6.</b>	<b>PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG EIGENER VERSUCHE.....</b>	<b>144</b>
6.1	Versuchsprogramm und Begründung.....	144
6.2	Abmessungen und Dimensionierung der Versuchskörper.....	148
6.2.1	Der Altquerschnitt.....	148
6.2.2	Der Verbundquerschnitt.....	150
6.2.3	Ausbildung der Krafteinleitungsbereiche.....	153
6.3	Baustoffe.....	154
6.3.1	Betonstahl.....	154
6.3.2	Spannstahl.....	155
6.3.3	Beton.....	156
6.3.4	Spritzbeton.....	158
6.4	Herstellen der Versuchskörper.....	161
6.4.1	Der Altquerschnitt.....	161
6.4.2	Der Verbundquerschnitt.....	162
6.5	Belastung und zeitlicher Ablauf der Versuche.....	163
6.5.1	Varianten der Lasteinleitung.....	163
6.5.2	Belastungseinrichtung.....	164
6.5.3	Zeitlicher Ablauf der Versuche.....	165
6.6	Durchgeführte Messungen und Untersuchungen.....	166

6.7	Zusatzversuche - Versuchskörper ohne Verbund.....	171
6.7.1	Begründung der Zusatzversuche.....	171
6.7.2	Herstellung der Probekörper.....	171
6.7.3	Versuchsdurchführung.....	171
<b>7.</b>	<b>VERSUCHSERGEBNISSE.....</b>	<b>172</b>
7.1	Teilflächenbelastung.....	172
7.2	Vollflächige Belastung.....	195
<b>8.</b>	<b>RECHNERISCHE AUSWERTUNG UND EMPFEHLUNG FÜR DIE BEMESSUNG.....</b>	<b>199</b>
8.1	Bemessungsansatz für den Stützenmittelbereich.....	199
8.2	Bemessungsansatz für den Krafteinleitungsbereich.....	200
8.3	Vergleich mit anderen Ergebnissen.....	209
8.4	Konstruktive Empfehlungen.....	218
<b>9.</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>220</b>
<b>10.</b>	<b>LITERATUR.....</b>	<b>223</b>

## LISTE DER VERWENDETEN BEZEICHNUNGEN

### - KLEINE LATEINISCHE BUCHSTABEN -

a	Index für Altbeton; Breite der Belastungsfläche in y-Richtung
a/d	Lastkonzentration
$a_{s,Bü}$	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung in $\text{cm}^2/\text{m}$
b	Index für Beton; Bauteilbreite in z-Richtung
$b_c$	Breite des Kernquerschnittes in z-Richtung
$b_{c1,2}$	Breite des Altbeton- und Neubeton-Kernquerschnittes in z-Richtung
c	Index für Beton; Breite der Belastungsfläche in z-Richtung
d	Bauteilbreite in y-Richtung
$d_c$	Breite des Kernquerschnittes in y-Richtung
$d_{ef}$	wirksame Dicke des Betonquerschnittes
$d_s$	Stabdurchmesser
$d_{sW}$	Wendeldurchmesser
e	Lastausmitte; Abstand der Resultierenden vom belasteten Rand; transzendente Zahl, $e = 2,718$
h	Bauteilhöhe in x-Richtung
k	Beiwert
$k_0$	Beiwert zur Beschränkung der Breite von Erstrissen nach /15/
$k_1$	Beiwert zur Berücksichtigung des Erhärtungsgrades nach /14/
$k_2$	Beiwert zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufes von Kriechen und Schwinden nach /14/
$k_e$	Reduktionsfaktor nach /41/
$k_f$	Verlaufsfunktion für den Fließanteil der Kriechzahl
$k_q$	Umschnürungsbeiwert
$k_s$	Verlaufsfunktion das Schwindmaß
$k_v$	Verlaufsfunktion für den verzögert elastischen Anteil der Kriechfunktion
$k_\beta$	Korrekturfaktor für die Betongüte nach /47/
$l_e$	Einleitungslänge
$l_l$	Verankerungslänge
$l_{ü}$	Übergreifungslänge
m	Verhältnis der Spannung unter der Belastungsfläche zur Würfeldruck- festigkeit
$m_s$	empirischer Anpassungsfaktor für die spannungsmäßige Auslastung der Querbewehrung nach /27/

$m_{sT}$	empirischer Anpassungsfaktor für die querdehnungsbehindernde Wirkung der Bewehrung nach /27/
$m_G$	empirischer Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der im Vergleich zur monolithischen Stütze verminderten Tragfähigkeit nach /27/
$n$	Index für Neubeton; Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Stahl und Beton
$p$	Spannung unter der Belastungsfläche
$p_h$	horizontaler Innendruck nach /23/
$q$	gleichmäßig verteilte Spannung außerhalb des St. Venantschen Störbereiches
$r$	Konstante nach /41/; Abstand des ideellen Flächenschwerpunktes von der Symmetrieachse
$s$	Index für Betonstahl
$s_{a,x}$	Relativverschiebung an der Stelle $a$ bzw. $x$
$s_k$	Knicklänge
$s_{Bü}$	Bügelabstand
$s_{Bü}'$	lichter Bügelabstand
$s_W$	Ganghöhe der Wendel
$t$	Zeit; Schichtdicke des Verstärkungsmantels
$t_0$	Belastungszeitpunkt
$u$	Index für Bruchzustand
$w_i$	Achsabstand der Bewehrungsstäbe
$w_i'$	lichter Abstand zwischen den Bewehrungsstäben
$x$	Dehnungsverhältnis nach /41/
$\Delta x$	Länge eines Intervalls

- GROSSE LATEINISCHE BUCHSTABEN -

$A$	Querschnittsfläche
$A_1$	Übertragungsfläche
$A_c$	Kernquerschnittsfläche
$A_{cn}$	Netto-Kernquerschnittsfläche
$A_{eff}$	effektiv umschürte Betonfläche
$A_i$	ideelle Querschnittsfläche
$A_{sL}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$A_{s1,2}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Alt- bzw. Neubetonquerschnitt
$A_{s,Bü}$	Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
$A_{s,W}$	Querschnittsfläche der Wendelbewehrung
$A_W$	volumenmäßig Querschnittsfläche der Wendelbewehrung
$A_{10}$	Bruchdehnung nach /21/

C	Konstante
E	Elastizitätsmodul
$E_{\text{sec}}$	Sekanten-Elastizitätsmodul
F	Prüfkraft
$K_s$	Steigerungsfaktor nach /71/
M	Biegemoment
N	Längskraft
$\Delta N$	zusätzliche Längskraft
$N_{\text{add}}$	zusätzlicher Traganteil des Betonkernquerschnittes infolge Umschnürung
$N_{b,\bar{u}}$	rechnerische Überlastung des Betons im Bruchzustand
$N_c$	Tragfähigkeit des Kernquerschnitts
$N_d$	über Dübelwirkung übertragene Längskraft nach /81/
$N_{Rdu}$	aufnehmbare Teilflächenbelastung nach /7/
$N_\phi$	Ringzugkraft
P	Kraft
RH	relative Luftfeuchtigkeit
$R_p$	Profilkuppenhöhe nach /4/
$R_{p0,2}$	0,2%-Dehngrenze nach /21/
$R_m$	Zugfestigkeit nach /21/
U	gespeicherte Energie
W	Widerstandsmoment
Z	Spaltzugkraft
$Z_w$	Wendelzugkraft
$Z_v$	Zugkraft infolge Querdehnungsbehinderung

- KLEINE GRIECHISCHE BUCHSTABEN -

$\alpha$	Steifigkeitswert für den Eigenspannungszustand
$\alpha_{s,b,bi}$	Steifigkeitswert für den Eigenspannungszustand infolge einer Verformungsbehinderung durch Betonstahl (s), Beton (b), Stahlbeton (bi)
$\beta$	Festigkeit
$\beta_{bz}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$\beta_c$	am Standard-Prüfzylinder ermittelte Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$\beta_c(t-t_0)$	Verlaufsfunktion für die Endkriechzahl nach /7/
$\beta_{c0}$	einaxiale Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers
$\beta_{cc}$	dreiaxiale Betondruckfestigkeit
$\beta_{cd}$	Entwurfswert der Betondruckfestigkeit nach /7/
$\beta_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach /7/
$\beta_{ct}$	Betonzugfestigkeit nach /7/

$\beta_P$	Prismendruckfestigkeit
$\beta_q$	Querdruckspannung
$\beta'_q$	effektive Querdruckspannung nach /41/
$\beta_R$	Rechenwert der Betondruckfestigkeit
$\beta_s(t-t_s)$	Verlaufsfunktion für das Schwindmaß nach /7/
$\beta_S$	Streckgrenze des Betonstahles
$\beta_{SL}$	Streckgrenze der Längsbewehrung
$\beta_{Sq}$	Streckgrenze der Querbewehrung
$\beta_{SW}$	Streckgrenze der Wendelbewehrung
$\beta_{S1,2}$	Streckgrenze des Betonstahles im Alt- bzw. Neubetonquerschnitt
$\beta_W$	Würfeldruckfestigkeit des Betons
$\beta_{WS}$	Serienfestigkeit des Betons
$\beta_Z$	Zugfestigkeit des Betonstahls
$\gamma$	Sicherheitsbeiwert, Konstante
$\delta$	Konstante
$\epsilon$	Dehnung
$\epsilon_{cs}$	Schwindmaß nach /7/
$\epsilon_{el}$	elastische Dehnung
$\epsilon_f$	Fließanteil der Kriechdehnung $\epsilon_k$
$\epsilon_k$	Kriechdehnung
$\epsilon_{pl}$	plastische Dehnung
$\epsilon_q$	Querdehnung
$\epsilon_{sa,n}$	Schwinddehnung des Alt- bzw. Neubetons
$\epsilon_{sp}$	Dehnung, bei der nicht effektiv umschnürte Beton außerhalb des Kernquerschnittes die Spannung Null erreicht nach /41/
$\epsilon_{s1,2}$	Dehnung des Betonstahls im Alt- bzw. Neuquerschnitt
$\epsilon_v$	verzögert elastischer Anteil an der Kriechdehnung $\epsilon_k$
$\epsilon_{vol}$	Volumendehnung
$\eta$	Konstante
$\theta$	Ausstrahlungswinkel der Querdruckspannungen
$\kappa$	Abminderungsfaktor
$\lambda$	Schlankheit; Reduktionsfaktor nach /71/
$\lambda_s$	Reduktionsfaktor nach /7/
$\lambda^*$	Reduktionsfaktor nach /71/
$\lambda_h$	Querdruckbeiwert nach /23/
$\mu$	Reibungsbeiwert
$\nu_{a,n}$	Querdehnzahl des Alt- bzw. Neubetons
$\xi$	Verlaufsordinate
$\rho, \rho_t$	Relaxationskennwert

$\rho_L$	Längsbewehrungsgrad
$\rho_q$	Querbewehrungsgrad
$\sigma$	Spannung
$\sigma_y$	Querzug- bzw Querdruckspannung
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptspannungen
$\tau$	Schubspannung
$\tau_{fr}$	über Reibung übertragene Schubspannung
$\tau_{u,H}$	maximale über den Haftverbund übertragene Schubspannung
$v$	Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung
$\psi$	Belastungsgrad; Ausweichfaktor nach /86/
$\omega$	mechanischer Bewehrungsgrad
$\vartheta$	Winkel
$\varphi, \varphi_t$	Kriechzahl für Beton
$\varphi$	Index für Umlagerungsgrößen infolge zeitabhängigen Betonverhaltens

# **1. VERANLASSUNG UND ZIELSETZUNG**

## **1.1 VERANLASSUNG**

Die nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen gewinnt im Bauwesen zunehmend an Bedeutung. Diese Verstärkungsmaßnahmen sind einerseits bedingt durch die Instandsetzung bestehender Stahlbetonbauteile, deren Standsicherheit infolge Ausführungsmängeln, Brandschäden oder Umwelteinflüssen reduziert ist, und andererseits durch planmäßige Nutzungsänderungen, die eine erhöhte Tragfähigkeit der Konstruktion erfordern. Da zudem in vielen Fällen ein Ersatz des Bauwerkes durch einen Neubau wegen restriktiver Bauordnungen keine wirtschaftliche Alternative darstellt und da die Auswechslung einzelner Tragglieder wegen der zumeist monolithischen Anschlüsse im Stahlbetonbau nur in seltenen Fällen möglich ist, sind zahlreiche Verstärkungsmaßnahmen entwickelt worden, die die bestehende vorbelastete Konstruktion einschließen. In diesem Zusammenhang hat sich die Instandsetzung sowie Verstärkung mit Spritzbeton als ein vielseitig anwendbares und praxisgerechtes Verfahren herausgestellt.

Nachträglich verstärkte Querschnitte weisen gegenüber monolithischen Querschnitten die Besonderheit einer Verbundfuge auf. Betone unterschiedlichen Alters und Spannungszustandes sowie unterschiedlicher mechanischer Eigenschaften wirken bei der Lastabtragung als Verbundquerschnitt zusammen. Dabei kann uneingeschränkt von einem monolithischen Tragverhalten ausgegangen werden, solange in der Anschlußebene die Verbundbeanspruchungen infolge Eigenspannungen sowie Lastspannungen die Verbundfestigkeit nicht überschreiten. Wenn jedoch die aufnehmbare Verbundspannung überschritten wird und Relativverschiebungen zwischen Alt- und Neubeton auftreten, wird die Beschreibung des Zusammenwirkens aufgrund der Vielzahl sich gegenseitig beeinflussender Parameter sehr komplex.

Während für überwiegend biegebeanspruchte, nachträglich verstärkte Bauteile wie Platten und Balken zahlreiche Versuchsergebnisse vorliegen, sind systematische Untersuchungen an querschnittsverstärkten Druckgliedern vergleichsweise selten durchgeführt worden. Aus diesem Grunde sind auch in der Neufassung von DIN 18551 noch keine Bemessungsansätze für nachträglich mit Spritzbeton verstärkte Stahlbetonstützen angegeben worden. Eine eingehende und systematische Analyse des Tragverhaltens ist jedoch sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand unumgänglich, um auch bei dem rechnerischen Nachweis verstärkter Stahlbetonstützen das gleiche Sicherheitsniveau wie in DIN 1045 zu erreichen. Die zuverlässige Vorhersage der Tragfähigkeit ist zudem bei Stützen besonders wichtig, da sie als stabilisierende Bau-

teile im Gegensatz zu durchlaufenden Platten oder Unterzügen im allgemeinen keine Systemreserven aufweisen.

Aufgrund eines bisher noch fehlenden Gesamtkonzeptes wird die Bemessung nachträglich verstärkter Druckglieder in der Praxis bislang mit Hilfe ingenieurmäßiger Modelle oder in Anlehnung an querschnittsergänzte Platten bzw. Balken durchgeführt. In der Nachweisführung bislang ebenfalls unberücksichtigt bleibt in der Regel die Art der Lasteinleitung, die von der Ausbildung der Verbindung zum getragenen Bauteil vorgegeben wird. Da die Art der Lasteinleitung - als Grundfälle die vollflächige Belastung oder die Teilflächenbelastung - jedoch einen starken Einfluß auf das Tragverhalten und damit auch auf die Tragfähigkeit hat, kann nicht - wie bisher üblich - in jedem Fall davon ausgegangen werden, daß sich der Ergänzungsquerschnitt entsprechend seiner Materialkennwerte voll an der Tragfähigkeit beteiligt. Um auch im Gebrauchszustand das Mitwirken des Ergänzungsquerschnittes infolge der Spannungumlagerungen beurteilen zu können, sind weiterführende theoretische und experimentelle Untersuchungen notwendig.

Um die rechnerische Vorhersage einer Tragfähigkeitserhöhung aus Spritzbetoner-gänzung und Zulagebewehrung wegen zahlreicher zu treffender Annahmen durch begleitende Versuche abzusichern, wurden am Institut für Massivbau der RWTH Aachen in zwei Versuchsserien insgesamt 16 Stützen geprüft, von denen 11 Stützen eine Spritzbetoner-gänzung erhielten. Von den übrigen 5 Stützen wurden drei als monolithische Vergleichskörper hergestellt und zwei weitere Stützen wurden im Rahmen zusätzlicher Untersuchungen zum Einfluß des Verbundes geprüft. Als maßgebende Einflußparameter wurden dabei insbesondere die Art der Lasteinleitung (Teilflächenbelastung und vollflächige Belastung) und der Querbewehrungsgrad des Spritzbetonmantels untersucht.

Zur systematischen Studie der Wirkungsmechanismen sowie der maßgebenden Parameter beschränken sich die Untersuchungen auf nicht knickgefährdete Stützen. Der Einfluß einer planmäßigen Lastausmitte bleibt ebenfalls unberücksichtigt.

## **1.2 ZIELSETZUNG**

Die nachträgliche und bedarfsgerechte Anpassung bestehender Stahlbetonkonstruktionen erfordert in zunehmenden Maße auch die Verstärkung einzelner Bauteile. Aus der Gesamtproblematik wird hier die Stahlbetonstütze als Einzelbauteil herausgelöst und unter dem Aspekt der Tragfähigkeitssteigerung untersucht.

Die Beurteilung der Gesamttragfähigkeit bzw. der Tragfähigkeitssteigerung von nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Stahlbetonstützen setzt die genaue Kenntnis des Spannungs- und Verformungsverhaltens von Verbundquerschnitten voraus. Schwierigkeiten bereiten dabei einerseits die genaue Erfassung der tatsächlichen Lasteinleitung in die Verbundkonstruktion und andererseits die rechnerische Berücksichtigung der Vorbelastung, da die Stützen aus baupraktischen Gründen - mit Ausnahme des Verkehrslastanteils - nicht entlastet werden. Ausgehend von einer umfassenden Literaturanalyse werden zunächst bisher durchgeführte Versuche und Berechnungsansätze zu diesem Themengebiet zusammengefaßt und systematisch ausgewertet, um einen Überblick zum Stand der Kenntnisse zu ermöglichen. Im nächsten Schritt wird die wirklichkeitsnahe Erfassung der Lasteinleitung in Abhängigkeit von der Ausbildung der Verbindung zur unterstützten Konstruktion dargestellt. Für die sich ergebenden Grundfälle von Lasteinleitungsmöglichkeiten - vollflächige Belastung und Teilflächenbelastung - werden dann die verschiedenen Beanspruchungen im Krafteinleitungsbereich diskutiert und nach Möglichkeit getrennt, um Parameterstudien durchführen zu können. Diese Parameterstudien werden dabei mit einem am Rechenzentrum der RWTH installierten FE-Programm durchgeführt und soweit wie möglich anhand von Versuchswerten kalibriert. Als Voraussetzung für einen Bemessungsvorschlag werden auf dieser Grundlage dann mechanische Modelle hergeleitet und vorgestellt.

Wesentliches Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, aufbauend auf umfangreichen experimentellen und theoretischen Untersuchungen einen zweckmäßigen Bemessungsvorschlag für nachträglich verstärkte Stützen unter zentrischer Belastung zu entwickeln. Dieser Bemessungsansatz soll sowohl für verstärkte teilflächenbelastete Einzelstützen - auch bei nur bereichsweiser Verstärkung - als auch für verstärkte Stützen im Gesamtsystem eines Stahlbetonskelettbaus bei beliebiger Ausbildung der Deckenkonstruktion und dadurch festgelegter Lasteinleitung Gültigkeit besitzen. Aufgrund der Versuchsergebnisse sollen darüber hinaus konstruktive Empfehlungen für die baupraktische Durchführung gegeben werden.

## **2. ÜBERBLICK ZUM STAND DER KENNTNISSE UND DISKUSSION**

### **2.1 GRUNDSÄTZLICHE BETRACHTUNGEN**

Während die Bemessung monolithischer Bauteile einer kontinuierlichen Weiterentwicklung unterliegt, um so die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktionen zu erhöhen, haben Bemessungsansätze für Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen jedoch aus mehreren Gründen nicht die gleiche Entwicklung erfahren. Eine wesentliche Ursache liegt in der Schwierigkeit, das je nach Anwendungsfall unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten einer nachträglich verstärkten Konstruktion wirklichkeitsnah zu erfassen und allgemeingültig zu beschreiben. Ein weiteres Problem liegt in der rechnerischen Erfassung der voneinander abweichenden Spannungszustände der verbundenen Einzelquerschnitte sowie deren Verbundeigenschaften.

Verstärkungsmaßnahmen infolge Nutzlasterrhöhung und Instandsetzungsmaßnahmen zur Wiederherstellung eines planmäßigen Zustandes sind immer dann erforderlich, wenn eine statische Berechnung bestehender Tragglieder hinsichtlich der Lastannahmen, der konstruktiven Randbedingungen - wie zum Beispiel rechnerisch nicht berücksichtigter Einspannungen - und der Materialeigenschaften keine Reserven aufweist. Charakteristisch für dieses Aufgabengebiet ist somit das Vorhandensein von Fugen, die beim Aufbringen von Verstärkungselementen entstehen. Da die für ein Zusammenwirken der Einzelquerschnitte notwendige Lastübertragung vom Alt- auf den Neuquerschnitt im wesentlichen über diese Verbundfuge verläuft, bestimmen ihre mechanischen Eigenschaften auch das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion.

Für eine nachträgliche Verstärkung von Stützen steht prinzipiell eine Reihe von Verstärkungsmaßnahmen zur Verfügung. Werden zum Beispiel Stützenquerschnitte zur Aufnahme zusätzlicher Druckkräfte vergrößert, kann die Vergrößerung durch eine Ummantelung mit Ortbeton oder Spritzbeton erfolgen. In der Regel wird eine solche Ummantelung allseitig ausgeführt, daneben kann eine Verstärkung nach Westenberg /92/ auch durch das Anordnen zusätzlicher separater Stützen in Ortbeton oder Fertigteilbauweise erfolgen, die dann jedoch zur besseren Kraftübertragung mit dem Altbetonquerschnitt zusammengespannt werden sollten. Eine weitere Variante, die vorwiegend der Erhöhung der Biegesteifigkeit einer Stütze dient, ist die Ummantelung mit Profilstahl und anschließendem Verguß des Zwischenraumes zwischen Stütze und Profilstahl. Somit ist die Beanspruchungskombination der Stütze aus Längskraft und Biegemoment ein wesentliches Entscheidungskriterium für die Ausführung der jeweiligen Maßnahme.

Als Baustoffe zur Durchführung von Stützenverstärkungen bei überwiegender Druckbeanspruchung werden in der Regel Ortbeton sowie Spritzbeton verwendet, deren Herstellung, Zusammensetzung und Verarbeitung mit DIN 1045 /15/ und für den Spritzbeton zusätzlich mit DIN 18551 /20/ bauaufsichtlich geregelt ist. Stützenummantelungen in Ortbeton erfordern jedoch in der Regel bei mehrgeschossigen Bauwerken einen höheren konstruktiven Aufwand, da zum Beispiel der fließfähig eingestellte Beton durch Bohrungen in der Decke eingebracht werden muß. Wegen der verfahrensmäßigen Vorteile beim Betonieren senkrechter Flächen und wegen seines besseren Verbundverhaltens wird Spritzbeton bei entsprechendem Bauvolumen bevorzugt. Als weitere Baustoffe für die Verstärkung von tragenden Gebäudeteilen sind prinzipiell auch Kunstharzbetone sowie kunststoffmodifizierte Betone einsetzbar. Ihre Verwendung ist jedoch dadurch eingeschränkt, daß die Bauordnungen für tragende Teile von Gebäuden mit mehr als drei Geschossen eine Feuerbeständigkeit von F90 fordern, so daß diese Baustoffe wegen brennbarer organischer Bestandteile nicht ohne besondere bauaufsichtliche Zulassung eingesetzt werden dürfen. Sollen diese Werkstoffe im Rahmen von Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahmen eingesetzt werden, die auf der Grundlage der DAfStb-Richtlinie "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen /11/ durchgeführt werden, ist darüber hinaus - im Gegensatz zu Beton nach DIN 1045 - ihre grundsätzliche Eignung im Rahmen einer Grundprüfung nachzuweisen.

Die Mindestdicke bügelbewehrter stabförmiger Druckglieder, die in Ortbeton stehend hergestellt werden, beträgt nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.1  $b_{\min} = 20$  cm. Sollen die Druckglieder gleichzeitig die Feuerwiderstandsklasse F90 A nach DIN 4102 /18/, Abschnitt 3.14.2 erfüllen, erhöhen sich die Mindestabmessungen auf  $b_{\min} = 24$  cm. Bei einer nachträglichen Verstärkung ergeben sich bei der Verwendung von Ortbeton und Spritzbeton Schichtdicken des Mantels von  $t_{\min} \geq 5$  cm. Diese Schichtdicken resultieren sowohl aus statischen Erfordernissen als auch aus Gründen des Korrosionsschutzes entsprechend DIN 1045, Abschnitt 13.2, für die üblicherweise angeordnete Zusatzbewehrung im Mantel. Bei einer allseitigen Verstärkung ergeben sich für die Seitenverhältnisse von Altbetonquerschnitt  $a$  und Verbundquerschnitt  $d$  in der Regel Werte von  $a/d \geq 2/3$ .

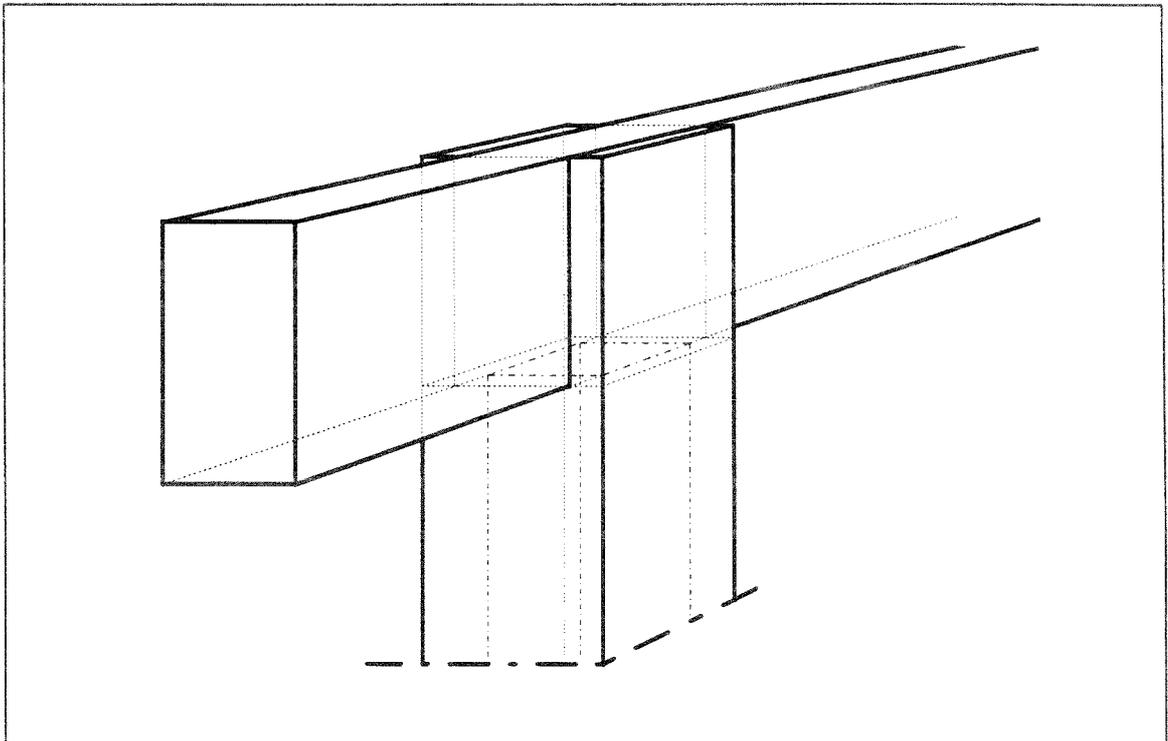


Bild 2.1: Ausbildung der Stützenverstärkung bei einer Deckenkonstruktion aus Unterzügen und einachsig gespannten Platten bei gleicher Breite von Unterzug und zu verstärkender Stütze.

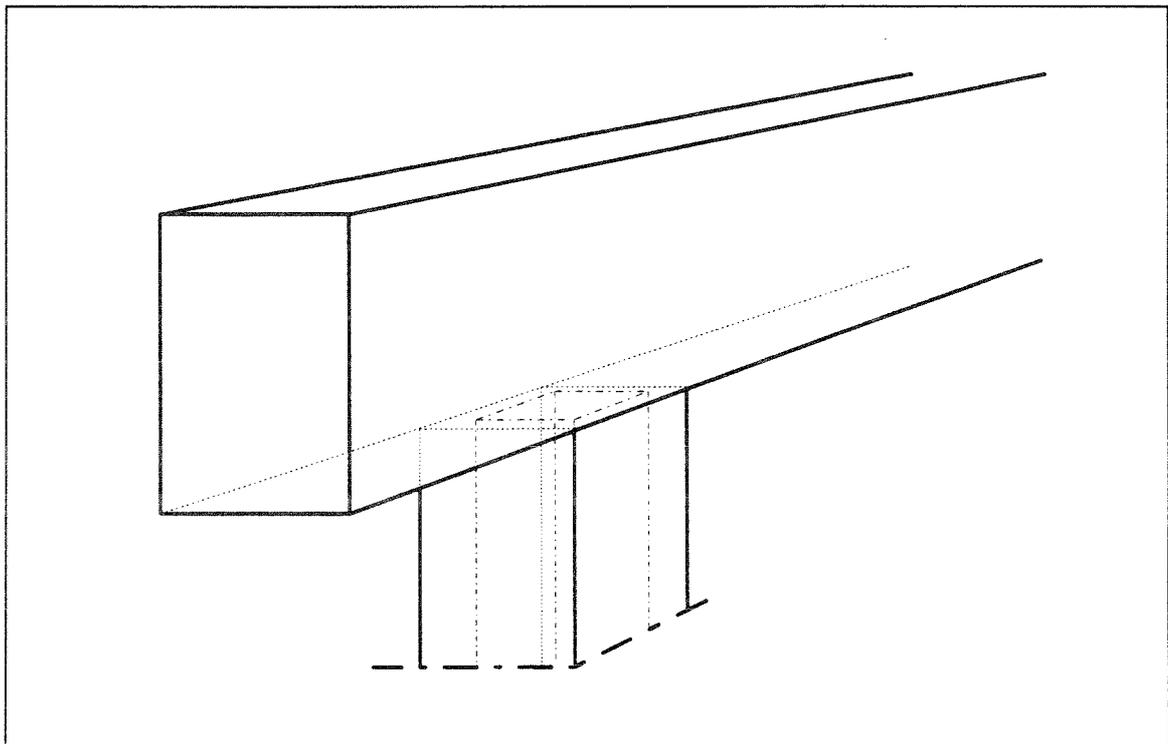


Bild 2.2: Ausbildung der Stützenverstärkung bei einer Deckenkonstruktion aus Unterzügen und einachsig gespannten Platten bei gleicher Breite von Unterzug und verstärkter Stütze.

Bei verstärkten Stützen, die einen Ausschnitt aus einem Stahlbetonskelettbau darstellen, hat die Ausbildung der Deckenkonstruktion maßgeblichen Einfluß auf die Art der Lasteinleitung in die querschnittsverstärkte Stütze. Wie aus Bild 2.1 ersichtlich ist, wird bei einer einachsig gespannten Deckenkonstruktion und bei gleicher Breite von Unterzug und ursprünglicher Stütze die Belastung im wesentlichen über den Altquerschnitt eingeleitet. Eine direkte Belastung des Ergänzungsquerschnittes ist bei allseitiger Ummantelung nur in dem Kontaktbereich von Unterzug und Neubeton möglich, sofern nicht schwindbedingt eine Fuge zwischen dem neuen Beton und dem Unterzug entsteht. Bei einer Deckenkonstruktion mit zweiachsig gespannten Platten und kreuzweise gespannten Unterzügen kann, wiederum bei gleicher Breite von Unterzug und ursprünglicher Stütze, ebenfalls ein Teil der Belastung über Kontaktdruck direkt in den Verstärkungsmantel eingeleitet werden. Die für den Kontaktdruck zur Verfügung stehende Belastungsfläche ist bei dieser Belastungsmöglichkeit wesentlich größer als bei der in Bild 2.1 dargestellten Deckenkonstruktion, sofern wiederum keine Schwindfuge aufgetreten ist. Der Traganteil des an den Ecken überstehenden Betons sowie der zusätzlichen Längsbewehrung muß jedoch weiterhin über den Altquerschnitt in die Verbundkonstruktion eingeleitet werden. Die für die direkte Krafeinleitung günstigsten Verhältnisse liefern in diesem Zusammenhang die Ausbildung der Deckenkonstruktion als Flachdecke sowie Konstruktionen, bei denen - wie in Bild 2.2 dargestellt - die Unterzugbreite gleich groß oder größer als die Breite der verstärkten Stütze ist. In diesen Fällen kann für die Bemessung einer Innenstütze von einer vollflächigen Lasteinleitung ausgegangen werden, sofern die zusätzliche Längsbewehrung kraftschlüssig angeordnet ist und die Zugspannungen in der Anschlußfuge zwischen Alt- und Neubeton die aufnehmbaren Spannungen nicht überschreiten.

## **2.2 BISHERIGE VERSUCHE ZUR STÜTZENVERSTÄRKUNG SOWIE BESTEHENDE BEMESSUNGSMODELLE**

### **2.2.1 VERSUCHE VON EIBL**

Erste systematische Versuche zur Tragfähigkeit zentrisch belasteter und nachträglich mit Spritzbeton verstärkter Stützen sind von Eibl/Bachmann /23/ durchgeführt worden. Wesentliche Untersuchungsparameter sind neben dem Einfluß der Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich die Art der Lasteinleitung, die jedoch nur bei einem Versuchskörper variiert wurde. Der Altquerschnitt mit den Abmessungen  $b/d/h = 0,20/0,20/2,50$  m weist eine Schlankheit  $\lambda < 45$  auf, und ist damit als Innenstütze im üblichen Hochbau nicht knickgefährdet. Der Längsbewehrungsgrad  $\rho_L$ , der als Verhältnis von Bewehrungsquerschnitt in Längsrichtung und Betonquerschnitt

definiert ist, entspricht im Kernquerschnitt mit  $\rho_L = 2,5\%$  üblichen Bewehrungsgehalten. Da vor einer Verstärkungsmaßnahme Stützen aus baupraktischen Gründen mit Ausnahme des Verkehrslastanteils nicht entlastet werden, erhalten die Probekörper eine Vorbelastung in Höhe von 60% der für den Altquerschnitt zulässigen Gebrauchslast. Die Vorbelastung wird unmittelbar vor der Verstärkung im Probekörperalter von 28 Tagen durch eine zentrische Vorspannung aufgebracht; der gewählte Vorspanngrad entspricht dabei dem Eigengewichtsanteil einer üblichen Hochbaukonstruktion. Die im Naßspritzverfahren aufgebrachte allseitige Spritzbetonummantelung beträgt 4,5 cm, so daß der verstärkte Querschnitt Abmessungen von  $b/d = 0,29/0,29$  m aufweist.

Ausgehend von der Annahme, daß sich infolge von Schwindeinflüssen im jungen Beton eine direkte Lasteinleitung in die aufgespritzte Schale kaum erreichen läßt, erfolgt die Lasteinleitung in den Verbundquerschnitt nur über den Kernquerschnitt. Die in den Versuchen gemessenen Längsstauchungsdifferenz zwischen den Bewehrungsstählen im Kernquerschnitt und im Mantel zeigt, daß sich der Verbund zwischen Spritzbetonschale und dem Kern im Bruchzustand gelöst hat. Die gleichzeitig gemessenen Bügeldehnungen zeigen eine gegenläufige Tendenz - hier sind im Lasteinleitungsbereich die Bügeldehnungen des Spritzbetonmantels wesentlich größer als die vergleichbaren Bügeldehnungen im Altquerschnitt. Bei allen Versuchen war die Tragfähigkeit der Stützen durch ein Versagen im Lasteinleitungsbereich begrenzt. Die im Versuch erreichten Traglasten zeigen dabei eine deutliche Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad des Spritzbetonmantels. Somit wird die Traglaststeigerung im wesentlichen mit der - durch die Umschnürungswirkung der Bewehrung ermöglichten - höheren Druckfestigkeit des Stützenkerns begründet. In /23/ wird als mechanisches Modell für die Beanspruchung des Spritzbetonmantels ein auf Innendruck belasteter Hohlkasten vorgeschlagen. Für die rechnerische Erfassung dieses Innendrucks  $p_h$  wird gemäß der Beanspruchung durch Längskraft  $N$  und Biegemoment  $M$  die Formel

$$p_h = \left[ \left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{M_i}{W_i} \right| \right] \cdot \lambda_h \quad (2.1)$$

angegeben. Dieser Innendruck  $p_h$  bildet die Bemessungsgrundlage für die erforderliche Querbewehrung. Mit einem sogenannten Querdruckbeiwert  $\lambda_h = 0,15$ , der in Anlehnung an die Erddrucktheorie formuliert ist, ergibt sich die erforderliche Querbewehrung im Kraftereinleitungsbereich annähernd quadratischer Stützen. Als konstruktive Empfehlung soll diese Bewehrung in den Stützenendbereichen auf eine Länge des 1,5-fachen der kleineren Querschnittsseite angeordnet werden, während für den Stützenmittelbereich die halbe Bewehrungsmenge ausreichend ist. Da die Umschnürungswirkung mit zunehmender Lastexzentrizität abnimmt, bleibt der Ansatz auf

Ausmitten  $e \leq d/6$  beschränkt. Ein umfassender Rechenvergleich der Bemessungsansätze wird in Kapitel 8 durchgeführt.

## 2.2.2 VERSUCHE VON FIEDLER

Versuche zur nachträglichen Verstärkung von Stützenquerschnitten sind ebenfalls von Fiedler /27/ durchgeführt worden. Wesentliche Untersuchungsparameter sind die Querbewehrungsgrade von Alt- und Ergänzungsquerschnitt. Dabei werden zwei Varianten der Verstärkung des quadratischen Altquerschnittes untersucht; zum einen die Verstärkung in ebenfalls quadratischer Form und zum anderen die Ausbildung des Verbundquerschnitts als Rundquerschnitt. Im Gegensatz zu /23/ werden die Stützen nicht mit Spritzbeton verstärkt, sondern durch nachträgliches Anbetonieren an eine entsprechend vorbehandelte Altbetonoberfläche. Wegen der mit  $h = 0,54$  m geringen Höhe der Probekörper kann dabei nur der Stützenkopf mit dem Lasteinleitungsbereich und nicht auch der Stützenmittelbereich nachgebildet werden. Der Altquerschnitt hat bei beiden Varianten die Abmessung  $b/d = 0,15/0,15$  m; der quadratische Verbundquerschnitt hat eine Seitenlänge von 0,21 m und der runde Verbundquerschnitt einen Durchmesser von 0,25 m. Zur Simulierung einer Vorbelastung wurde der Altquerschnitt ebenfalls vorgespannt, die Vorspannkraft beträgt ungefähr 35% der rechnerischen Tragfähigkeit. Bei allen Versuchen erfolgt die Lasteinleitung im Stützenkopf als Teilflächenbelastung nur über den Altquerschnitt. Als Ergebnis läßt sich feststellen, daß der Anstieg der Traglast bei allen Versuchskörpern durch ein Versagen des Krafterleitungsbereiches begrenzt ist, und daß die Bruchlasten mit zunehmendem Querbewehrungsgrad ebenfalls zunehmen. Aus den Versuchsergebnissen wird ein zweiteiliger Nachweis abgeleitet. Während für den Krafterleitungsbereich die erforderliche Querbewehrung unter Berücksichtigung empirischer Anpassungsfaktoren ermittelt werden muß, erfolgt die Berechnung der Gesamttragfähigkeit der quadratisch verstärkten Konstruktion mit Hilfe des erweiterten und empirisch angepaßten Additionsansatzes (Gl. 2.2) in der Form

$$N_u = \frac{m_G}{\psi} ( A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{s1} \cdot \beta_{s1} + A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{s2} \cdot \beta_{s2} ). \quad (2.2)$$

Dabei ist  $m_G$  ein Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der verminderten Tragfähigkeit im Vergleich zu einer monolithischen Stütze und  $\psi$  nach TGL 33405/01 /86/, Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit - Konstruktionen aus Beton und Stahlbeton - ein "Ausweichfaktor", mit dem der Einfluß der Stützenschlankheit ähnlich wie im Knicksicherheitsnachweis berücksichtigt werden soll.

### 2.2.3 BEMESSUNGSVORSCHLAG VON SCHÄFER

Im Rahmen der Neufassung der DIN 18551 Spritzbeton ist von Schäfer /65/ ein theoretischer Bemessungsvorschlag für nachträglich mit Spritzbeton verstärkte Druckglieder formuliert worden, der prinzipiell auf dem Additionsgesetz basiert. Die Traglast  $N_u$  ergibt sich unter Beachtung der Grenzstauchung des Betons als Summe der Traganteile von Beton und Stahl. Zur Ermittlung der theoretischen Traglastserhöhung einer allseits verstärkten, zentrisch belasteten Stütze schlägt er für den zusätzlichen Traglastanteil folgende Beziehung vor:

$$\Delta N_u = \kappa \cdot A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{s2} \cdot \beta_{s2} \quad (2.3)$$

Dabei wird ein vorläufiger Abminderungsfaktor  $\kappa = 0,5$  für den Betontraganteil des Mantels eingeführt, der eine Zugvorspannung aus Schwinden im Spritzbetonmantel berücksichtigen soll. Die Stahlspannung wird entsprechend der Grenzstauchung bei zentrischer Belastung auf  $\beta_{s2} \leq 420 \text{ N/mm}^2$  begrenzt.

Für die Bemessung der horizontalen Anschlußfuge am Kopf- und Fußende der Stütze werden der Spritzbetonmantel sowie die Zulagebewehrung nicht berücksichtigt, wenn die Zulagelängsbewehrung dort endet. Für die beiden Lasteinleitungsbereiche resultiert daraus eine Überlast  $N_{b,\ddot{u}}$

$$N_{b,\ddot{u}} = A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{s2} \cdot \beta_{s2} \quad (2.4)$$

die über Haftverbund und Reibung in den Spritzbetonmantel geleitet werden muß. Die erforderliche Querbewehrung des Spritzbetonmantels im Lasteinleitungsbereich errechnet sich dabei aus den aus der Überlastung resultierenden Spaltzugkräften und den erforderlichen Kräften für eine ausreichende Querdehnungsbehinderung des Altbetons.

### 2.2.4 BEMESSUNGSVORSCHLAG VON TASSIOS

Für erdbebengeschädigte Stahlbetonstützen, deren ursprüngliche Tragfähigkeit durch einen Ummantelung wiederhergestellt werden soll, wird von Tassios /81/ ein iteratives Bemessungsverfahren angegeben. Dabei wird davon ausgegangen, daß die Altbetonstütze im geschädigten Bereich keine Resttragfähigkeit mehr aufweist, so daß hier die gesamte Traglast von der Ummantelung aufgenommen werden muß. Die Überleitung der Last vom Altquerschnitt auf den Neuquerschnitt oberhalb bzw. unterhalb der Schädigungsstelle erfolgt dabei im wesentlichen über zwei Lastwege. Zum einen werden die Längsbewehrungen von Alt- und Neuquerschnitt durch Anschweißen von

Zug- und Druckdiagonalen kraftschlüssig verbunden, und zum anderen werden die Kräfte infolge des Reibungsverbundes zwischen den Betonoberflächen übergeleitet. Um diese beiden Lastübertragungsmechanismen zu aktivieren, sind Relativverschiebungen von Alt- und Neubeton erforderlich; der Reibungsverbund ist zudem durch die Behinderung der Querdehnung im Altbeton sicherzustellen.

Die Ermittlung der erforderlichen Diagonalen sowie der Querbewehrung und damit auch die Bestimmung der Länge des Übertragungsbereiches erfolgt in einem iterativen Prozeß. Ausgehend von einer geschätzten Relativverschiebung  $s_a$  am Anfang des Verstärkungsbereiches läßt sich die Relativverschiebung an jeder Stelle  $x$

$$s_x = s_a - \int_0^x \left( \frac{\sigma_{ba}}{E_{ba}} - \frac{\sigma_{bn}}{E_{bn}} \right) \cdot dx \quad (2.5)$$

aus dem Integral der Längsdehnungsdifferenzen ermitteln. Wird  $\Delta x$  ausgehend vom Anfang des Verstärkungsbereiches klein genug gewählt, läßt sich die Relativverschiebung

$$s_x = s_a - \frac{\sigma_{ba}}{E_{ba}} \cdot \Delta x$$

näherungsweise angeben, da der Neuquerschnitt in diesem Bereich noch nahezu spannungslos ist. Mit dieser Relativverschiebung  $s_x$  läßt sich dann die über Reibung übertragbare verschiebungsabhängige Schubspannung  $\tau_{fr,x}$  angeben, sofern zusätzlich die senkrecht zur Reibungsebene wirkende Normaldruckspannung  $\sigma_y$  bekannt ist. Diese aus dem unterschiedlichen Querdehnungsverhalten hervorgerufene Normaldruckspannung  $\sigma_y$  ergibt sich nach Bild 2.3 aus einer Gleichgewichtsbeziehung und aus einer Verformungsbetrachtung des Querschnittes im ungerissenen Zustand I. Die Größe der Normaldruckspannung ist dabei proportional zu der durch die Steifigkeit des Mantels verursachten Querdehnungsbehinderung des Altquerschnittes, wodurch die Spannungen in den Stützenecken maximal sind und in den Symmetrieachsen nahezu auf den Wert Null abfallen. Dieser Spannungsverlauf wird in diesem Ansatz durch eine flächengleiche, in den Stützenecken konzentriert wirkende, konstante Ersatzspannungsverteilung ersetzt, die auf einer der Manteldicke  $t$  entsprechenden Breite angesetzt wird. Unter der Annahme, daß sich die Betonoberflächen in diesem Bereich in Querrichtung nicht voneinander ablösen, läßt sich dann das Verformungsgleichgewicht im Schwerpunkt dieser Ersatzspannungsverteilung formulieren.

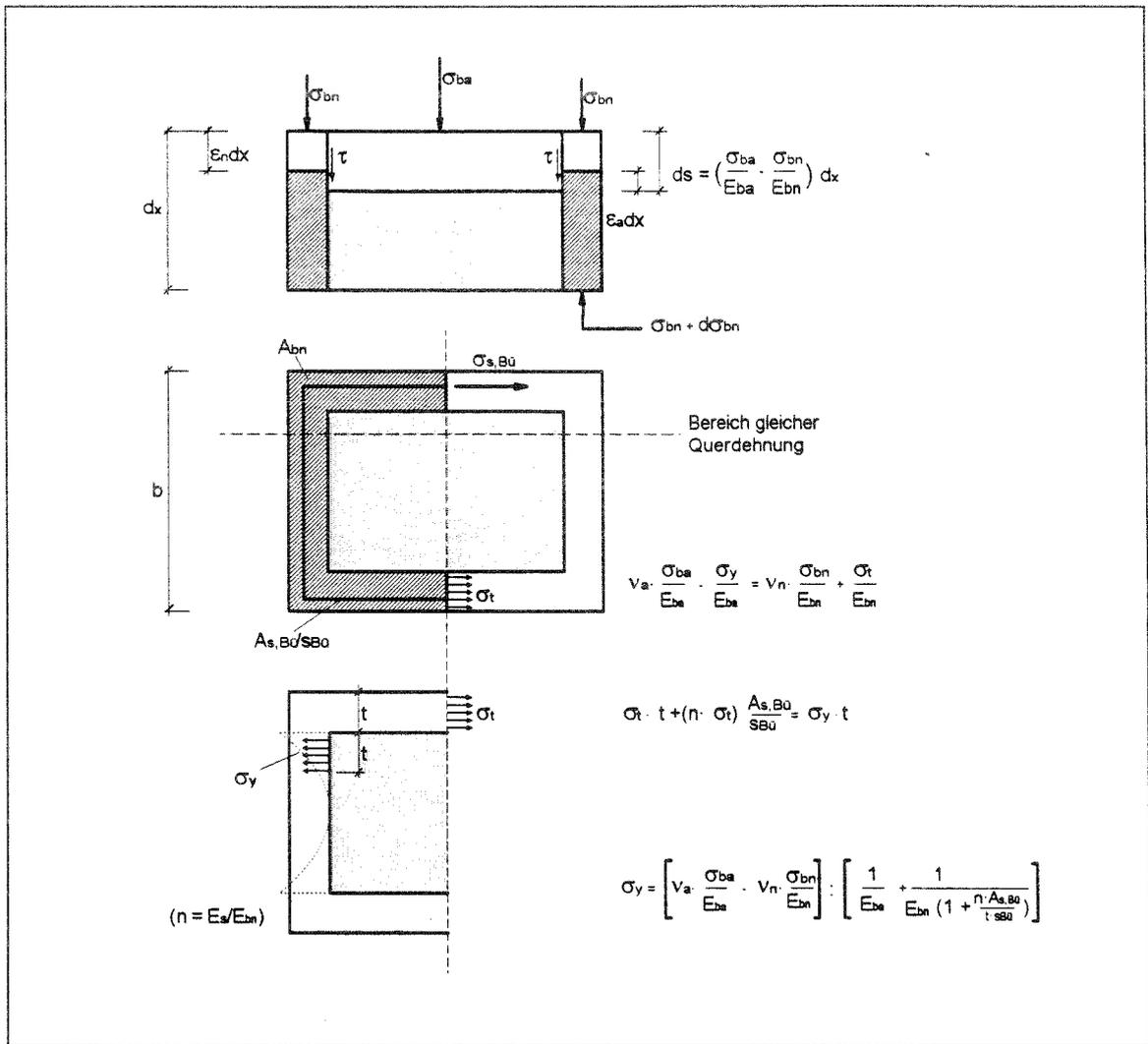


Bild 2.3: Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen in Stützenlängs- und Stützenquerrichtung zur Ermittlung der über Reibung übertragbaren Schubspannungen  $\tau_{fr} = f(s, \sigma_y)$  nach /81/.

Solange in Stützenlängsrichtung die Belastung des Altquerschnittes größer als die des Neuquerschnittes ist, wird sich der Altquerschnitt stärker ausdehnen als der Neuquerschnitt und es wird eine Querdehnungsdifferenz

$$\Delta \epsilon_q = \left[ \nu_a \cdot \frac{\sigma_{ba}}{E_{ba}} - \nu_n \cdot \frac{\sigma_{bn}}{E_{bn}} \right] \quad (2.6)$$

hervorgerufen, die zusätzliche Verformungen im Verstärkungsmantel verursacht. Diese Dehnungsdifferenz entspricht dabei einer theoretischen Dehnung, die sich jedoch aufgrund der Steifigkeit des Neubetons und der Querbewehrung des Mantels nicht unbehindert einstellen kann. Die sich unter Beachtung der Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen einstellende Querdehnung

$$\epsilon_q = \left[ \nu_a \cdot \frac{\sigma_{ba}}{E_{ba}} - \nu_n \cdot \frac{\sigma_{bn}}{E_{bn}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{E_{bn} \cdot t \cdot s_{Bü} + \frac{A_{s,Bü}}{t \cdot s_{Bü}} \cdot E_s}{E_{bn} \cdot t \cdot s_{Bü} + \frac{A_{s,Bü}}{t \cdot s_{Bü}} \cdot E_s + E_{ba} \cdot t \cdot s_{Bü}} \right] \quad (2.7)$$

läßt sich als Verhältnis von  $\Delta\epsilon_q$  nach Gleichung (2.6) ausdrücken, wobei der Abzugswert in der zweiten Klammer dem Verhältnis der Steifigkeit des Mantels zur Gesamtsteifigkeit entspricht. Aus diesem Abzugswert in (2.7) kann zudem die Normaldruckspannung  $\sigma_y$  ermittelt werden, da sich die Unbekannte  $\sigma_{bn}$  für das erste Intervall  $\Delta x$  näherungsweise zu Null setzen läßt. Wird die von der Verschiebung  $s$  und der Normaldruckspannung  $\sigma_y$  abhängige Reibungsschubspannung  $\tau_{fr}$  über die Reibungsfläche integriert, kann die Spannung

$$\sigma_{bn} = \frac{\left[ \sum N_{d,i} + \int_0^x \tau_x \cdot 8 \cdot t \cdot dx \right]}{A_{bn}}$$

des Neuquerschnittes am Ende des ersten Intervalls ermittelt werden, wenn zusätzlich noch die Druckkräfte  $N_{d,i}$  berücksichtigt werden, die durch die Relativverschiebung der kraftschlüssig verbundenen Bewehrungslagen verursacht werden. Die für die Berechnung des nächsten Intervalls benötigte Altbetonspannung  $\sigma_{ba}$  wird mit Hilfe des Kräftegleichgewichts

$$N = (\sigma_{ba} \cdot A_{ba} + \sigma_{bn} \cdot A_{bn} + N_s)_{\Delta x}$$

aus der Gesamttraglast, dem Traganteil des Neubetons sowie dem jeweiligen Traganteil der Längsbewehrung ermittelt. Auf diese Weise kann dann die Relativverschiebung und damit auch die Lastüberleitung im nächsten Intervall  $\Delta x$  bestimmt werden. Diese Vorgehensweise wird solange wiederholt, bis die Mitte des Verstärkungsbereiches bzw. die geschädigte Stelle im Altquerschnitt erreicht ist. An dieser Stelle muß sich die Altbetonspannung rechnerisch zu Null ergeben, ansonsten muß die gesamte Berechnung mit einer neuen Schätzung für die Relativverschiebung am Anfang des Verstärkungsbereiches erneut durchgeführt werden.

## 2.2.5 ANDERE ANSÄTZE

Bei einer vollflächigen Lasteinleitung in die querschnittsverstärkte Stütze ist in der Regel der rechnerische Nachweis der Instandsetzung oder Verstärkung einfacher zu führen. Der Tragfähigkeitsnachweis für eine zentrische Beanspruchung des Verbund-

querschnittes kann dabei unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften erfolgen. Die Lastaufteilung auf Alt- bzw. Neuquerschnitt für den Bruchzustand bzw. einer nach der Verstärkung aufgetragenen Zusatzbelastung ergibt sich dabei nach Specht/Schade/Nehls /74/ aus einem Vergleich der Dehnsteifigkeiten beider Querschnittsteile (vgl. dazu Bild 2.4). Die zusätzliche Lastaufnahme des Altquerschnitts

$$\Delta N_{ba} = \frac{\frac{E_{ba(2-3)}}{E_{bn}} \cdot A_{ia}}{A_{in} + \frac{E_{ba(2-3)}}{E_{bn}} \cdot A_{ia}} \cdot \Delta N = \frac{\frac{\Delta\beta_{Ra}}{\Delta\beta_{Rn}} \cdot A_{ia}}{A_{in} + \frac{\Delta\beta_{Ra}}{\Delta\beta_{Rn}} \cdot A_{ia}} \cdot \Delta N \quad (2.8)$$

wird demnach von dem Flächenverhältnis sowie dem Verhältnis der im Bruchzustand zulässigen Druckspannungen entscheidend beeinflusst. Voraussetzung für diese Nachweisform ist jedoch die Annahme des vollständigen Verbundes, so daß die Verträglichkeitsbedingung

$$\epsilon_{bn} = \Delta\epsilon_{ba}$$

eingehalten wird. Eine in der Regel vorhandene Vorbelastung des Altquerschnitts kann dabei näherungsweise berücksichtigt werden, in dem, wie in Bild 2.4 dargestellt, die Spannungs-Dehnungs-Linie des Altquerschnitts um den zu der Vorbelastung gehörenden elastischen Dehnungsanteil

$$\epsilon_{ba,t=0} = \frac{N_0}{E_{ba(1-2)} \cdot A_{ia}}$$

verschoben wird. Die Lastaufnahme des Neubetons wird dadurch begrenzt, daß bei zentrischer Belastung für den Altquerschnitt die Bemessungsbedingung

$$\epsilon_{ba,t=0} + \epsilon_{bn} \leq \text{zul. } \epsilon_{ba} \text{ (DIN 1045)}$$

eingehalten werden muß. Bei gleicher mathematischer Formulierung der nichtlinearen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von Altbeton und Neubeton ist die Steigungsdifferenz der Spannungs-Dehnungs-Linien, die der Differenz der Tangenten-E-Moduli entspricht, konstant und damit unabhängig vom betrachteten Spannungsniveau. Das bedeutet, daß die Lastaufteilung nach (2.8) nicht konstant ist, sondern für Zusatzlasten bzw. bis zum rechnerischen Bruchzustand ständig veränderlich ist.

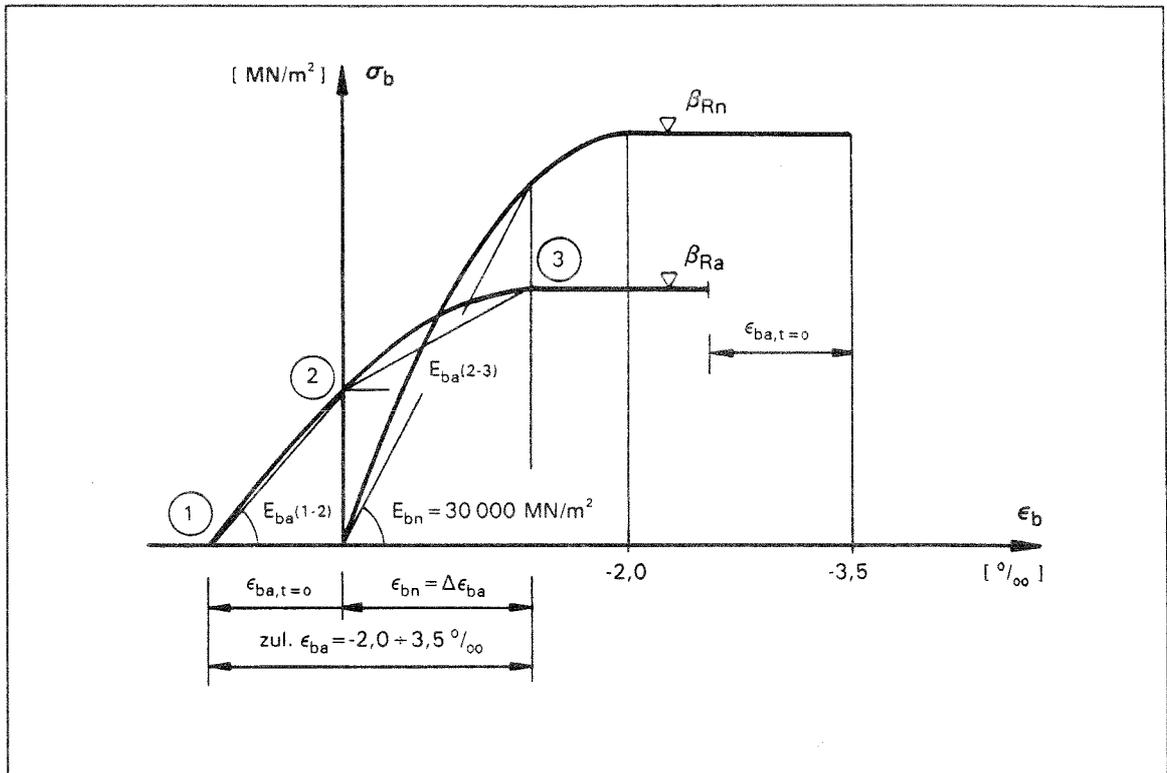


Bild 2.4 Verformungsbetrachtung zur Aufteilung einer Längsdruckkraft auf die Teilquerschnitte im rechnerischen Bruchzustand (nach /74/).

Weitere Versuche zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetondruckgliedern sind von Ortiz/Diez /50/ durchgeführt worden. Untersucht wurden neben einer weiteren Verstärkungsvariante auch mit Ort beton ergänzte, nicht knickgefährdete quadratische Stützen mit nahezu gleich großen Flächen von Altquerschnitt und Neuquerschnitt. Um einen Ausschnitt aus einem Stahlbetonskelettbau nachzubilden, besteht der Altbetonkörper aus einem aus versuchstechnischen Gründen verkürzten Stützenschaft mit verbreitertem Stützenfuß und Stützenkopf. Die Verbreiterungen an den Stützenendbereichen sollen dabei einen Teil der Deckenkonstruktion darstellen. Die Belastung des Verbundquerschnittes erfolgt über einen - über dem verbreiterten Stützenkopf angeordneten - Stützenschaft, der einen Ausschnitt der nicht querschnittsverstärkten Stütze im darüber liegenden Stockwerk darstellt. Die Abmessungen des ursprünglichen Stützenschaftes werden mit  $b/d/h = 0,25/0,25/1,60$  m angegeben; nach der Verstärkung betragen die Seitenabmessungen des Verbundquerschnittes  $b/d = 0,35/0,35$  m. Die angestrebte Verdoppelung der Traglast konnte mit einem Steigerungsfaktor von rund 70% nicht erreicht werden. Bei allen Stützen wurde als Versagensursache ein Schubversagen des Stützenkopfes festgestellt. Bedingt durch das Versagen des Stützenkopfes ist eine direkte Belastung des Verstärkungsmantels über Kontaktdruck nicht mehr möglich, und die Gesamtbelastung muß ausschließlich über den Altbetonquerschnitt und die Verbundfuge in den Verbundquerschnitt eingeleitet werden. Bei allen Stützen

ist die Verbundfuge im Moment des Schubversagens des Stützenkopfes nicht in der Lage gewesen, diesen zusätzlichen Lastanteil ebenfalls zu übertragen.

Die prinzipielle Eignung des Spritzbetons für Stützenverstärkungen bei vollflächiger Lasteintragung weisen Wierig/Scholz /93/ in ihren Versuchen nach. Verglichen werden dabei die Tragfähigkeit eines zur Hälfte aus Altbeton und zur anderen Hälfte nachträglich mit Spritzbeton ergänzten Verbundquerschnittes mit den jeweiligen monolithischen Vergleichskörpern. Wegen der in der Regel starken Beanspruchung der Stützenendbereiche sind diese bei den nachträglich ergänzten Stützen auf eine Länge von jeweils 30 cm nicht ebenfalls als Verbundquerschnitt, sondern schon beim Herstellen der ersten Stützhälfte mit den endgültigen Querschnittsabmessungen ausgeführt worden. Die Abmessungen der Stützen betragen einheitlich für alle Versuchskörper  $b/d/h = 0,25/0,25/3,5$  m. Aus den Versuchsergebnissen schließen Wierig/Scholz, daß sich Verbundquerschnitte aus Altbeton und Spritzbeton in ihrem grundsätzlichen Tragverhalten nicht von vollständig aus Altbeton bestehenden Stützen unterscheiden. Die vollständig aus Spritzbeton hergestellten monolithischen Vergleichskörper erreichen jedoch nur etwa 80% der durchschnittlichen Bruchlast der monolithischen Altbetonstützen sowie der Verbundstützen, obwohl die jeweils im Rahmen der Güteprüfung nach 28-Tagen nachgewiesene Zylinderdruckfestigkeit des Spritzbetons deutlich über der Würfeldruckfestigkeit des Altbetons lag. Wierig/Scholz führen dieses Versuchsergebnis im wesentlichen auf die unterschiedlichen Betonzusammensetzungen zurück, weisen aber auf die Problematik hin, wenn Spritzbeton im unmittelbaren Einleitungsbereich beansprucht wird.

## 2.3 NORMENMÄSSIGE BEHANDLUNG

Mit Spritzbeton oder Ortbeton instandgesetzte und nachträglich verstärkte Beton- und Stahlbetonbauteile müssen in Bemessung und Ausführung grundsätzlich DIN 1045 /15/ entsprechen. Für einen im Spritzverfahren aufgetragenen Beton, der von der baustofflichen Zusammensetzung ebenfalls ein Beton nach DIN 1045 ist, gelten darüber hinaus die Anforderungen in DIN 18551 /20/. In der Neufassung der DIN 18551 sind zudem einige Bemessungsregeln vorgegeben, die im wesentlichen auf den Angaben in der "Richtlinie für die Ausbesserung und Verstärkung von Betonbauteilen mit Spritzbeton" des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton /11/ aufbauen.

Wird bei dem rechnerischen Nachweis des Gesamtquerschnittes das Zusammenwirken von Alt- und Neubeton in Rechnung gestellt, darf entsprechend DIN 1045, Abschnitt 19.4 von einem einheitlich hergestellten Querschnitt ausgegangen werden, sofern die Fuge ausreichend profiliert oder rauh ausgeführt wird und die in der Fuge

wirkenden Schubkräfte durch eine die Fuge kreuzende Bewehrung aufgenommen werden. Weisen dabei im gleichen Querschnitt Alt- und Neubeton unterschiedliche Festigkeiten auf, darf für die Bemessung des Gesamtquerschnittes vereinfachend die niedrigere Festigkeit angesetzt werden. Soll das unterschiedliche Tragverhalten rechnerisch berücksichtigt werden, ist entsprechend DIN 18551, Abschnitt 8.3.3 zu verfahren. Demnach müssen für ein Zusammenwirken von Beton im Druckbereich sowohl die Rechenwerte  $\beta_R$  nach DIN 1045, Tabelle 12 als auch die Grenzdehnungen  $\epsilon_{b1}$  nach Bild 13 für jeden der zusammenwirkenden Betone eingehalten werden. Der Dehnungsanteil des Altbetons infolge der Vorbelastung darf für den Gebrauchszustand unter Benutzung der Rechenwerte für die Spannungs-Dehnungs-Linie des betrachteten Betons nach DIN 1045, Bild 11 ermittelt werden.

Für Querschnitte, die mit Spritzbeton instandgesetzt oder verstärkt werden, bestehen bezüglich der Anordnung und Bemessung der erforderlichen Verbundmittel Unterschiede zu DIN 1045. Für Platten und Balken betreffen diese Unterschiede dabei die Mindestquerschnitte sowie die Nachweisgrenzen der Bemessung. Für allseits verstärkte Stützen darf entsprechend DIN 18551 auf die Anordnung von mechanischen Verbundmitteln verzichtet werden, wenn in der Verstärkung ausreichend bemessene und mit Übergreifungslänge geschlossene Bügel angeordnet werden.

Für Stützenverstärkungen mit Spritzbeton ist die Tragfähigkeit in Stützenmitte für den Gesamtquerschnitt und zusätzlich im Einleitungsbereich nachzuweisen. Dabei sind die Bügel im Einleitungsbereich so zu bemessen, daß der alte Stützenkern einschließlich seiner Längsbewehrung die notwendige Tragfähigkeit erreicht. Als konstruktive Vorgaben sind die Bügel im Einleitungsbereich  $l_e = 30 \cdot d_s$  mit einem Höchstabstand von 8 cm anzuordnen und nach Bild 26c oder 26d nach DIN 1045 zugfest zu schließen, wobei für den Spritzbeton grundsätzlich die Werte des Verbundbereiches II gelten.

Der starken Zunahme von Instandsetzungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen und dem daraus entstehenden Normungsbedarf wurde in Österreich mit der Einführung der ÖNORM B 4200, Teil 6 "Instandsetzung, Umbau und Verstärkung" /49/ Rechnung getragen. Besondere Bedeutung kommt dabei dem Kapitel 7 "Belastungen, Einwirkungen, Nachweise" zu. Danach ist der Tragsicherheitsnachweis für verstärkte Tragwerke nach den gültigen Bestimmungen für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten unter Einhaltung des vollen Sicherheitsgrades zu führen. Dabei darf jedoch angenommen werden, daß der Querschnitt für die gesamten Lasten so wirkt, als ob er einheitlich hergestellt worden wäre. Voraussetzung dafür ist, daß die in der Fuge wirkenden Kräfte übertragen werden können, wofür in der Regel die Fugenfläche des Altbetons vorzubehandeln ist.

Die Ermittlung dieser Kräfte erfolgt dabei zweckmäßigerweise an Stabwerkmodellen,

wobei die Wirkungen sämtlicher Schnittgrößen gemeinsam erfaßt werden müssen. Dabei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- Weicht die Richtung der Druckkraft um mehr als  $45^\circ$  von der Normalen auf die Fugenfläche ab, ist eine entsprechende Profilierung durch Verschmattung oder Verzahnung vorzusehen.
- Zugkräfte müssen durch Bewehrung aufgenommen werden.
- Die Mitwirkung des Betons auf Zug in der Fuge darf nur in Sonderfällen (Betonspritzverfahren, Verklebung u. ä.) berücksichtigt werden, wenn das Ausmaß durch entsprechende Versuche oder Zulassungen einwandfrei abgedeckt ist.

In der ehemaligen DDR waren die Berechnung und Ausführung von Baumaßnahmen im Rahmen der Verstärkung und Auswechslung von Betonbauteilen in den Normen TGL 33452 /84/ und 33453 /85/, Ausgabe 1982 geregelt. Grundsätzlich müssen demnach die Tragfähigkeit und Nutzungsfähigkeit für die entsprechenden Grenzzustände nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit darüber hinaus ist zusätzlich für das Versagen des Verbundes zwischen dem Altbeton und Neubeton sowie zwischen der neuen Bewehrung und dem Betonquerschnitt nachzuweisen. Diese Nachweise sind dabei für diejenigen Bauteile zu führen, die durch Verstärkungsmaßnahmen eine andere Beanspruchung erhalten, als die, für die sie ursprünglich projektiert waren.

Der Nachweis der Tragfähigkeit bei Druckbeanspruchung von verstärkten Stützen ist nach TGL 33452 wie folgt zu führen:

Wird der Neubeton der Stützenummantelung zum Nachweis der Tragfähigkeit herangezogen, so ist der Nachweis unter Berücksichtigung der Auslastung des Altbetons der Stütze und unter Beachtung des Schwindens und Kriechens des Neubetons zu führen. Anderenfalls darf der Neubeton lediglich zur Berechnung der Schlankheit und des Ausweichfaktors herangezogen werden. Bei der Berechnung der zufälligen Ausmittigkeit bleibt der Neubeton in diesem Fall unberücksichtigt.

Bei diesen Nachweisen dürfen dabei für den Altbeton die am Bauteil ermittelten Normfestigkeiten (untere 5%-Quantile) in Rechnung gestellt werden. Weiterhin wird in TGL 33452 festgelegt, daß der Neubeton mindestens der Festigkeit des Altbetons entsprechen muß.

Für den Nachweis der Nutzungsfähigkeit gelten die im folgenden aufgeführten Grundsätze. So dürfen die im Alt- und Neubeton sowie in der alten und neuen Bewehrung auftretenden Spannungen die Rechenwerte der Betondruck- und Stahlzugfestigkeiten nach TGL 33403 /83/ nicht überschreiten. Bei der Spannungsermittlung im Querschnitt sind die Umlagerungen infolge Kriechen und Schwinden des Neubetons zu be-

rücksichtigen, wenn sie den Spannungsverlauf wesentlich beeinflussen. Die Ausgangsspannungen sind dabei nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln.

Als Anforderungen an die bauliche Durchbildung wird gefordert, daß die Oberfläche des Altbetons vor dem Aufbringen des Neubetons entsprechend TGL 33453 vorzubehandeln ist. Die Mindestdicke des Neubetons darf dabei 50 mm nicht unterschreiten und der neue Beton soll schwindarm eingestellt werden. Lotrechte, stark geneigte Flächen und Überkopfflächen sind mit Spritzbeton zu erneuern. Für Stützen wird grundsätzlich eine allseitige Ummantelung gefordert. Eine neu eingelegte Längsbewehrung ist gut zu verbügeln.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß für Stützenverstärkungen in den aufgeführten Normen übereinstimmend ein rechnerischer Tragfähigkeitsnachweis in Form einer Querschnittsbemessung gefordert wird. Einen zusätzlichen Tragfähigkeitsnachweis für den Krafterleitungsbereich verstärkter Stützen fordert DIN 18551, wobei jedoch ein umfassendes und die Unterschiede in der Lasteinleitung berücksichtigendes Bemessungsmodell wegen fehlender Versuchsdichte noch nicht angegeben werden konnte.

### **3. VOLLFLÄCHIGE BELASTUNG NACHTRÄGLICH VERSTÄRKTER STÜTZEN**

#### **3.1 GRUNDSÄTZLICHE ANMERKUNGEN**

Zusätzlich zu der Regelbemessung für die Schnittgrößen am unverformten System ist für Stahlbetondruckglieder die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Stabauslenkung zu ermitteln. Der Nachweis der Knicksicherheit nach Theorie II. Ordnung wird dabei in Abhängigkeit von der Schlankheit der Druckglieder unterschiedlich berücksichtigt. Bei Druckgliedern mit geringer Schlankheit darf der Nachweis der Knicksicherheit entfallen; die gleiche Regelung gilt auch für unverschiebliche Innenstützen mehrstieliger regelmäßiger Rahmen mit einer der Stützlänge entsprechenden Knicklänge sowie einer Schlankheit  $\lambda \leq 45$ . Bei geringer Stützenschlankheit und ausschließlich zentrischer Druckbeanspruchung erfolgt die Bemessung als Querschnittsbemessung in der Regel mit dem Additionsgesetz, kann aber ebenfalls mit Hilfe des Interaktionsdiagrammes durchgeführt werden. Nach dem Additionsgesetz ergibt sich dabei die Gesamttragfähigkeit aus den Einzeltraganteilen des Betons und der Längsbewehrung. Ein zusätzlich in Belastungsrichtung aufnehmbarer Traganteil, der aus der querdehnungsbehindernden Wirkung der Querbewehrung resultiert, wird dabei nicht berücksichtigt. Durch eine umfangreiche statistische Auswertung von Versuchen mit bügelbewehrten Stützen stellen Soretz/Stumpf /73/ eine mit steigendem Querbewehrungsgrad zunehmende Abweichung der im Versuch erreichten Traglast von der rechnerischen Bruchlast nach dem klassischen Additionsansatz fest. Aus diesem Grund geben sie einen modifizierten Ansatz an, mit dem die Traglast als Summe der Traganteile des von den Bügeln eingeschlossenen Kernbetons, der Längsbewehrung und der Querbewehrung ermittelt werden kann. Die Tragfähigkeit von monolithischen Stahlbetonstützen wird dabei durch - infolge Dauerlast und Schwinden hervorgerufene - Spannungsumlagerungen nicht beeinflusst, weil sie bei konstanten äußeren Lasten einen reinen Eigenspannungszustand darstellen.

Die Tragfähigkeit nachträglich verstärkter, vollflächig belasteter Stützen unter zentrischer Belastung wird ebenfalls nach dem Additionsansatz nachgewiesen, wenn die Fugenausbildung zwischen Alt- und Verstärkungsbeton den Bedingungen nach DIN 1045, Abschnitt 19.4 entspricht. In diesem Fall darf der Verstärkungsquerschnitt trotz der einer möglichen Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton rechnerisch voll angesetzt werden. Bei nicht kraftschlüssig gestoßener bzw. stumpf endender Längsbewehrung im Verstärkungsquerschnitt muß zusätzlich berücksichtigt werden, daß der Traganteil der Längsbewehrung analog zu der Regelung für monolithische Querschnitte nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.2.1 (6) erst am Ende der Verankerungs-

länge  $l_1$  rechnerisch angesetzt werden darf. Ob die konstruktiven Forderungen nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.2.1 zur Sicherung der Verbundwirkung im Bereich der Verankerungslänge  $l_1$  der Längsbewehrung auch bei nachträglich verstärkten Stützen ausreichen, bei denen bei stumpf endender Längsbewehrung die gesamte Verankerungslänge in der Stütze untergebracht ist, soll in der Auswertung zu den durchgeführten Versuchen in Kapitel 7 untersucht werden.

In diesem Kapitel 3 sollen folgende für nachträglich verstärkte Stahlbetonstützen wesentliche Fragestellungen untersucht werden:

- Beteiligt sich der Neubeton im Gebrauchszustand an der Lastaufnahme einer vor der Verstärkung auf den Altbetonquerschnitt aufgetragenen Belastung?
- Welchen zeitabhängigen Veränderungen der Spannungszustände unterliegen die Teilquerschnitte, wenn nach der Verstärkung eine zusätzliche Belastung auf den Verbundquerschnitt aufgebracht wird?
- Beeinflusst die Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton die rechnerische Tragfähigkeit im Bruchzustand, wenn der Altquerschnitt vor der Verstärkung nicht entlastet wird?

Die für die Ermittlung der Spannungsumlagerungen notwendigen Berechnungen erfolgen dabei sowohl auf der Grundlage linear-elastischen Materialverhaltens als auch unter Berücksichtigung der physikalischen Nichtlinearität des Werkstoffs Beton.

## **3.2 GEBRAUCHSZUSTAND**

### **3.2.1 ALLGEMEINES**

Um neben einer ausreichenden Standsicherheit auch eine ausreichende Dauerhaftigkeit und Gebrauchsfähigkeit zu gewährleisten, werden in allen relevanten Normen (vgl. DIN 1045, DIN 4227, EC 2) Nachweise für den Gebrauchszustand gefordert. In der Regel beschränken sich diese Nachweise jedoch auf die Begrenzung der Spannungen, die Begrenzung der Formänderungen sowie auf den Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite. Einflüsse aus Kriechen und Schwinden müssen dabei in diesen Nachweisen berücksichtigt werden, sofern dadurch die Summe der Schnittgrößen in ungünstiger Richtung verändert wird.

Bei monolithisch hergestellten Stahlbetondruckgliedern ist im Gebrauchszustand häufig nur die Verformungszunahme infolge von Kriechen und Schwinden von Interesse; die Ermittlung der zeitabhängigen Teilschnittgrößen und damit der Spannungsumlagerungen zwischen Beton und Betonstahl ist dagegen dann von Bedeutung, wenn die

tatsächlichen Spannungen im Beton und im Betonstahl als Summe der Lastspannungen und der zeitabhängigen Eigenspannungen benötigt werden. Wird jedoch eine vorbelastete Stütze nachträglich ergänzt, ist es aufgrund des unterschiedlichen zeitabhängigen Betonverhaltens in der Regel erforderlich, diese Spannungsumlagerungen im Verbundquerschnitt genauer zu betrachten. Dies gilt umso mehr, als zahlreiche in der Vergangenheit aufgetretene Bauschäden auf das unterschiedliche viskoelastische Betonverhalten zurückzuführen sind. Einer Empfehlung von Schiessl /68/ folgend ist deshalb in der Neufassung der DIN 1045, Ausgabe 1988, Abschnitt 17.6.2 in oberflächennahen Bereichen von Stahlbetonbauteilen, in denen Betonzugspannungen auftreten, im allgemeinen eine Mindestbewehrung anzuordnen. Auch bei druckbeanspruchten Stützen, die nachträglich verstärkt werden, können infolge von behinderten Verformungen Zugspannungen im Verstärkungsmantel auftreten. Eine solche Verformungsbehinderung liegt z.B. für die Schwindverformungen des Verstärkungsbetons vor, die durch den Altbeton behindert werden. Somit ergibt sich für den Verstärkungsquerschnitt zunächst ein Mindestbewehrungsgrad

$$\rho_z = \frac{k_0 \cdot \beta_{bz}}{\sigma_s}$$

der zur Aufnahme der Rißschnittgröße ausreichend ist, mit einem Beiwert für zentrischen Zwang von  $k_0 = 1,0$  zur Beschränkung der Breite von Erstrissen. Auf diese Mindestbewehrung darf jedoch verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, daß die Zwangsschnittgröße die Rißschnittgröße nicht erreicht. Für diesen Fall ist die Bewehrung für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße auf der Grundlage von Abschnitt 17.6.3, "Regeln für die statisch erforderliche Bewehrung", zu ermitteln.

Durch eine differenzierte Betrachtung des unterschiedlichen Verformungsverhaltens des Altbetons und des neuen Verstärkungsmantels ergibt sich somit die Möglichkeit zu einer wirtschaftlicheren Bemessung. Darüber hinaus soll anhand einer ausführlichen theoretischen Untersuchung zu den Auswirkungen des unterschiedlichen zeitabhängigen Verformungsverhaltens der Betone eine realistische Einschätzung der Lastaufteilung einer im Gebrauchszustand nach der Verstärkung aufgetragenen Zusatzbelastung ermöglicht werden. Dabei werden zur Beschreibung des Formänderungsverhaltens des Betons unter Druckbeanspruchung sowohl ein linearer Verlauf der Spannungsdehnungslinie als auch nichtlineare Ansätze untersucht. Während die Berechnung der Spannungsumlagerungen mit einer linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung in geschlossener Form möglich ist, können die Berechnungen bei Berücksichtigung eines physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens nur in iterativer Form erfolgen. Die Kriechzahlen  $\varphi$  und die Relaxationskennwerte  $\rho$  werden dabei für die Kriechver-

läufe nach CEB Model Code 1990 /7/ ermittelt, die in dieser Form für die Regelungen in EC 2 /25/ übernommen worden sind. Mit diesen neuen Ansätzen für Kriechen und Schwinden soll im folgenden untersucht werden, inwieweit die Spannungsumlagerungen vom verformungswilligeren Neuquerschnitt auf den steiferen Altquerschnitt infolge der nach der Verstärkung zusätzlich aufgetragenen Belastung Auswirkungen auf die Stahl- und Betonspannungen sowie auf die rechnerische Tragfähigkeit haben. Die Auswirkungen unterschiedlicher mechanischer und zeitabhängiger Kenngrößen der Verstärkungsbetone und auch der Einfluß der zeitlichen Reihenfolge der Belastung auf die Teilschnittgrößen kann somit beurteilt werden. In Abhängigkeit der Belastungsdauer vor der Verstärkung und des Bewehrungsgehaltes des Altquerschnittes wird weiterhin untersucht, inwieweit eine Entlastung des Altquerschnittes vor der Verstärkung eine Veränderung der Teilschnittgrößen hervorruft.

Der Dehnungszustand des Altbetons vor der Querschnittsvergrößerung sowie der Altersunterschied der beiden Betone beeinflusst darüber hinaus aber auch noch die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes. Wird bei dem Zusammenwirken von Betonen mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen das unterschiedliche Tragverhalten berücksichtigt, so müssen für jeden der Teilquerschnitte sowohl die Grenzdehnung nach DIN 1045, Bild 13 als auch die Rechenwerte  $\beta_R$  eingehalten werden. Bei Einhaltung der Grenzdehnung des Altbetons im Bruchzustand ergibt sich die maximale Dehnung des Neubetons somit als Differenz zwischen der Grenzdehnung des Altbetons und der Dehnung des Altbetons im Gebrauchszustand. Auf diesen Problembereich wird ausführlich in Kapitel 3.3 eingegangen.

### **3.2.2 ELASTISCHE UND ZEITABHÄNGIGE BETONVERFORMUNGEN**

Aus äußeren Lasten resultierende Betondruckspannungen führen zunächst zu einer kurzzeitigen Formänderung, der elastischen Dehnung  $\epsilon_{el}$ . Daneben kann schon nach kurzer Zeit eine irreversible Dehnung  $\epsilon_{bl}$  gemessen werden, die sich als Anteil der Fließverformung sofort bei Belastungsbeginn einstellt. Wirken diese Spannungen als Dauerlasten auf den Beton, vergrößern sich im Laufe der Zeit die anfänglich aufgetretenen elastischen Formänderungen. Diese unter Dauerbelastung auftretenden Kriechverformungen  $\epsilon_k$  setzen sich dabei aus der reversiblen verzögert elastischen Komponente  $\epsilon_v$  und der irreversiblen Fließverformung  $\epsilon_f$  zusammen. Prinzipiell sind alle diese Formänderungen des Betons vom jeweils wirksamen Betonalter abhängig.

Das kurzzeitige Verformungsverhalten des Betons unter einer Druckbeanspruchung kann im Gebrauchszustand näherungsweise durch einen linearen Verlauf der Spannungsdehnungslinie und damit auch durch das Hookesche Gesetz

$$\sigma_b = E_b(t) \cdot \epsilon_b \quad (3.1)$$

beschrieben werden. Diese Linearität zwischen Spannung und Dehnung geht jedoch bei einer Steigerung der Beanspruchung über den Gebrauchslastbereich hinaus verloren und führt damit zu einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die in idealisierter Form als Parabel-Rechteck-Diagramm Grundlage der Bemessung im rechnerischen Bruchzustand ist. Obwohl der Elastizitätsmodul in (3.1) ebenfalls zeitabhängig ist, wird den Formänderungsberechnungen in der Regel ein konstanter, auf die 28-Tage-Festigkeit bezogener E-Modul zugrunde gelegt.

Die vom wirksamen Betonalter bei Belastungsbeginn abhängigen Kriechverformungen lassen sich unterteilen in reversible Anteile und irreversible oder bleibende Formänderungen. Der reversible Anteil, der als verzögert elastische Verformung  $\epsilon_v$  bezeichnet wird, stellt sich jedoch nicht unmittelbar nach Be- oder Entlastung ein, sondern wird nach ungefähr einem Jahr zu 90% erreicht. Die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung, die durch den Verlauf von  $k_v$  nach DIN 4227 /19/, Teil 1, Bild 2 gegeben ist, verdeutlicht, daß bereits nach rund einer Woche 40% dieser Verformung eingetreten sind. Der Verlauf der verzögert elastischen Verformung unterscheidet sich damit wesentlich von dem Verlauf der Fließverformung, deren Endwert erst nach rund 70 Jahren erreicht wird. Die Fließverformung als irreversibler Anteil läßt sich einem Grundkriechen, das auch ohne Austrocknung auftritt, und einem Trocknungskriechen zuordnen. Somit ist der in DIN 4227, Teil 1, Bild 1 dargestellte Verformungsverlauf in starkem Maße von den Bauteilabmessungen und den klimatischen Bedingungen abhängig. In EC 2 bzw. CEB MC 90 wird auf diese Aufteilung verzichtet, weil man sie für die rechnerische Behandlung der Auswirkungen des Kriechens nicht benötigt.

Zur Berechnung der zeitabhängigen Verformungen des Betons hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Kriechverformungen in Abhängigkeit der elastischen Verformung zum Belastungszeitpunkt  $t_0$  auszudrücken. Dies geschieht in der Regel durch die Definition einer Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$ , die multipliziert mit der elastischen Verformung die Kriechdehnung zum Zeitpunkt  $t$  ergibt. Damit ergibt sich zum Zeitpunkt  $t$  eine Gesamtdehnung

$$\epsilon(t) = \epsilon_{el}(t_0) + \epsilon_k(t) = \epsilon_{el}(t_0) + \epsilon_{el}(t=28 \text{ Tage}) \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.2)$$

infolge einer zum Zeitpunkt  $t_0$  aufgebrachten Dauerspannung. Die Abweichungen der elastischen Dehnungen zu den Zeitpunkten  $t$  bzw.  $t_0$  werden mit den Kriechdehnungen durch modifizierte Kriechzahlen  $\varphi(t, t_0)$  erfaßt. Nach DIN 4227 wird die Kriechzahl

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{f_0} \cdot (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 \cdot k_{v,(t-t_0)} \quad (3.3)$$

als Summe aus Fließanteil und verzögert elastischem Anteil gebildet. Die in diesem Summenansatz verwendete Grundfließzahl  $\varphi_{f_0}$  wird dabei entsprechend der Umweltbedingungen bzw. der Austrocknungsgeschwindigkeit festgelegt. Summenansätze weisen jedoch nach einem rechnerischem Vergleich verschiedener Kriechansätze von Blessenohl /3/ bezüglich der Vorhersage der Kriechverformungen einige typische Nachteile auf. So ergeben sich nach kurzer Belastungsdauer und bei Erstbelastung des Betons in höherem Alter systematische Fehler bei der Ermittlung der Kriechzahlen, weil der Einfluß des Belastungsalters auf das Fließen und der zeitliche Verlauf der Fließverformung durch dieselbe Funktion beschrieben werden. Ein weiterer Nachteil besteht darin, daß in die verzögert elastische Verformung nur die Belastungsdauer und nicht das Betonalter bei Lastaufbringung eingeht. Mit dem Produktansatz des CEB Model Code 1990 läßt sich dagegen das Verformungsverhalten des Betons sowohl für die raschen Anfangsverformungen als auch für den Einfluß des Belastungsalters besser vorhersagen. Demnach ergibt sich die Kriechzahl

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

als Produkt der Grundkriechzahl  $\varphi_0$  und einer Verlaufsfunktion  $\beta_c(t - t_0)$ , die dabei durch die Grenzwerte 0 und 1 begrenzt ist. Die Grundkriechzahl

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_c) \cdot \beta(t_0)$$

wird dabei von der relativen Luftfeuchtigkeit, der mittleren Betonfestigkeit und dem wirksamen Betonalter bei Belastungsbeginn maßgeblich beeinflusst. Der in CEB Model Code 1990 verwendete Berechnungsansatz entspricht damit wieder dem bis 1979 in DIN 1045, Abschnitt 16.4, vorhandenen Produktansatz

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot$$

Die neben der Grundkriechzahl  $\varphi_0$  verwendeten Beiwerte  $k_1$  und  $k_2$  beschreiben mit  $k_1 = k(t_0)$  den Einfluß des Erhärtungsgrades bzw. das Alter  $t_0$  des Betons beim Aufbringen der kriecherzeugenden Belastung und mit  $k_2 = f(t - t_0)$  den zeitlichen Verlauf des Kriechens und Schwindens, wobei die Zeitfunktion zwischen 0 für  $t_0$  und 1 für  $t = \infty$  verläuft. Den zeitabhängigen Beiwerten  $k_1$  und  $k_2$  nach DIN 1045 /14/ entsprechen dabei in CEB Model Code die Funktionen  $\beta(t_0)$  und  $\beta_c(t - t_0)$ . Während nach DIN 1045 die Grundkriechzahl  $\varphi_0$  als ein Tabellenwert in Abhängigkeit der Umwelt-

bedingungen und der Konsistenzbereiche abgelesen werden konnte, wird in CEB MC 90 die Grundkriechzahl durch das Produkt der Funktionen  $\varphi_{RH}$  und  $\beta(f_c)$  beschrieben, so daß damit die beiden Abhängigkeiten auch getrennt erfaßt werden können.

In Bild 3.1 sind zum Vergleich der Verlauf der Kriechzahlen für verschiedene Belastungsalter entsprechend dem Kriechansatz nach CEB Model Code 1990 als durchgezogene Linie und entsprechend dem Kriechansatz nach DIN 4227 als strichlierte Kurve dargestellt.

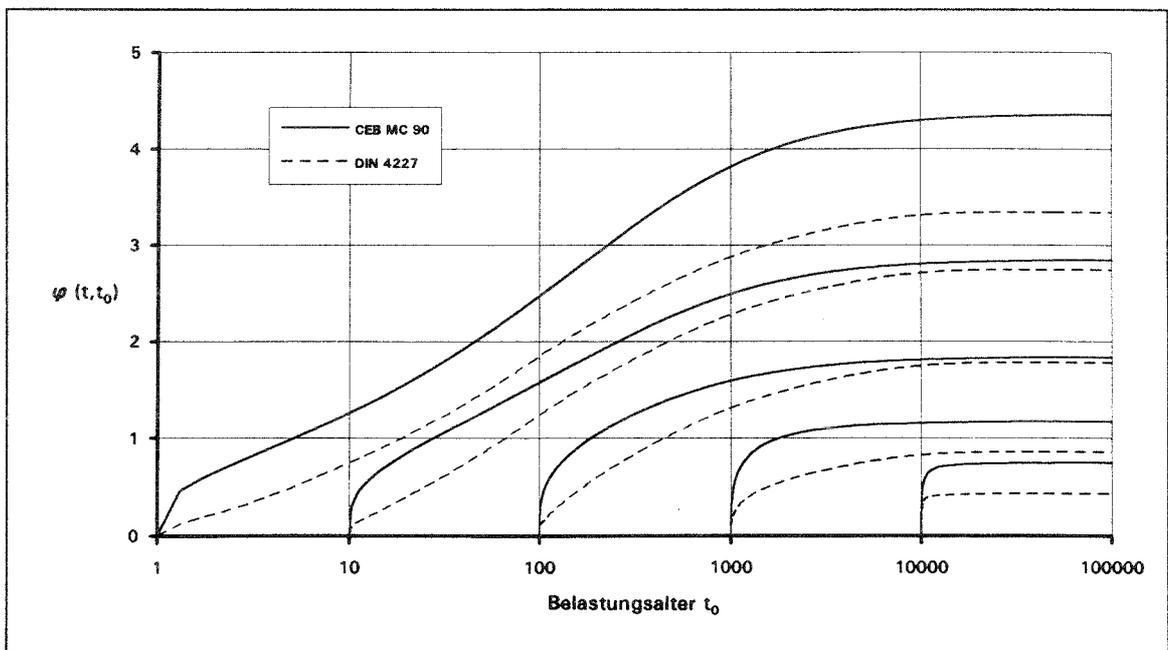


Bild 3.1: Verlauf der Kriechzahlen für verschiedene Belastungsalter nach CEB Model Code 1990 (durchgezogene Linie) und DIN 4227 (strichlierte Linie) für folgende Randbedingungen: B 25; Z 25;  $d_{ef} = 20$  cm;  $T_i = 20^\circ\text{C}$ ; Umweltbedingungen: "allgemein im Freien" nach DIN 4227, Teil 1, Tabelle 8, Zeile 3.

Wird ein Beton im hohen Alter belastet, wie z.B. bei Aufbringen einer Zusatzbelastung nach Verstärkung einer Stütze, so ergibt sich nach DIN 4227 nahezu unabhängig von der Zementsorte die Differenz der Fließbeiwerte ( $k_{f,t} - k_{f,t_0}$ ) zu Null. Die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  besteht damit formal nur noch aus dem vollständig reversiblen Anteil der verzögert elastischen Verformung und nimmt nach (3.3) einen Maximalwert von 0,4 an. Versuche von Trost/Cordes/Abele /88/ an über 40 Jahre altem Beton zeigen jedoch, daß trotz des hohen Alters noch bedeutende Kriechverformungen gemessen werden. Die rechnerischen Endkriechzahlen der beiden untersuchten Betone, die charakteristische Unterschiede in der Betonzusammensetzung aufwiesen, lagen im Be-

reich von  $\varphi_{\infty} = 0,51 - 0,77$  und überstiegen damit die Angaben nach DIN 4227. Dabei konnte zudem festgestellt werden, daß ein großer Teil dieser zeitabhängigen Verformungen nach der Entlastung nicht wieder zurückgeht und auch sehr alte Betone somit noch bedeutende Fließverformungen aufweisen. Der Anteil der verzögert elastischen Verformungen erreichte dagegen mit einem Wert von 0,29 nicht die zahlenmäßige Angabe nach der Spannbetonnorm DIN 4227. Zu einer in der Tendenz ähnlichen Aussage zur Größe der verzögert elastischen Verformung kommen Wessche/Schrage/vom Berg /91/ durch Versuche an 6-9 Jahre altem Beton. Übereinstimmend zeigte sich bei beiden Untersuchungen, daß auch die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung schneller als nach der Bemessungsrichtlinie verläuft. Für die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Kriechverformungen ist es deshalb sinnvoll, nach CEB Model Code 90 bzw. nach EC 2 vorzugehen.

Bei der Ermittlung der Kriechverformungen wird in der Regel von der vereinfachenden Annahme ausgegangen, daß das Kriechmaß des Betons proportional zur einwirkenden Dauerspannung ist. Nach Untersuchungen von Grasser/Kraemer /30/ zur Abhängigkeit der Kriechverformungen vom Belastungsgrad läßt sich jedoch feststellen, daß diese Spannungsproportionalität näherungsweise nur für den Gebrauchszustand mit Belastungsgraden  $\psi$  bis 0,4 Gültigkeit besitzt. Wird dagegen die Belastungshöhe auf über 40% der Kurzzeitfestigkeit gesteigert, steigt die Kriechzahl überproportional an. Für einen Belastungsgrad  $\psi = 0,5$  werden dabei unabhängig von der Betongüte und dem Belastungsalter schon um 10-20% gegenüber dem Proportionalbereich erhöhte Kriechzahlen beobachtet. Zu einem vergleichbaren Ergebnis kommt Stöckl in /78/. Demnach steigen die Endkriechmaße  $\varphi_{\infty}$  im Bereich  $\psi < 0,5$  erst allmählich, im Bereich  $\psi > 0,5$  dagegen stark an.

Neben den lastabhängigen Verformungen weist der Beton jedoch auch noch lastunabhängige Verformungen mit ebenfalls zeitabhängigem Verlauf auf. Verursacht werden diese Schwindverformungen durch ein Austrocknen des Betons. Von besonderer Bedeutung für die Größe der Schwindverformungen sind dabei das Betonalter bei Austrocknungsbeginn, die Klimabedingungen und die effektive Körperdicke. Nach DIN 4227 wird das Schwindmaß

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{s,0} \cdot (k_{s,t} - k_{s,t_0}) \quad (3.4)$$

als Produkt eines Grundschwindmaßes und der Differenz zweier Werte der Verlaufsfunktion  $k_s$  nach Bild 4 ermittelt. Dadurch wird das Schwinden in Analogie zur Fließverformung ebenfalls nach dem Abschneideprinzip berechnet. Vergleichende Untersuchungen von /3/ zeigen auch hier, daß die nach (3.4) ermittelten Schwindmaße im

Vergleich zum Schwindansatz nach EC 2, der wie der Kriechansatz aus CEB Model Code 90 übernommen wurde, geringere Werte ergeben. Das Schwindmaß

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s)$$

wird wiederum durch das Produkt aus dem Endschwindmaß für  $t = \infty$  und der Verlaufsfunction  $\beta_s(t - t_s)$  gebildet, wobei das Endschwindmaß  $\epsilon_{cs0}$  ebenso wie die Endkriechzahl von der relativen Luftfeuchtigkeit und der mittleren Betonfestigkeit abhängt. Zusätzlich kann das Endschwindmaß

$$\epsilon_{cs0} = \epsilon_s(f_c) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{s,T}$$

über ein multiplikatives Zusatzglied  $\beta_{s,T}$  angepaßt werden, falls eine von  $T = 20^\circ\text{C}$  abweichende, mittlere Betontemperatur während des Schwindvorganges berücksichtigt werden soll. Der Verlauf des Schwindmaßes ist zum Vergleich in Bild 3.2 für den Ansatz nach CEB Model Code 1990 als durchgezogene Linie und nach DIN 4227 als strichlierte Linie eingezeichnet.

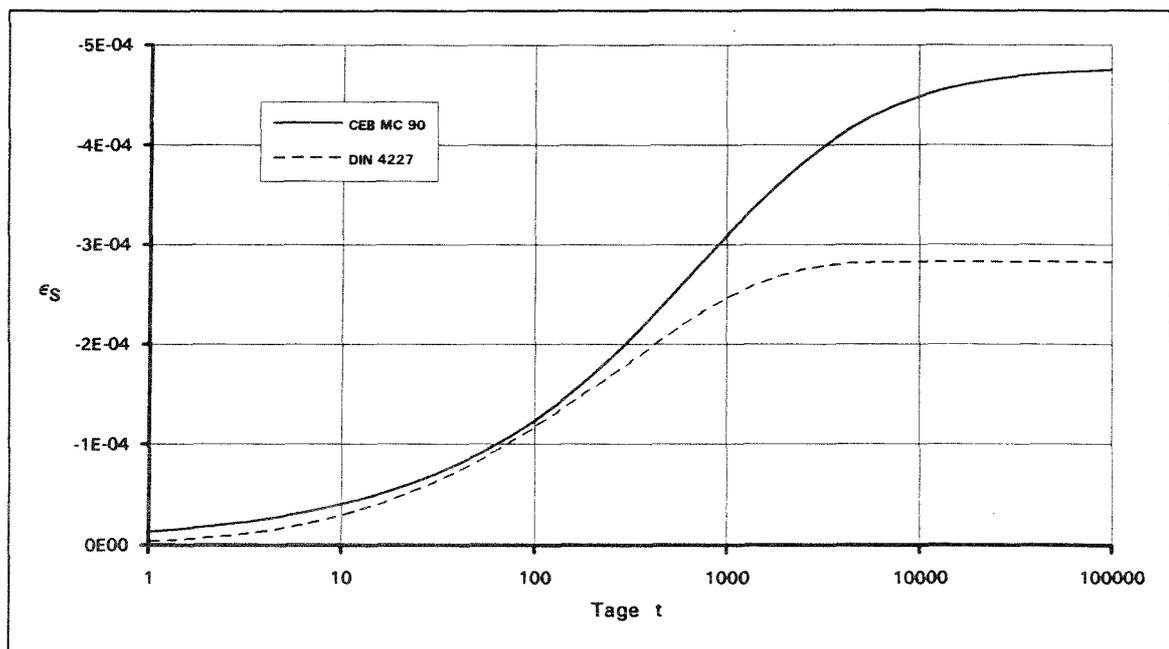


Bild 3.2: Verlauf des Schwindmaßes für  $t_s = 1\text{d}$  nach CEB Model Code 1990 (durchgezogene Linie) und DIN 4227 (strichlierte Linie) für folgende Randbedingungen: B 25; Z 25;  $d_{ef} = 20\text{ cm}$ ;  $T_i = 20^\circ\text{C}$ ; Umweltbedingungen: "allgemein im Freien" nach DIN 4227, Teil 1, Tabelle 8, Zeile 3.

### 3.2.3 VERFORMUNGSVERHALTEN BEI VERÄNDERLICHER DAUERLAST

Die lastabhängigen Formänderungen des viskoelastischen Werkstoffes Beton ergeben sich bei einer konstanten Spannung  $\sigma_0$  nach (3.2) als Summe der elastischen Dehnung  $\epsilon_{el}$  und der zeitabhängigen Kriechdehnung  $\epsilon_k$ . Druckbeanspruchte Verbundquerschnitte aus Beton und Stahl oder aus unterschiedlich altem Beton erfahren jedoch mit der Zeit Änderungen der ursprünglich vorhandenen Spannungszustände. Die Ursache für diese Spannungsänderungen liegt dabei im wesentlichen in dem voneinander abweichenden Verformungsverhalten der schubfest verbundenen Teilquerschnitte. Da sich jedoch die Teilquerschnitte unter der Annahme eines vollen Verbundes nicht unabhängig voneinander verformen können, führt die Verträglichkeit der Verformungen zum Entstehen zeitabhängiger Umlagerungsschnittgrößen, so daß die Voraussetzung der konstanten Spannung  $\sigma_{b0}$  zur Beschreibung des Kriechverformungen nach (3.2) nicht mehr gegeben ist. Da das Superpositionsprinzip auch für viskoelastische Werkstoffe Gültigkeit besitzt, kann die Gesamtverformung auch als Summe der Einzeldehnungen beschrieben werden. Wird die stufenförmige Spannungsgeschichte im betrachteten Zeitintervall durch eine stetige Funktion ersetzt und ein konstanter Elastizitätsmodul vorausgesetzt, kann die zum Zeitpunkt  $t$  aufgetretene lastabhängige Gesamtverformung

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot (1 + \varphi_t) + \frac{\sigma_t - \sigma_0}{E} + \frac{1}{E} \cdot \int_{\tau = \tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) \cdot d\tau \quad (3.5)$$

in Integralform ausgedrückt werden. Da eine geschlossene Lösung der Integralgleichung (3.5) im allgemeinen nicht möglich ist, ist es zweckmäßig, die integrale Form des Superpositionsprinzips in eine algebraische Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu überführen. Damit ergibt sich die von Trost /87/ hergeleitete algebraische Gleichung

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot (1 + \varphi_t) + \frac{\sigma_t - \sigma_0}{E} \cdot (1 + \rho_t \cdot \varphi_t) \quad (3.6)$$

wenn ein Relaxationskennwert  $\rho = \rho_t$  definiert wird, der bei Spannungsänderungen die verminderte Kriechfähigkeit des im betrachteten Intervall alternden Betons berücksichtigt und deshalb in der englischsprachigen Literatur auch "aging coefficient" bezeichnet wird. Dieser Relaxationskennwert

$$\rho_t = \rho(t, t_0) = \frac{\int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) \cdot d\tau}{(\sigma_t - \sigma_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.7)$$

ist dabei abhängig vom Spannungsverlauf beziehungsweise der daraus abgeleiteten Funktion der Spannungsänderungen pro Zeit und der Kurve der Kriechzahlen. Im Hinblick auf die Unsicherheiten bei der Bestimmung der Kriechzahl  $\varphi$  kann das zeitabhängige Betonverhalten jedoch im Bereich üblicher Hoch- und Brückenbauten in guter Näherung durch einen konstanten Relaxationskennwert  $\rho = 0,8$  beschrieben werden.

Betrachtet man jedoch nach Bild 3.1 den Verlauf der Kriechzahlen für Betone mit hohem Belastungsalter, so wird ersichtlich, daß in diesem Fall der Relaxationskennwert nach (3.7) einen größeren Wert annehmen wird und gegen den Grenzwert von  $\rho = 1,0$  strebt. Trost/Cordes/Abele konnten in /88/ diese theoretischen Überlegungen durch Relaxationsversuche an rd. 40 Jahre alten, bis dahin unbelasteten Betonen bestätigen.

Mit bekanntem Relaxationskennwert  $\rho_t = \rho$  und Einsetzen der Bedingung für die Relaxation  $\epsilon(t) = \epsilon_0 = \sigma_0/E$  mit konstant bleibender Dehnung in Gleichung (3.6), ergibt sich nach Umformung

$$\epsilon(t) - \frac{\sigma_0}{E} = 0 = \frac{\sigma_t}{E} \cdot \varphi_t + \frac{\sigma_t - \sigma_0}{E} \cdot (1 + \rho \cdot \varphi_t)$$

und daraus die gesuchte Spannungsrelaxation in der Form

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_0} = 1 - \frac{\varphi_t}{1 + \rho \cdot \varphi_t} \quad (3.8)$$

Bei bewehrten Betonstützen und Verbundquerschnitten aus unterschiedlich alten bzw. kriechfähigen Betonen ist der Verlauf der Spannungsrelaxation unmittelbar von dem Maß der Behinderung der freien Kriechverformungen abhängig. Als Grenzwerte lassen sich dabei der echte Relaxationsfall mit vollständig behinderten und der reine Kriechfall mit unbehinderter Kriechverformungen unterscheiden. Wird die Behinderung der freien Betonkriechverformung durch die rein elastischen Stahleinlagen in einer Stahlbetonstütze betrachtet, wird das Maß zwischen diesen beiden Grenzwerten liegen. Um den Einfluß der jeweiligen Verformungsbehinderung auf die Spannungs-

relaxation erfassen zu können, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, für diesen Eigen-  
spannungszustand einen Steifigkeitswert

$$\alpha_s = \frac{|\epsilon_b|}{|\epsilon_b| + \epsilon_s} = \frac{\frac{1}{E_b \cdot A_b}}{\frac{1}{E_b \cdot A_b} + \frac{1}{E_s \cdot A_s}} \quad (3.9)$$

als Verhältnis der Betondehnung zu der Summe dieser Dehnung und der zugehörigen  
elastischen Stahldehnung  $\epsilon_s$  bzw. der Dehnsteifigkeiten der Teilquerschnitte zu defi-  
nieren. Während bei niedrigen Bewehrungsgraden die Verformungsbehinderung des  
Betons gering ist und der Steifigkeitswert nach (3.9) einen Wert nahe der unteren  
Grenze Null annimmt, wird mit zunehmendem Bewehrungsanteil die elastische Stahl-  
dehnung  $\epsilon_s$  geringer und die Verformungsbehinderung größer. In diesem Fall nähert  
sich der Steifigkeitswert dem oberen Grenzwert Eins und entspricht bei  $\alpha_s = 1$  formal  
dem Relaxationsfall für vollständig behinderte Kriechverformungen, für den der Ver-  
lauf der Spannungsrelaxation mit Gleichung (3.8) gegeben ist. Durch Einführen des  
Steifigkeitswertes  $\alpha_s$  bietet sich somit die Möglichkeit, den Funktionsverlauf für die  
Betonspannungsrelaxation mit

$$\frac{\sigma_b(t)}{\sigma_{b0}} = 1 - \frac{\alpha_s \cdot \varphi_t}{1 + \rho \cdot \alpha_s \cdot \varphi_t}$$

angepaßt an die jeweilige Verformungsbehinderung zu formulieren. Für den im Rah-  
men dieser Arbeit untersuchten Anwendungsfall der zentrisch belasteten Stahlbeton-  
stütze kann durch Umformung von (3.9) gezeigt werden, daß dieser Steifigkeitswert

$$\alpha_s = \frac{A_s \cdot E_s}{A_s \cdot E_s + A_b \cdot E_b} = \frac{n \cdot \rho_L}{1 + n \cdot \rho_L} \quad (3.10)$$

nur vom Verhältnis  $n$  der Elastizitätsmoduli und dem Bewehrungsgehalt  $\rho_L$  in Längs-  
richtung abhängig ist.

Ein vergleichbare Überlegung läßt sich auch zu der Verformungsbehinderung einer  
Betonfaser in Betonverbundtragwerken anstellen, sofern das Tragwerk aus Betonen  
unterschiedlichen Alters zusammengesetzt sind. Analog zu dem Steifigkeitswert  $\alpha_s$   
nach Gleichung (3.9), mit dem das Maß der Verformungsbehinderung des Betons  
durch den Betonstahl beschrieben wird, kann bei nachträglich verstärkten unbewehrten  
Stützen ebenfalls ein Steifigkeitswert

$$\alpha_b = \frac{A_{ba} \cdot E_{ba}}{A_{ba} \cdot E_{ba} + A_{bn} \cdot E_{bn}} \quad (3.11)$$

definiert werden, mit dem die Verformungsbehinderung des jüngeren Neubetons durch den Altbeton infolge des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens erfaßt werden kann. Während jedoch in Stahlbetonstützen die Verformungsbehinderung wegen des rein elastischen Materialverhaltens unmittelbar mit Kriech- und Schwindbeginn einsetzt, werden bei Betonen unterschiedlichen Alters nur die Verformungen behindert, die der Differenz aus den zeitabhängigen Verformungen des Neubetons und den Restverformungen des Altbetons entsprechen, und für die sich der Altquerschnitt quasi-elastisch verhält. Für den verformungswilligeren Neubeton ergibt sich somit die Betonspannungsrelaxation in der Form

$$\frac{\sigma_{bn}(t)}{\sigma_{bn,0}} = 1 - \frac{\alpha_b \cdot \varphi_t}{1 + \rho \cdot \alpha_b \cdot \varphi_t} .$$

Der - für eine zentrische Beanspruchung hergeleitete - Steifigkeitswert  $\alpha_b$  nach (3.11) kann bei gleichem Elastizitätsmodul von Altbeton und Neubeton weiter vereinfacht und dann als Verhältnis der Querschnittsflächen von Altbeton und Gesamtquerschnitt dargestellt werden. Den Berechnungen der Spannungsumlagerungen in unbewehrten Betonverbundtragwerken in Kapitel 3.2.5 können unter Verwendung des Steifigkeitswertes  $\alpha_b$  nach Gleichung (3.11) ebenfalls steifigkeitsangepaßte Relaxationskennwerte zugrunde gelegt werden.

Werden die zeitabhängigen Verformungen in Betonverbundtragwerken aus Betonen unterschiedlichen Alters zusätzlich durch Bewehrungslagen in Alt- und Neubeton behindert, muß der Steifigkeitswert  $\alpha$  ebenfalls angepaßt werden. Stellt man sich zunächst den Verbund zwischen den beiden Betonteilquerschnitten gelöst vor, entstehen zwei voneinander unabhängige Stahlbetonstützen, die sich um das Maß  $\epsilon_{ba,\varphi}$  bzw.  $\epsilon_{bn,\varphi}$  verkürzen und deren Spannungsrelaxation jeweils unter Verwendung von Gleichung (3.9) ermittelt werden kann. Wenn die meßbaren Verformungen  $\epsilon_{ba,\varphi}$  und  $\epsilon_{bn,\varphi}$  der beiden Teilquerschnitte dabei aufgrund unterschiedlicher Kriechwilligkeit der Betone oder unterschiedlicher Bewehrungsgrade nicht gleich groß sind, wird die dritte Verträglichkeitsbedingung verletzt. Da sich jedoch wegen des vollkommenen Verbundes eine gemeinsame Verformung der beiden Stahlbetonstützen einstellt, wird ein weiterer Eigenspannungszustand hervorgerufen, für den der Steifigkeitswert mit

$$\alpha_{bi} = \frac{A_{ia} \cdot E_{ba}}{A_{ia} \cdot E_{ba} + A_{in} \cdot E_{bn}} \quad (3.12)$$

analog zum bisherigen Vorgehen angegeben werden kann, wobei abweichend von (3.10) jeweils die ideellen Querschnittswerte anzusetzen sind.

Der Einfluß des Steifigkeitswertes  $\alpha$  auf den Verlauf der Betonspannungsrelaxation in Abhängigkeit der Kriechzahlen  $\varphi_\infty$  ist in Bild 3.3 dargestellt. Die für die drei Steifigkeitswerte  $\alpha = 0,15/0,5/1,0$  ausgezeichneten Kurven sind dabei mit einem mittleren Relaxationskennwert  $\rho = 0,8$  ermittelt worden.

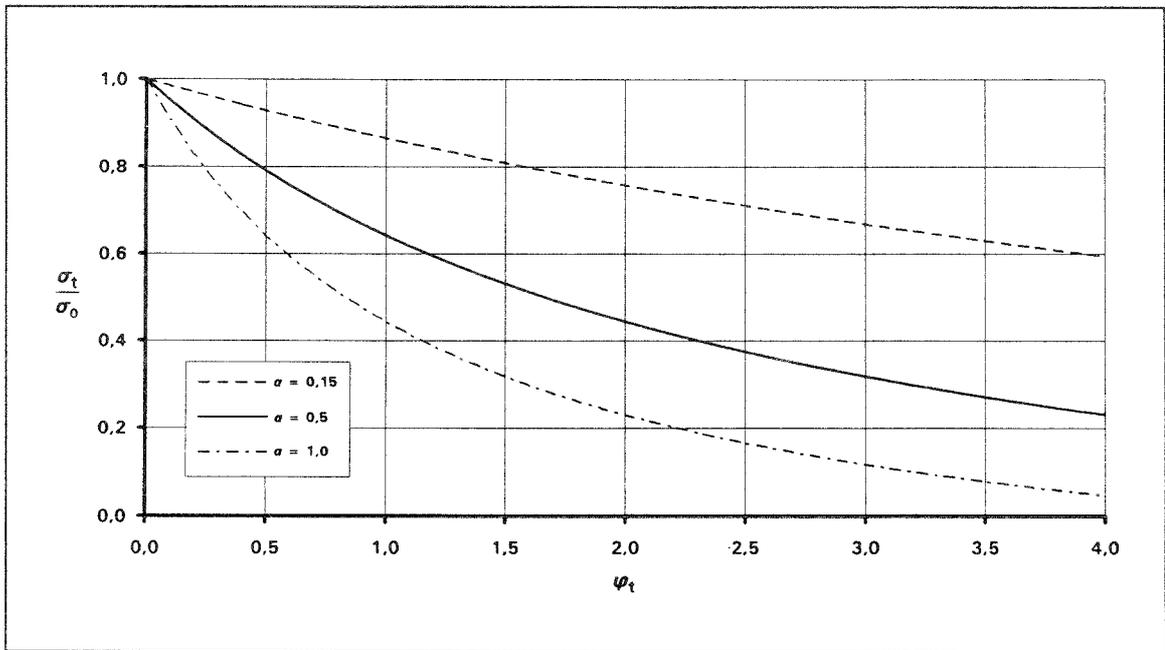


Bild 3.3: Verlauf der Spannungsrelaxation in Abhängigkeit der Kriechzahl  $\varphi$  und dem Steifigkeitswert  $\alpha$  für einen Relaxationskennwert  $\rho=0,8$ .

Die Abhängigkeit der Relaxationskennwerte vom Betonalter  $t_0$  bei Belastungsbeginn und von der Belastungsdauer ist in den Bildern 3.4 und 3.5 dargestellt. Während die Kurven für den zeitlichen Verlauf der Relaxationskennwerte nach Bild 3.4 auf der Grundlage des Kriechansatzes nach CEB Model Code 1990 ermittelt wurden, sind zum Vergleich in Bild 3.5 die sich bei gleichem Belastungsalter  $t_0$  für den Kriechansatz nach DIN 4227 ergebenden zeitlichen Verläufe der Relaxationskennwerte aufgetragen. Die Berechnungen wurden dabei für einen Steifigkeitswert  $\alpha_s = 0,15$  durchgeführt, der bei einem Verhältnis der Elastizitätsmoduli von  $n = 6$  einem Bewehrungsgehalt  $\rho_1 = 2,5\%$  entspricht. Als weitere Randbedingungen wurden für die in den Bildern 3.4 bis 3.6 dargestellten Berechnungen wiederum berücksichtigt: Betongüte B 25, Zement Z 25,  $d_{ef} = 20$  cm und Umweltbedingungen nach DIN 4227, Tabelle 8, Zeile 3.

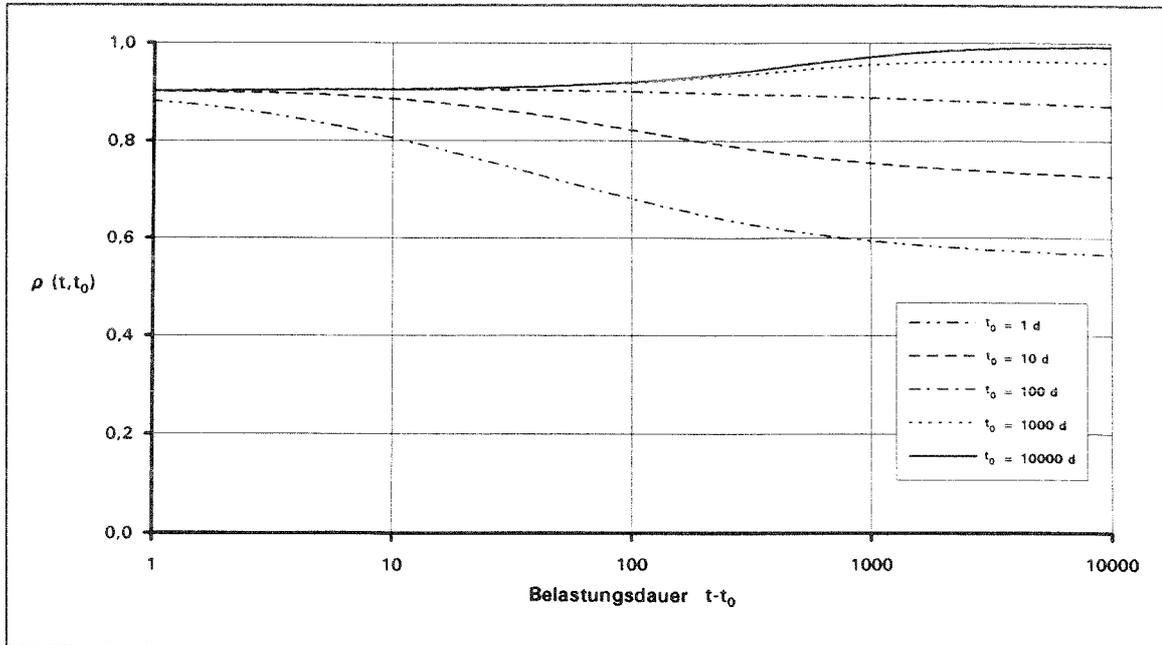


Bild 3.4: Verlauf des Relaxationskennwertes in Abhängigkeit des Belastungsalters  $t_0$  nach dem Kriechansatz in CEB Model Code 1990.

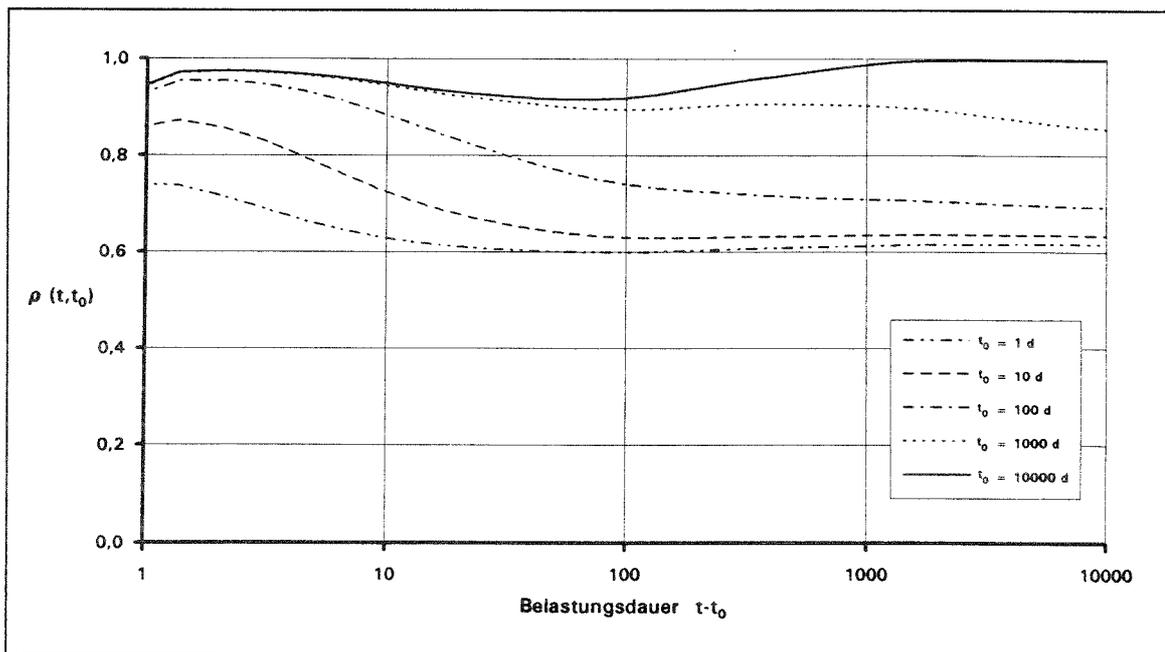


Bild 3.5: Verlauf des Relaxationskennwertes in Abhängigkeit des Belastungsalters  $t_0$  nach dem Kriechansatz in DIN 4227.

Um den Einfluß des Steifigkeitswertes  $\alpha$  auf den Verlauf des Relaxationskennwertes zu verdeutlichen, wurden in Bild 3.6 die Kurven für die Steifigkeitswerte  $\alpha = 0,5$  und  $\alpha = 1,0$  jeweils für das Belastungsalter  $t_0 = 10$  Tage für beide Ansätze dargestellt. Der Steifigkeitswert  $\alpha = 1,0$  ist dabei wegen des stark fallenden Spannungsverlaufes für einen Vergleich der Kurven des Relaxationskennwertes besonders geeignet. Während der zeitliche Verlauf der Relaxationskennwerte nach CEB Model Code 90 bei monoton fallenden Betonspannungen auch einen monoton fallenden Kurvenverlauf aufweist, zeigen die entsprechend der Kriechfunktion nach DIN 1045 ermittelten Relaxationskennwerte mit einem Minimalwert und anschließenden Wiederanstieg einen physikalisch widersprüchlichen Verlauf. Für die Berechnungen der Spannungumlagerungen in dem Kapitel 3.2.5 wird aus diesem Grund ausschließlich der Kriechansatz nach CEB verwendet.

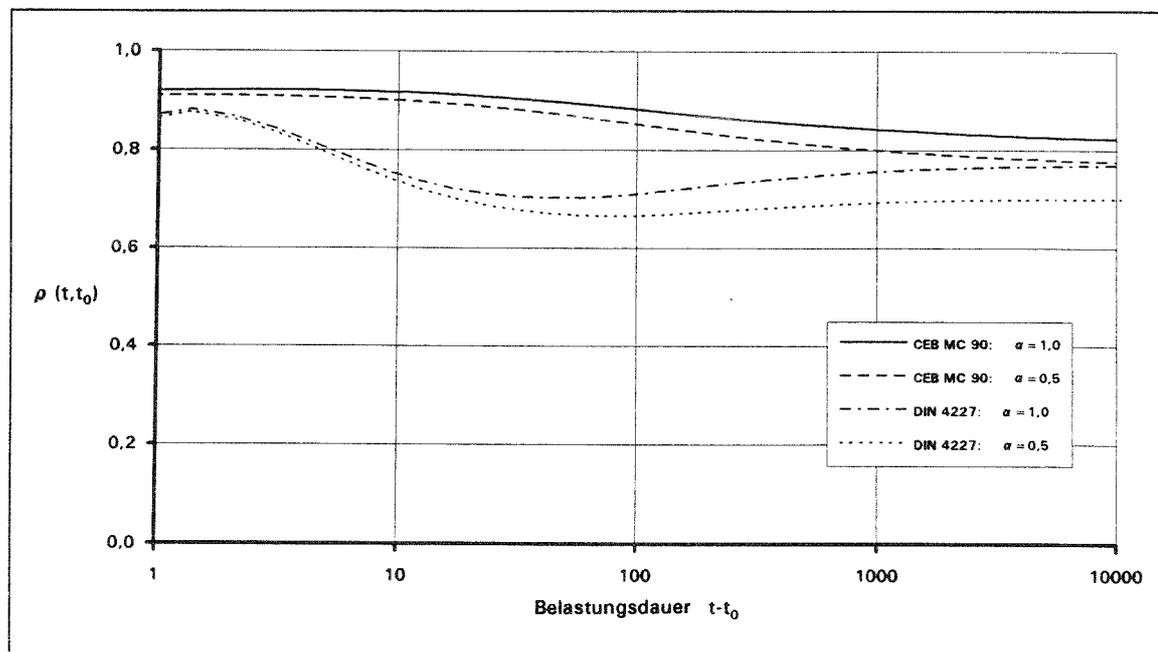


Bild 3.6: Verlauf der Relaxationskennwerte nach CEB Model Code 90 und DIN 4227 für die Steifigkeitswerte  $\alpha=0,5$  und  $\alpha=1,0$  für ein Belastungsalter  $t_0=10$  Tage.

### 3.2.4 LASTAUFTEILUNG IM GEBRAUCHSZUSTAND

Mit Ausnahme der Instandsetzungsmaßnahmen werden bestehende Stahlbetonstützen im Regelfall verstärkt, um im Gebrauchszustand eine höhere Belastung aufnehmen zu können. Die Aufteilung einer gegenüber dem unverstärkten Zustand zusätzlich aufgebracht Belastung auf die einzelnen Teilquerschnitte ist - die Gültigkeit der Hypothese von Bernoulli vorausgesetzt - bei einer zentrischen Belastung ausschließlich von

der Dehnsteifigkeit dieser Teilquerschnitte abhängig. Ausgehend von der Gleichgewichtsbedingung

$$N_0 = N_{ba,0} + N_{bn,0} + N_{s1,0} + N_{s2,0} \quad (3.13)$$

ergeben sich unter Berücksichtigung der drei Verträglichkeitsbedingungen

$$\epsilon_0 = \epsilon_{ba,0} = \epsilon_{bn,0} = \epsilon_{s1,0} = \epsilon_{s2,0} \quad (3.14)$$

die gesuchten Teilschnittgrößen für den Verbundquerschnitt aus Altbeton, Neubeton und Betonstahl, wenn die Bewehrungslagen im Alt- und Neuquerschnitt nicht zu einer Resultierenden zusammengefaßt werden. Die Ermittlung der elastischen Dehnung  $\epsilon_0$  kann dabei sowohl mit einem konstanten Elastizitätsmodul als auch durch Berücksichtigung einer nichtlinearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung erfolgen. Während jedoch bei rein elastischem Werkstoffverhalten die Ermittlung der Teilschnittgrößen über die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen in geschlossener Form erfolgen kann, ist diese Berechnung bei Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons nur in iterativer Form durchführbar. Der Lastanteil des Altbetonquerschnittes an einer zusätzlichen Längskraft nach (2.8) ist dann jedoch nicht mehr konstant, sondern von der vorangegangenen Belastungsgeschichte bzw. dem vorherigen Spannungsniveau der Teilquerschnitte abhängig. Somit ist auch das Superpositionsgesetz bei nichtlinearen Berechnungen nicht mehr anwendbar.

Die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens für den Beton ist nach DIN 1045 gerechtfertigt, wenn die im Gebrauchszustand zulässigen Betonspannungen im Altquerschnitt infolge der Vorbelastung und des Lastanteils an der Zusatzbelastung nicht oder nur geringfügig überschritten werden. Sind jedoch im Altbetonquerschnitt vor Aufbringen der Zusatzbelastung die zulässigen Betonspannungen schon erreicht und wird der Querschnitt vor der Verstärkung nicht entlastet, werden die im Gebrauchszustand für monolithische Stützen zulässigen Betonspannungen mit Aufbringen der Zusatzbelastung überschritten. Der Traganteil des Altbetons an dieser Zusatzbelastung wird auch oberhalb des Gebrauchslastniveaus wiederum von der wirksamen Dehnsteifigkeit des Altbetons bestimmt. Wird dabei für den Altbeton ein linear-elastisches Materialverhalten auch über das Gebrauchslastniveau hinaus angenommen, so wird der Altbetontraganteil an der Zusatzlast im Vergleich zur nichtlinearen Spannungsdehnungsbeziehung geringfügig überschätzt werden. Die für die Ermittlung der Formänderungen unter kurzzeitigen Belastungen nach DIN 1045, Abschnitt 16.3 anwendbare vereinfachte Spannungsdehnungslinie nach Bild 10 ist für die Ermittlung der elastischen Lastaufteilung zum Belastungszeitpunkt  $t = 0$  ebenso wie das Parabel-

Rechteck-Diagramm nach Bild 13 nicht geeignet, da sich die somit berechnete Lastaufteilung von den tatsächlichen Spannungsverhältnissen deutlich unterscheidet. Diese beiden Spannungsdehnungslinien beschreiben die Spannungsverteilung in der Biegedruckzone im rechnerischen Bruchzustand und sind somit nicht mit einer Arbeitslinie unter zentrischer Belastung vergleichbar. Dies wird zudem an der Tatsache verdeutlicht, daß die Anfangssteigung der in DIN 1045, Bild 10 und 13 dargestellten Funktionen nicht den Elastizitätsmoduli nach DIN 1045, Tabelle 11 entspricht.

### 3.2.5 SPANNUNGSUMLAGERUNGEN

Stellt man sich den Verbund zwischen den einzelnen Teilquerschnitten eines Verbundquerschnittes mit unterschiedlichem zeitabhängigen Verhalten der Werkstoffe gelöst vor, können sich lastunabhängige sowie lastabhängige Verformungen der einzelnen Querschnittsteile unbehindert einstellen. Während die elastischen Teilquerschnitte bei konstanter äußerer Belastung keine zeitabhängigen Verformungen aufweisen, kann bei Teilquerschnitten mit visko-elastischem Materialverhalten eine mehr oder weniger stark ausgeprägte zeitabhängige Verformungszunahme festgestellt werden. Da sich jedoch aufgrund der Verbundwirkung die Verformungen nicht unabhängig voneinander einstellen können, werden in den Teilquerschnitten Eigenspannungen hervorgerufen, so daß auch der in den Teilquerschnitten eingeprägte Spannungszustand einer zeitlichen Veränderung unterliegt. Der Vorgang der zeitabhängigen Entwicklung oder Änderung von Eigenspannungen wird dabei als Spannungsumlagerung bezeichnet.

Eine Stahlbetonstütze, die aus dem rein elastischen Werkstoff Stahl und dem visko-elastischen Werkstoff Beton besteht, weist somit ebenfalls eine Unverträglichkeit der zeitabhängigen Verformungen auf. Eine Unverträglichkeit zeitabhängiger Verformungen stellt sich aber auch bei einem Betonverbundquerschnitt ein, der aus zwei Betonen unterschiedlichen Alters zusammengesetzt ist, da die visko-elastischen Eigenschaften vom Betonalter abhängig sind. Tritt zu diesem Betonverbundquerschnitt eine Betonstahlbewehrung in beiden Betonteilquerschnitten hinzu, wie das bei nachträglich verstärkten Stützen der Fall ist, werden infolge der Unverträglichkeit der Verformungen Eigenspannungen in vier Teilquerschnitten hervorgerufen. Weil die Eigenspannungen keine Änderung der äußeren Belastung bei statisch bestimmten Systemen hervorrufen, kann die Gleichgewichtsbeziehung durch Summation der jeweiligen Eigenspannungen über die ihnen zugehörige Querschnittsfläche in der Form

$$N_{ba,\varphi} + N_{bn,\varphi} + N_{s1,\varphi} + N_{s2,\varphi} = 0 . \quad (3.15)$$

aufgestellt werden. Um die gesuchten vier Umlagerungsschnittgrößen bestimmen zu können, werden neben der Gleichgewichtsbedingung zusätzlich die drei Verträglichkeitsbedingungen

$$\begin{aligned}\epsilon_{ba,\varphi} &= \epsilon_{s1,\varphi} \\ \epsilon_{bn,\varphi} &= \epsilon_{s2,\varphi} \\ \epsilon_{ai,\varphi} &= \epsilon_{ni,\varphi}\end{aligned}\tag{3.16}$$

benötigt, wobei jeweils die Bewehrungslagen im Alt- und Neuquerschnitt für sich erfaßt werden. Wird wiederum nach Aufbringen der Dauerlast zuerst der Verbund zwischen allen Teilquerschnitten gedanklich gelöst, wie es in Bild 3.7 b dargestellt ist, können sich die zeitabhängigen Verformungen unbehindert einstellen. Unter Ansatz der ersten Verträglichkeitsbedingung für die gemeinsame Verformung von Beton und Stahl im Altquerschnitt und der zweiten Verträglichkeitsbedingungen für die gemeinsame Verformung von Beton und Stahl im Neuquerschnitt wird in den beiden voneinander unabhängigen Stahlbetonstützen ein fiktiver Eigenspannungszustand erzeugt, da die freien Verformungen durch die Bewehrungslagen behindert werden. Der Verlauf der Spannungsrelaxation des Betons kann dann für beide Stützen mit Hilfe des jeweiligen Steifigkeitswertes  $\alpha_s$  nach Gleichung (3.10) berechnet werden. Mit der dritten Verträglichkeitsbedingung wird die - in Bild 3.7 c dargestellte -gemeinsame Verformung der beiden Stützen hergestellt und dadurch ein Eigenspannungszustand zwischen zwei ideellen Querschnitten hervorgerufen. Um das veränderte Maß der Verformungsbehinderung bei diesem Eigenspannungszustand zu berücksichtigen, muß für diesen Fall der Steifigkeitswert  $\alpha_{bi}$  nach Gleichung (3.12) der Ermittlung des Spannungsrelaxation zugrunde gelegt werden.

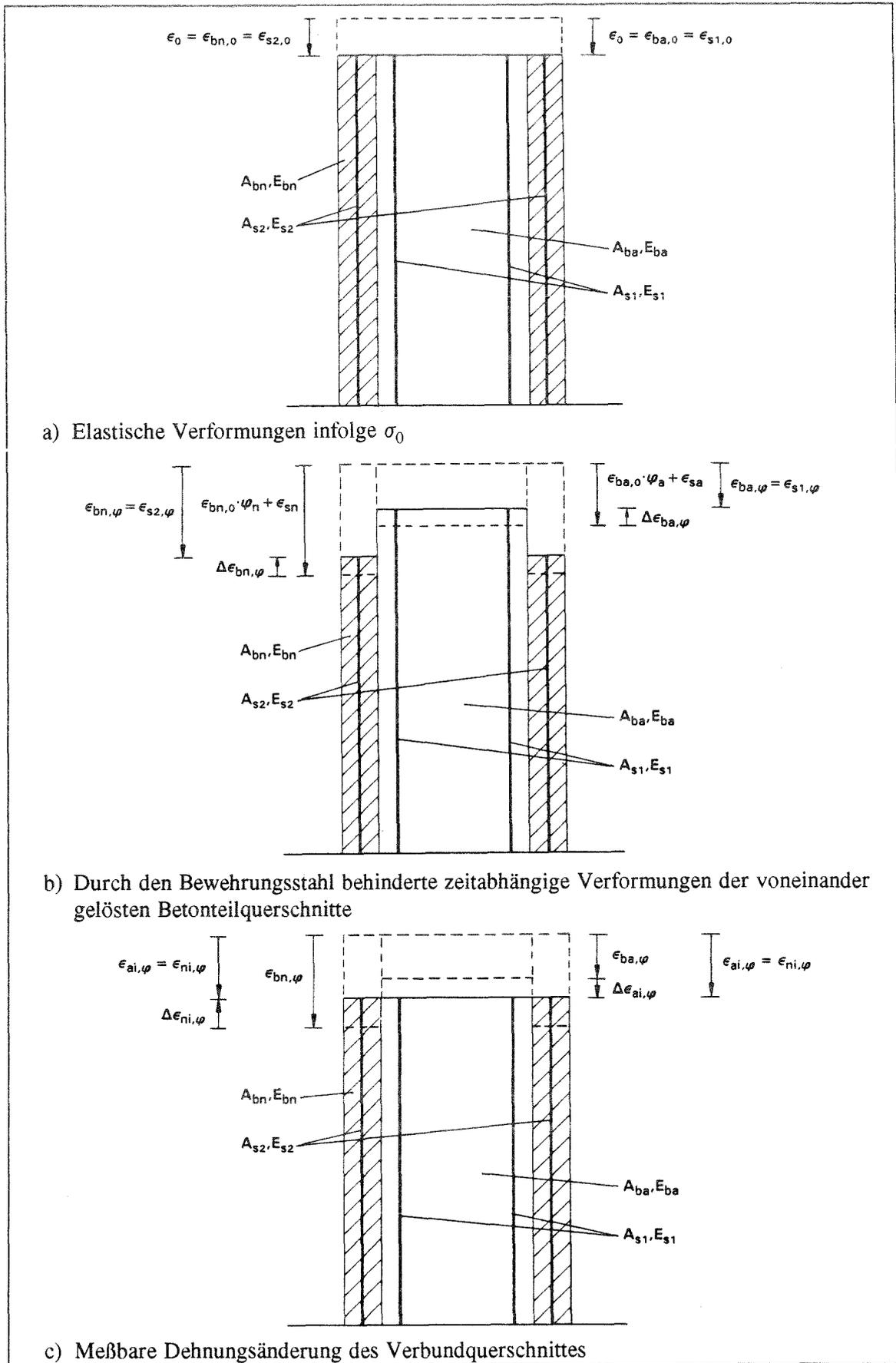


Bild 3.7: Nachträglich verstärkte Stahlbetonstütze.

Da für die Berechnungen die Gültigkeit des Superpositionsprinzipes vorausgesetzt wird, können damit - zusammen mit den vorher ermittelten Umlagerungsteilschnittgrößen - die gesamten Umlagerungsschnittgrößen jeweils für die Teilquerschnitte angegeben werden. Die Berechnung der Umlagerungsteilschnittgrößen mit (3.15) und (3.16) kann dabei nur für ein linear-elastisches Materialverhalten des Betons in geschlossener Form erfolgen. Grundsätzlich lagern sich die Beanspruchungen infolge des zeitabhängigen Verhaltens zu den steiferen, verformungsunwilligeren Teilquerschnitten um. Bei einer aus zwei Betonen unterschiedlichen Alters zusammengesetzten Verbundstütze wird somit der verformungswilligere Neubeton entlastet, da seine freie unbehinderte Verformung größer ist als die im Verbund mit dem Altbeton auftretende Verformung, und der im Vergleich zur unbehinderten Dehnung stärker verformte Altbeton wird zusätzlich belastet. Bei einer entsprechenden Belastungsgeschichte können dabei sogar Zugspannungen im neuen Verstärkungsmantel hervorgerufen werden.

Das Problem des zeitabhängigen Betonverhaltens wurde bereits in den fünfziger Jahren erkannt und von Craemer /8/ auf den Anwendungsfall einer nachträglich symmetrisch verstärkten Stahlbetonstützen übertragen. Aufbauend auf der damaligen differentiellen Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Zeit-Beziehung von Dischinger, die jedoch die Gültigkeit der Whitneyschen Idealkriechkurven voraussetzt, werden die Schnittkraft- bzw. Spannungsumlagerungen der Teilquerschnitte infolge einer mittigen Längskraft ermittelt. Nach diesem Kriechansatz hängt die Kriechverformung des Betons nur vom Betonalter zum Zeitpunkt der Belastung und der Dauer der Lasteinwirkung ab. Die jeweiligen Kriechkurven für verschiedene Belastungszeitpunkte  $t_i$  lassen sich dabei durch eine vertikale Parallelverschiebung der Whitneyschen Idealkriechkurve bis zum Schneiden der Zeitachse im betrachteten Punkt  $t_i$  gewinnen. Nach diesem, auch als Alterungstheorie bezeichneten Ansatz, strebt der Wert der Kriechfunktion mit zunehmenden Betonalter gegen Null, sodaß ein Beton in hohem Belastungsalter keine Kriechfähigkeit mehr besitzt.

Ausgehend von einem Stützenquerschnitt  $A_{ba}$ , der durch eine mittige Längskraft  $N_{ba,0}$  belastet wird, ergibt sich die Betonspannung

$$\sigma_{ba,0} = \frac{N_{ba,0}}{A_{ba}}$$

unter Vernachlässigung der Längsbewehrung des Querschnittes. Wird der Altbetonquerschnitt  $A_{ba}$  zur Zeit  $t$  um einen Betonquerschnitt  $A_{bn}$  verstärkt, wird der schubfest verbundene Neuquerschnitt die zeitabhängigen Formänderungen des Altquerschnittes infolge des Kriechens und Schwindens behindern, so daß sich ein Teil der Altbetonspannungen auf den Neuquerschnitt umlagert. Umgekehrt wird der Altbeton die

Schwindverformungen des Neuquerschnittes behindern, sodaß der Spannungsausgleich reduziert wird. Die Endwerte der auf  $\sigma_{ba,0}$  bezogenen Spannungen im Alt- und Neubeton zur Zeit  $t = \infty$  sind in Bild 3.8 für verschiedene Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  und Altersunterschiede der beiden Betone dargestellt. Während sich bei gleichzeitiger Herstellung ( $\Delta t = 0$ ) ein vollständiger Spannungsausgleich ergibt, wird mit zunehmendem Altersunterschied der Spannungsausgleich zwischen Altbeton und Neubeton geringer. Bis zu einem Altersunterschied von rund 150 Tagen wird die Spannung im Altbetonquerschnitt durch die Verstärkung reduziert; wird der Altersunterschied dagegen größer, verursacht das Schwinden des Neuquerschnittes eine zusätzliche Belastung des Altquerschnittes, so daß die Spannungen im Altbeton über die ursprüngliche Spannung  $\sigma_{ba,0}$  ansteigen. In diesen Fällen entsteht eine Zugspannung im Neuquerschnitt, da die Gleichgewichtsbedingung (3.15) ebenfalls eingehalten werden muß. Wird der Altbetonquerschnitt vor der Verstärkung nicht entlastet und nach der Verstärkung keine zusätzliche Belastung auf den Verbundquerschnitt aufgebracht, beteiligt sich der Verstärkungsmantel nicht mehr an der Lastabtragung, wenn der Altersunterschied der Betone rd. 1/2 Jahr überschreitet. Daß bei größer werdenden Altersunterschieden sogar Zugspannungen im Verstärkungsbeton auftreten, kann dabei unabhängig von den Flächenverhältnissen an den strichlierten Kurven abgelesen werden, die die spannungmäßige Beanspruchung des Neuquerschnitts beschreiben.

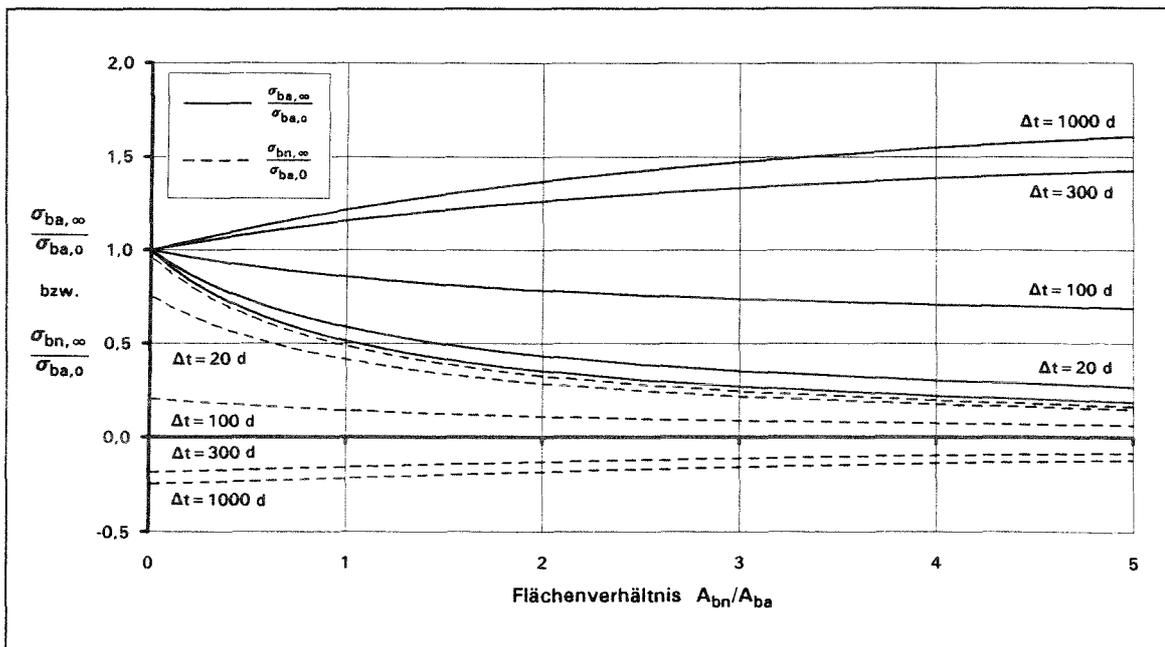


Bild 3.8: Spannungen im Altbeton- und Neubetonquerschnitt zum Zeitpunkt  $t = \infty$  infolge einer vor der Verstärkung aufgetragenen Längskraft  $N_{ba,0}$  und Schwinden in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  und der Altersunterschiede der Betone (nach /9/).

Werden die Spannungsumlagerungen dagegen nicht auf der Grundlage der physikalisch unzutreffenden Alterungstheorie berechnet, sondern nach den Kriechansätzen in CEB MC 90, zeigt sich in Bild 3.9 für die Endwerte der Spannungen dennoch ein prinzipiell vergleichbarer Verlauf. Auch hier zeigt sich wiederum eine Belastung des Altquerschnittes durch das Schwinden des Neubetons, wenn der Altersunterschied der Betone rd. 1 Jahr überschreitet. Eine wesentliche Beteiligung des Verstärkungsmantels an der Lastabtragung von  $N_{ba,0}$  kann demnach nur für geringere Altersunterschiede erreicht werden. Für die Berechnungen der Umlagerungen wurde von einem Altbetonquerschnitt mit quadratischen Abmessungen von rd. 0,3 m ausgegangen, der in der mathematischen Formulierung der CEB eine effektive Dicke von rd. 20 cm aufweist. Die Kriech- und Schwindwerte des Neubetons wurden unter Berücksichtigung der Altbetonabmessungen für die mit dem Flächenverhältnis ebenfalls variierenden effektiven Dicken des Neuquerschnitts ermittelt. Für die Berechnung der Relaxationskennwerte nach (3.7) wurde dabei die jeweilige Änderung des Steifigkeitswertes  $\alpha_b$  nach (3.11) bei den verschiedenen Flächenverhältnissen berücksichtigt. Der rechnerische Belastungszeitpunkt des Altbetons beträgt  $t_0 = 10$  Tage; ein späterer Belastungszeitpunkt verändert die dargestellten Verhältnisse jedoch nicht wesentlich. Vereinfachend werden für den Altbeton und den Verstärkungsbeton gleiche Elastizitätsmoduli vorausgesetzt.

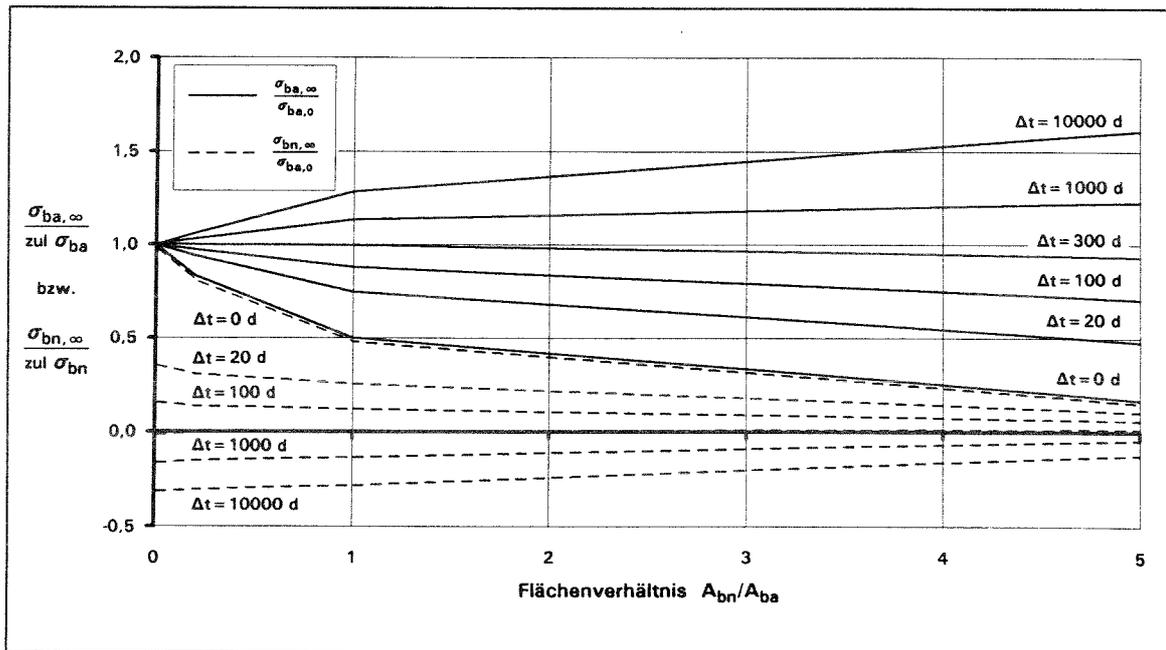


Bild 3.9: Spannungen im Altbeton- und Neubetonquerschnitt zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nach CEB Model Code 1990 infolge einer vor der Verstärkung aufgebrachtten Längskraft  $N_{ba,0}$  und Schwinden in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  und der Altersunterschiede der Betone.

Als weitere Randbedingungen für die Bild 3.9 dargestellten Berechnungsergebnisse und für alle im folgenden dargestellten Berechnungen wurden wiederum gewählt: Betongüte B 25  $\approx \beta_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$ , Zement Z 25 und Umweltbedingungen nach DIN 4227, Tabelle 8, Zeile 3.

Üblicherweise ist jedoch zwischen der Herstellung des Altbetonquerschnittes und einer Verstärkung ein wesentlich größerer Zeitraum als 1 Jahr vergangen. Um den Einfluß des unterschiedlichen Betonalters auf die Spannungsumlagerungen zu verdeutlichen, wird für die nachfolgenden Darstellungen von einer Herstdifferenz zwischen Alt- und Neubeton von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen ausgegangen. In Bild 3.10 sind für drei ausgesuchte Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  die Spannungen im Alt- und Neubeton infolge einer nach der Verstärkung aufgetragenen Belastung in Abhängigkeit vom jeweiligen Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons dargestellt. Die Größe der zusätzlichen Belastung wurde, wie die vor der Verstärkung wirkende Längskraft auch, unter Ausnutzung der zulässigen Querschnittstragfähigkeit ermittelt. Da in dieser Darstellung die Spannungsumlagerungen infolge Schwinden nicht berücksichtigt werden, läßt sich die Abhängigkeit des Kriechens vom Belastungsalter gut verdeutlichen. Es zeigt sich, daß erst bei sehr großem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons eine gleichmäßigere Spannungsverteilung erreicht wird. In diesem Fall treten keine Spannungsumlagerungen mehr infolge Kriechen auf, und die Spannung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  entspricht in beiden Teilquerschnitten der zum Belastungszeitpunkt  $t_0$  auftretenden elastischen Spannung. Wird der Verbundquerschnitt frühzeitig belastet, wandert dagegen ein erheblicher Anteil der vom Neuquerschnitt zum Zeitpunkt  $t = 0$  aufgenommenen Belastung aufgrund der größeren Steifigkeit in den Altquerschnitt ab. Für übliche Belastungsalter des neuen Querschnitts konzentriert sich beispielsweise bei einem Flächenverhältnis von  $A_{bn}/A_{ba} = 1$  nahezu 75% der zusätzlich aufgetragenen Belastung im Altquerschnitt.

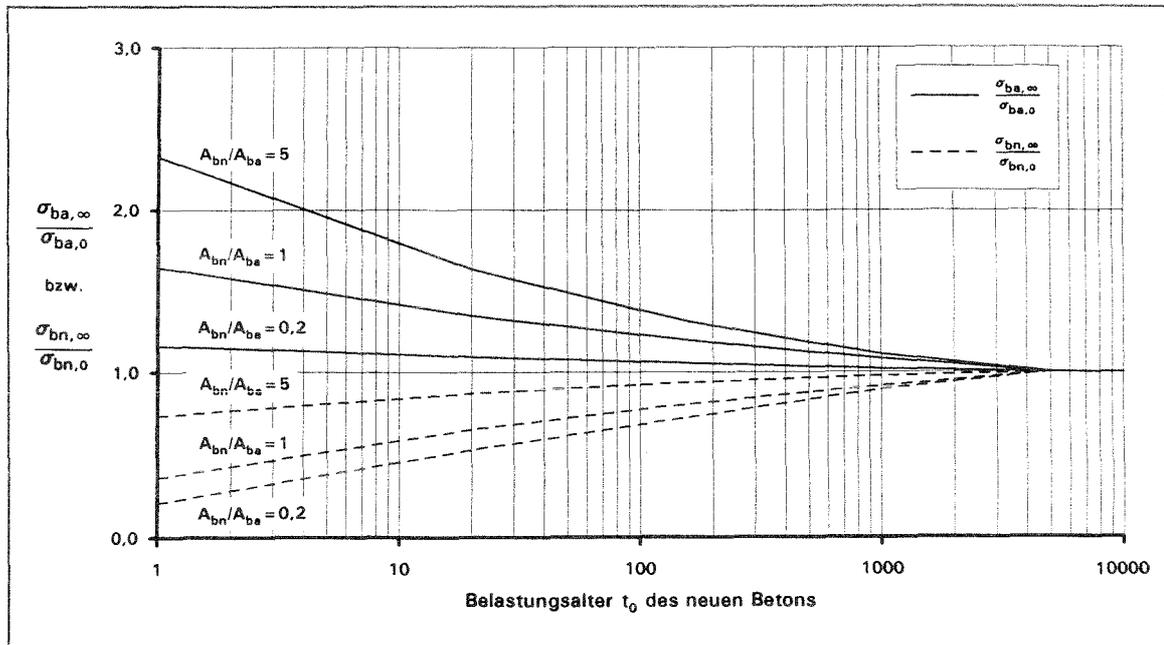


Bild 3.10: Spannungen im Alt- und Neubetonquerschnitt zum Zeitpunkt  $t = \infty$  nach CEB Model Code 1990 infolge einer nach der Verstärkung aufgebrachten Längskraft.

Bezieht man die in der Regel vorhandene Vorbelastung des Altquerschnittes nach (3.13) mit in die Betrachtung ein, so zeigt sich, daß sich die Gesamtbelastung infolge des stärkeren Kriechens des Neubetons bei üblichem Belastungsalter  $t_0$  sehr stark im Altquerschnitt konzentriert. Somit wird deutlich, daß ein wesentliches Mittragen des Neuquerschnittes im Gebrauchszustand bzw. ein zunehmender Spannungsausgleich ohne Entlastung des Altquerschnittes nicht zu erreichen ist. In den Bildern 3.11 und 3.12 sind deshalb, für den Alt- und Neuquerschnitt getrennt, die Auswirkungen einer kompletten Entlastung im Vergleich zur nicht entlasteten Querschnitt - für drei Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  getrennt - dargestellt. Dabei wurde wiederum in beiden Diagrammen auf die Darstellung der lastunabhängigen Umlagerungsspannungen verzichtet. Aus beiden Darstellungen wird ersichtlich, daß durch eine Entlastung des Altquerschnittes vor der Verstärkung schon bei jungem Belastungsalter des neuen Betons für den Altquerschnitt eine wesentliche Entlastung bzw. für den Neuquerschnitt ein deutliches Mittragen erreicht werden kann. Da eine druckbeanspruchte Stütze mit Ausnahme des in der Regel bis 40% der Gesamtbelastung betragenden Verkehrslastanteils nur mit sehr großem Aufwand entlastet werden kann, werden die tatsächlichen Spannungsverhältnisse zwischen den beiden jeweiligen Grenzlinien liegen.

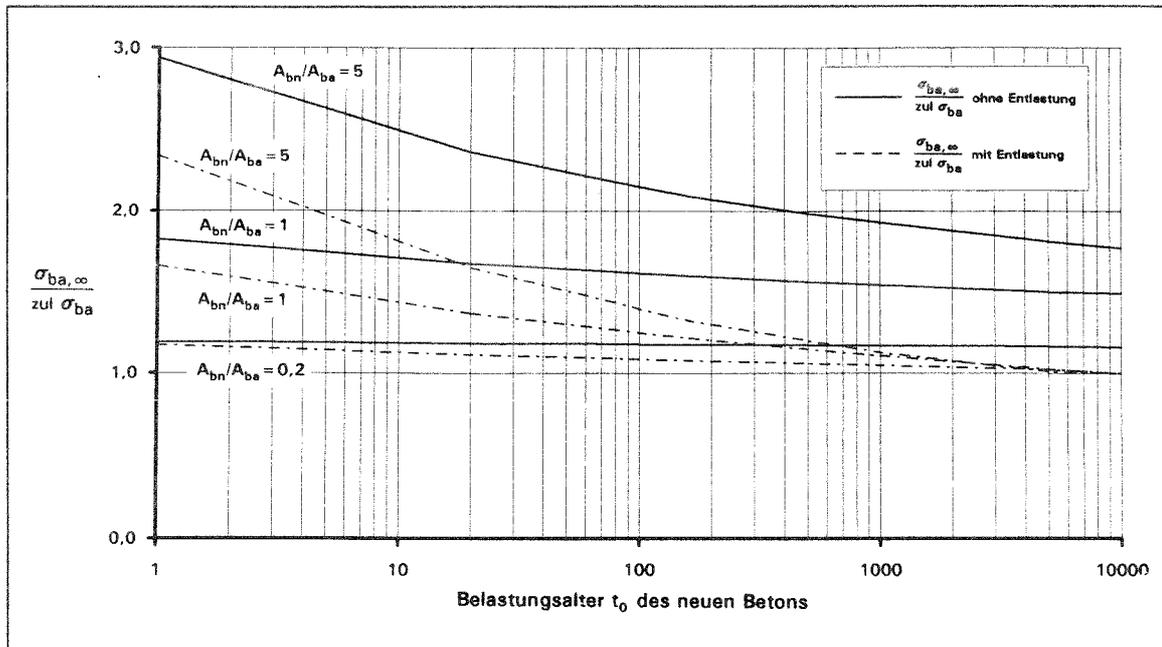


Bild 3.11: Spannungsmäßige Ausnutzung des Altquerschnittes infolge der Gesamtbelastung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  ohne und mit Entlastung vor der Verstärkung in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{be}$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

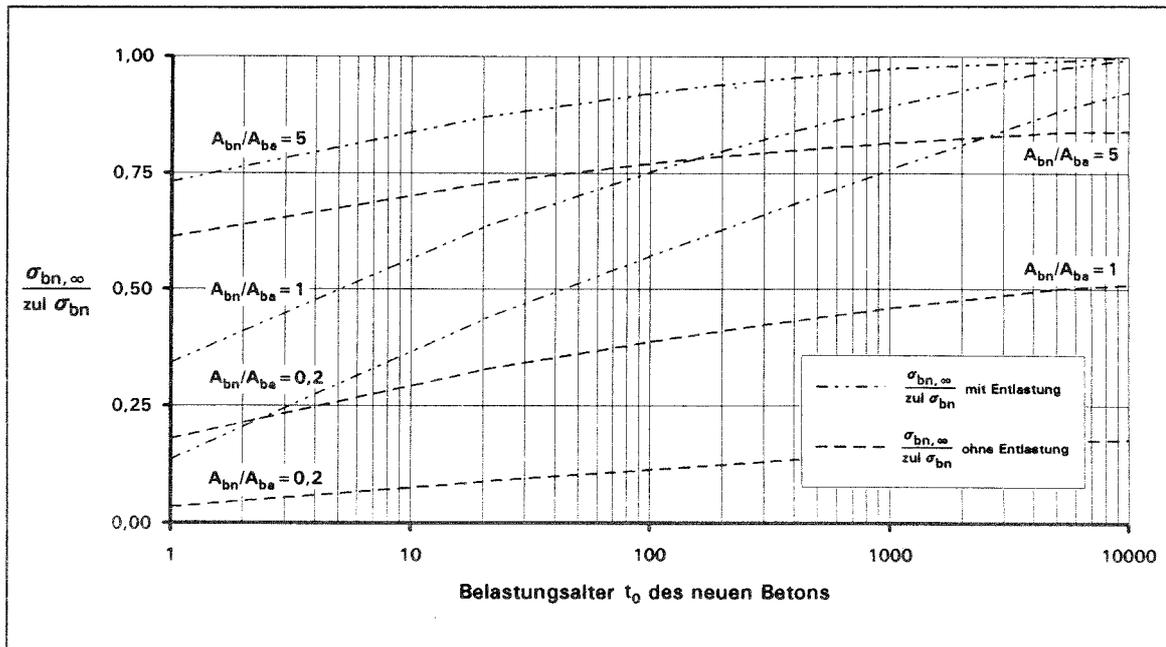


Bild 3.12: Spannungsmäßige Ausnutzung des Neuquerschnittes infolge der Gesamtbelastung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  ohne und mit Entlastung vor der Verstärkung in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{be}$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

Werden, wie in Bild 3.13 dargestellt, zusätzlich die Spannungumlagerungen infolge des Schwindens des Neubetons berücksichtigt, steigt die Belastung des Altquerschnittes im Vergleich zu Bild 3.11 weiter an. Wie aus dem Vergleich der gestrichelten Kurven in den Bildern 3.13 und 3.12 ersichtlich ist, nimmt die Belastung im Neuquerschnitt aus Gleichgewichtsgründen weiter ab. Da nur die Umlagerungsschnittgrößen infolge Kriechen von dem Belastungsalter  $t_0$  abhängen, die Spannungumlagerungen infolge Schwinden jedoch unmittelbar im Anschluß an die Nachbehandlung einsetzen, wurden die Umlagerungsschnittgrößen infolge Kriechen und Schwinden getrennt ermittelt. Bei allen Berechnungen wurde von einem Schwindbeginn  $t_s = 1$  Tag ausgegangen; ein späterer Schwindbeginn würde geringfügig größere Umlagerungsschnittgrößen ergeben. Die elastisch ermittelte Zwangsschnittgröße infolge Schwinden wird z.B. bei einem Flächenverhältnis  $A_{bn}/A_{ba} = 1$  ( $\alpha_b = 0,5$ ) infolge Relaxation auf einen Wert von

$$\frac{1}{(1 + \rho \cdot \varphi_\infty)} = \frac{1}{(1 + 0,64 \cdot 4,5)} = 0,25$$

zum Zeitpunkt  $t = \infty$  abgebaut bzw. nur zu einem Bruchteil der elastisch ermittelten Größe aufgebaut. In Bild 3.13 wird darüber hinaus ersichtlich, daß die Spannungsausnutzung sowohl vom Alt- als auch Neuquerschnitt relativ unabhängig vom Belastungsalter des neuen Betons ist. Bei einem Flächenverhältnis  $A_{bn}/A_{ba} = 1$  bleibt der neue Beton nahezu spannungslos, während bei kleineren Flächenverhältnissen sogar ausschließlich Zugspannungen auftreten. In diesen Überlegungen zum Spannungszustand des neuen Betons sind zudem Eigenspannungen wie z.B. infolge Abfließen der Hydrationswärme noch gar nicht berücksichtigt. Im übrigen stimmt dieses Ergebnis mit den Überlegungen von Kraft /39/ überein, der ebenfalls den Spannungszustand nachträglich verstärkter Stützen im Gebrauchszustand durch die Addition minimal bzw. maximal auftretender Verformungen abgeschätzt hat.

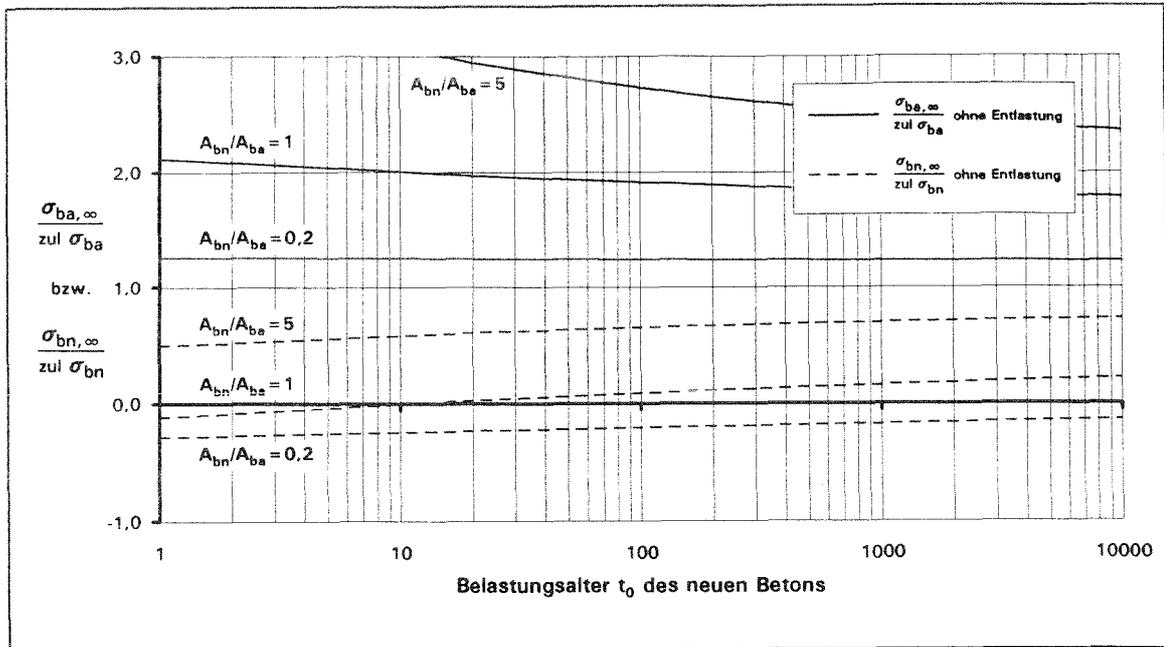


Bild 3.13: Spannungsmäßige Ausnutzung des Alt- und Neuquerschnittes infolge der Gesamtbelastung und Schwinden zum Zeitpunkt  $t = \infty$  ohne Entlastung vor der Verstärkung in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

In Bild 3.14 wird der günstige Einfluß einer Entlastung vor der Verstärkung auf die Spannungsverteilung ersichtlich. Aber trotz der vorangegangenen Entlastung ist der Spannungsausgleich nicht vollständig. Nur für die Fälle, daß unüblich lange mit dem Wiederaufbringen der Belastung gewartet wird, nähert sich die Spannungsverteilung dem Grenzwert 1,0 zunehmend an. Bei dem angenommenen Altersunterschied von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen wird jedoch aufgrund des Schwindens des Neubetons auch bei sehr großem Erstbelastungsalter  $t_0$  die Spannungsverteilung zur Zeit  $t = \infty$  nicht der elastischen Spannungsverteilung unmittelbar nach dem Aufbringen der Belastung entsprechen. Für den Neuquerschnitt zeigt sich dann für nahezu alle Belastungsalter eine Druckbeanspruchung und damit auch eine Verringerung der Rißgefährdung.

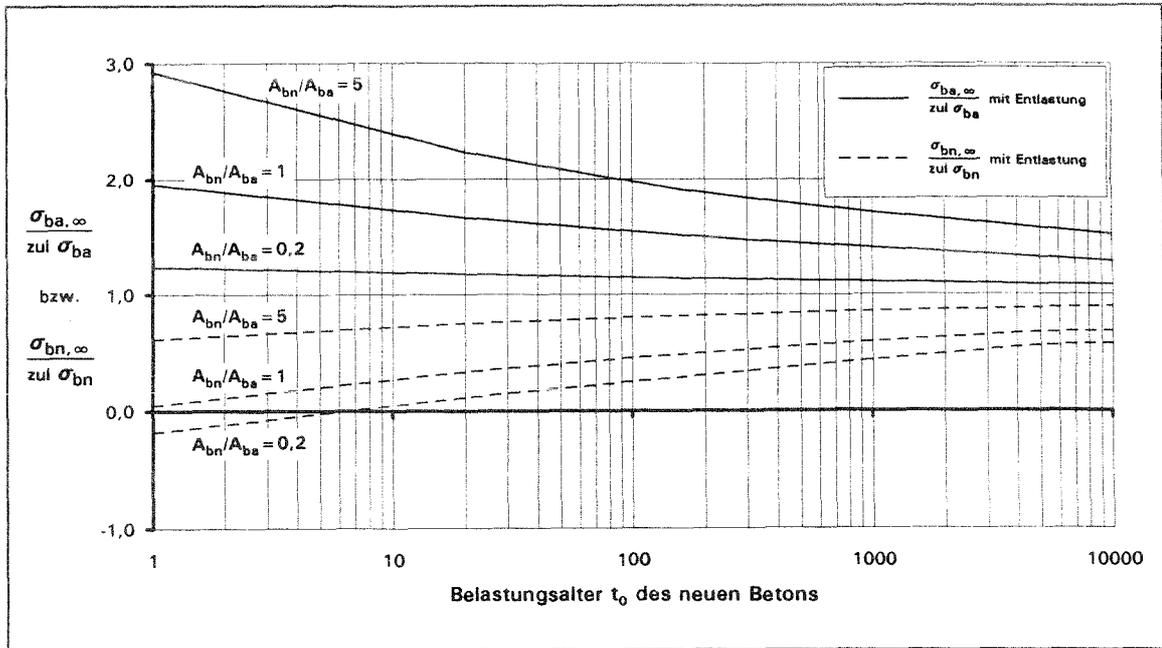


Bild 3.14: Spannungsmäßige Ausnutzung des Alt- und Neuquerschnittes infolge der Gesamtbelastung und Schwinden zum Zeitpunkt  $t = \infty$  mit Entlastung vor der Verstärkung in Abhängigkeit der Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba}$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

Da die vorangegangenen Berechnungen ausschließlich für unbewehrten Beton durchgeführt wurden, ist darüber hinaus der Einfluß einer Betonstahlbewehrung auf die Spannungsverteilung und Spannungsumlagerung im Altbeton und Neubeton untersucht worden. Für die Berechnung der Spannungsumlagerungen in dem Verbundsystem aus Altbeton, Neubeton und Bewehrung hat es sich wiederum als zweckmäßig erwiesen, die gesuchten Spannungen nicht über die Gesamtschnittgrößen, sondern über daraus abgeleitete - auf die Teilquerschnitte wirkende - Schnittkraftanteile zu ermitteln. Wenn die beiden Bewehrungslagen vereinfachend zu einer resultierenden Lage zusammengefaßt werden, können für einen zeitlich affinen Verlauf von Kriechen und Schwinden und für linear-elastisches Materialverhalten des Betons die durch eine Dauerlast  $N_0$  und Schwinden hervorgerufenen drei Umlagerungsteilschnittgrößen des Verbundquerschnittes  $N_{ba,\varphi}$ ,  $N_{bn,\varphi}$  und  $N_{s,\varphi}$  mit der Gleichgewichtsbedingung (3.15) und den beiden Verträglichkeitsbedingungen (3.16) ermittelt werden. Bei exzentrischer Belastung bzw. unsymmetrischem Querschnitt wären zur Berechnung der Spannungsumlagerungen eine zusätzliche Gleichgewichtsbeziehung und zwei weitere Verträglichkeitsbedingungen erforderlich. Wird die zeitabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach (3.6) in die beiden Verträglichkeitsbedingungen

$$\epsilon_{bn,\varphi} = \epsilon_{ba,\varphi}$$

$$\epsilon_{s,\varphi} = \epsilon_{ba,\varphi}$$

eingesetzt, ergibt sich das zeitabhängige Verformungsgleichgewicht zwischen den drei Teilquerschnitten in der Form

$$\epsilon_{bn,0} \cdot \varphi_n + \epsilon_{bn,\varphi} \cdot (1 + \rho_n \cdot \varphi_n) + \epsilon_{sn} = \epsilon_{ba,0} \cdot \varphi_a + \epsilon_{ba,\varphi} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a) + \epsilon_{sa}$$

$$\epsilon_{s,\varphi} = \epsilon_{ba,0} \cdot \varphi_a + \epsilon_{ba,\varphi} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a) + \epsilon_{sa} \quad .$$

Unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens für Stahl und Beton können die lastabhängigen Dehnungen auch durch die jeweiligen Teilschnittgrößen ausgedrückt werden, und die beiden Verträglichkeitsbedingungen ergeben sich damit zu

$$\frac{N_{bn,0}}{E_{bn} \cdot A_{bn}} \cdot \varphi_n + \frac{N_{bn,\varphi}}{E_{bn} \cdot A_{bn}} \cdot (1 + \rho_n \cdot \varphi_n) + \epsilon_{sn} = \frac{N_{ba,0}}{E_{ba} \cdot A_{ba}} \cdot \varphi_a + \frac{N_{ba,\varphi}}{E_{ba} \cdot A_{ba}} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a) + \epsilon_{sa}$$

$$\frac{N_{s,\varphi}}{E_s \cdot A_s} = \frac{N_{ba,0}}{E_{ba} \cdot A_{ba}} \cdot \varphi_a + \frac{N_{ba,\varphi}}{E_{ba} \cdot A_{ba}} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a) + \epsilon_{sa} \quad .$$

Werden die beiden Gleichungen nach  $N_{bn,\varphi}$  bzw. nach  $N_{s,\varphi}$  aufgelöst, bleibt jeweils auf der rechten Seite der Gleichungen als einzige Unbekannte die Umlagerungsteilschnittgröße  $N_{ba,\varphi}$  des Altquerschnittes übrig. Durch Einsetzen der beiden Verträglichkeitsbedingungen in die Gleichgewichtsbedingung (3.15) und anschließendem Umformen ergibt sich die gesuchte Umlagerungsteilschnittgröße

$$\begin{aligned}
 N_{ba,\varphi} = & \left[ \frac{1}{1 + \frac{A_{bn} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a)}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_n \cdot \varphi_n)} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_a \cdot \varphi_a)} \right] \cdot \\
 & \left[ -N_{ba,0} \cdot \left( \frac{A_{bn}}{A_{ba}} \cdot \frac{\varphi_a}{(1 + \rho_n \cdot \varphi_n)} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \varphi_a \right) + N_{bn,0} \cdot \frac{\varphi_n}{(1 + \rho_n \cdot \varphi_n)} - \right. \\
 & \left. - \epsilon_{sa} \cdot A_{bn} \cdot E_{bn} \left( \frac{1}{(1 + \rho_n \cdot \varphi_n)} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{bn} \cdot E_{bn}} \right) + \epsilon_{sn} \cdot A_{bn} \cdot E_{bn} \cdot \frac{1}{(1 + \rho_n \cdot \varphi_n)} \right] \quad (3.17)
 \end{aligned}$$

nur noch in Abhängigkeit bekannter Größen. Die beiden anderen Umlagerungsteilschnittgrößen  $N_{bn,\varphi}$  und  $N_{s,\varphi}$  können damit ebenfalls berechnet werden. Der geordnete Aufbau von (3.17) mit der Einwirkungsseite im Zähler und mit dem - gelegentlich auch als Kriechbremse bezeichneten - Grad der Behinderung im Nenner ermöglicht es dabei, den Einfluß der Verformungsbehinderung auf die Größe der Umlagerungsteilschnittgröße zu beurteilen. Während sich die Umlagerungsteilschnittgrößen mit Gleichung (3.17), die sich auch unmittelbar aus einer Formulierung von Frey /28/ ergibt, nur für Einwirkungen nach Herstellen des Verbundes mit zeitlich affinen Verlauf von Kriechen und Schwinden ermitteln lassen, muß bei nachträglich verstärkten Stützen wegen abweichender Randbedingungen zusätzlich differenziert werden. Prinzipiell sind bei nachträglich verstärkten Stützen Einwirkungen vor und nach dem Verstärkungszeitpunkt zu unterscheiden, da sich zum Zeitpunkt der Verstärkung die Dehnsteifigkeit des Querschnittes und die Einwirkungen auf den Verbundquerschnitt verändern. Während vor einer Verstärkung nur die Dauerlasten und das Schwinden des Altbetons betrachtet werden müssen, sind nach der Verstärkung Einwirkungen wie das Schwinden des Neubetons, die restlichen zeitabhängigen Verformungen des Altquerschnittes sowie das Kriechen der beiden Betonquerschnitte infolge neuer Dauerbelastung zu untersuchen. Wenn zudem der Belastungszeitpunkt des Verbundquerschnittes bzw. das Belastungsalter des neuen Betons unabhängig von dem Schwindbeginn des Neuquerschnittes variiert werden soll, ist es notwendig, die Gleichung (3.17) an die geänderten Voraussetzungen anzupassen.

Für nachträglich verstärkte Stützen sollen diese Überlegungen am Beispiel einer mittig gedrückten Stahlbetonsäule entsprechend Bild 3.15 für die Einwirkungen vor der Verstärkung und Bild 3.16 nach der Verstärkung verdeutlicht werden. Die Stütze habe im Querschnitt die Nettobetonfläche  $A_{ba}$  und die Stahlfläche  $A_{sI}$  und sei zum Zeitpunkt  $t_0$  mit der konstanten Dauerlast  $N_0$  beaufschlagt worden. Wegen des vollkommenen Verbundes ist die elastische Anfangsdehnung  $\epsilon(t_0)$  für den Beton und den Stahl gleich groß und kann durch eine Division der Belastung  $N_0$  und der Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnittes errechnet werden. Die Spannungen in den Teilquerschnitten

ergeben sich mit den jeweiligen Elastizitätsmoduli auf der Grundlage des Hookeschen Gesetzes. Denkt man sich nun zunächst den Verbund zwischen dem Beton und dem Stahl gelöst, so ändert sich die Betondehnung im Zeitraum  $t$  bis  $t_0$  um die unbehinderte Dehnung  $\epsilon(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) + \epsilon_s$ , während der Betonstahl im gleichen Zeitraum keine zeitabhängigen Verformungen aufweist. Befinden sich die beiden Teilquerschnitte dagegen im Verbund miteinander, wird sich die Stütze nicht um die unbehinderte Betondehnung verkürzen, sondern um eine kleinere Dehnung  $\epsilon_\varphi$ . Da diese gemeinsame zeitabhängige Verformung für beide Teilquerschnitte gleich ist, kann die Umlagerungsschnittgröße für den elastischen Betonstahl unmittelbar angegeben werden, wodurch aus Gleichgewichtsgründen die Umlagerungsteilschnittgröße des Betons ebenfalls bekannt ist. Werden die zu Beginn der Belastung aufgetretenen elastischen Teilschnittgrößen addiert, führt die gemeinsame Verformung des Verbundquerschnittes zu einer zusätzlichen Belastung des Betonstahls, während die anfänglich aufgebrachte Dauerspannung des Betons verringert wird. Betrachtet man die in Bild 3.15 dargestellten Betonverformungen, stellt sich zwischen der unbehinderten Betondehnung  $\epsilon(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) + \epsilon_s$  und der meßbaren gemeinsamen Verformung des Verbundquerschnittes  $\epsilon_\varphi = \epsilon_{ba,\varphi} = \epsilon_{sl,\varphi}$  eine Dehnung  $\Delta\epsilon_{ba,\varphi}$  als Differenz ein. Diese Dehnung ist dabei ein Maß der Verformungsbehinderung des Betons durch den Betonstahl; mit zunehmender Dehnung  $\Delta\epsilon_{ba,\varphi}$  nimmt die Verformungsbehinderung ebenfalls zu. Die Betondehnung  $\Delta\epsilon_{ba,\varphi}$  ist jedoch nicht unmittelbar spannungserzeugend für den Beton, sondern nur der Dehnungsanteil

$$\Delta\epsilon_{ba,\varphi}^* = \frac{\Delta\epsilon_{ba,\varphi}}{(1 + \rho_t \cdot \varphi_t)}$$

kann zusammen mit der Dehnsteifigkeit des Altbetons  $E_{ba} \cdot A_{ba}$  für die Berechnung der Umlagerungsteilschnittgröße  $N_{ba,\varphi}$  verwendet werden.

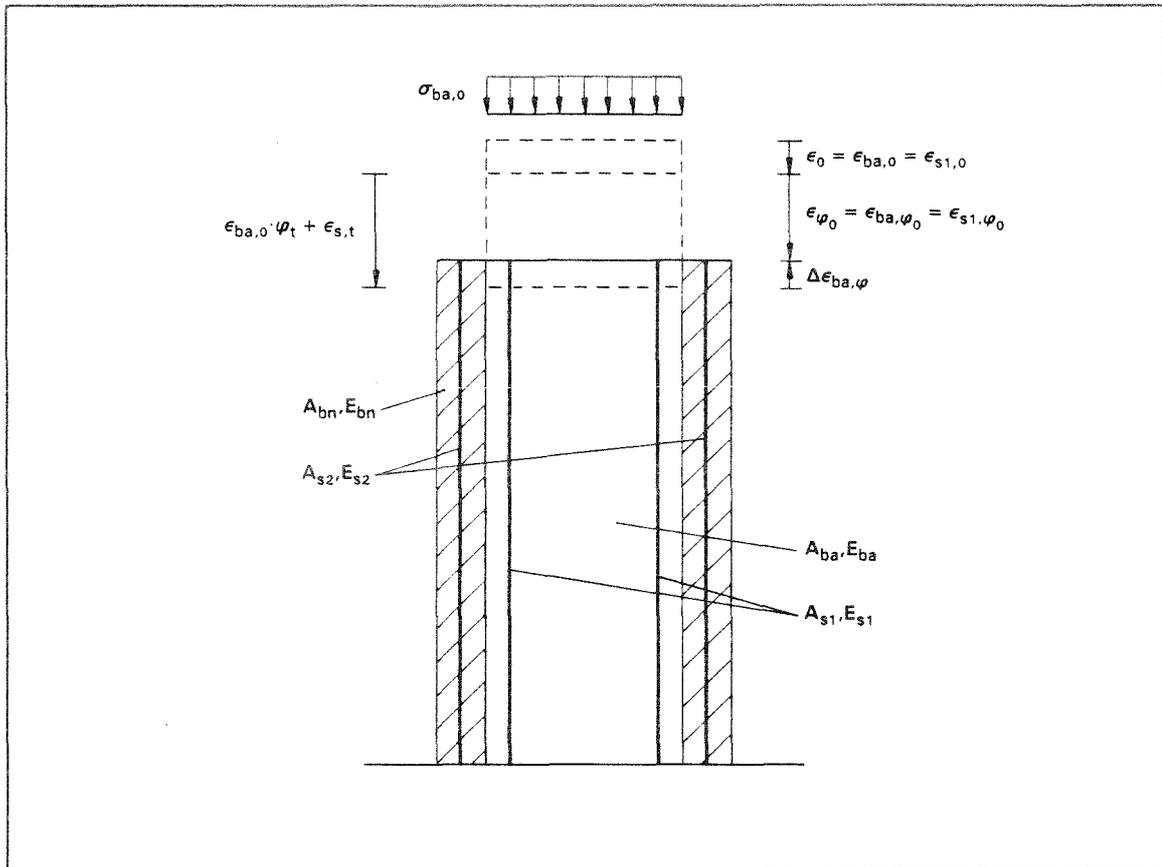


Bild 3.15: Bis zum Verstärkungszeitpunkt  $t$  infolge der Spannung  $\sigma_{ba,0}$  auftretende elastische und zeitabhängige Verformungen einer Stahlbetonstütze.

Wird eine Stahlbetonstütze zu einem Zeitpunkt  $t$  durch eine Querschnittsvergrößerung um die Betonquerschnittsfläche  $A_{bn}$  verstärkt, wirken sowohl vor der Verstärkung vorhandene Einwirkungen als auch zusätzliche Einwirkungen nach Verstärkung auf den aus drei Querschnittsteilen bestehenden Verbundquerschnitt mit unterschiedlichem Materialverhalten ein. Je nach Untersuchungsschwerpunkt kann es dabei zweckmäßig sein, die den Einwirkungen zugeordneten zeitabhängigen Verformungen auch bei affinem Verlauf getrennt voneinander zu betrachten. Eine Unterscheidung ist dagegen immer dann erforderlich, wenn die Einwirkungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf den Verbundquerschnitt treffen, da sich auch die Verformungseigenschaften des Betons zeitabhängig verändern. Aus diesem Grund werden bei der in Bild 3.16 dargestellten nachträglich verstärkten Stütze die Kriechverformungen des Altquerschnittes infolge einer anfänglich aufgebrauchten Dauerlast  $N_0$ , die Kriechverformungen von Alt- und Neubeton infolge einer zusätzlichen Dauerlast  $N_2$  und die zueinander affinen Schwindverformungen von Alt- und Neubeton getrennt dargestellt. Infolge der Vorbelastung des Altquerschnittes werden die dem Restkriechvermögen des Altquerschnittes entsprechenden freien Verformungen  $\epsilon(t_0) \cdot [\varphi_a(t_\infty, t_0) - \varphi_a(t, t_0)]$  sowohl durch den Betonstahl als auch durch den neuen Beton behindert. Für eine zum einem beliebigen

Belastungszeitpunkt  $t_{0,n}$  des Neubetons aufgebrachte Dauerlast  $N_2$  können in Bildmitte die freien Betonverformungen ebenfalls angeschrieben werden. Die unbehinderten Kriechverformungen der Betonquerschnitte ergeben sich jeweils als die  $\varphi$ -fache elastische Verformung  $\epsilon(t_{0,n})$ , wobei der ältere Beton ein deutlich geringeres Kriechmaß als der junge Beton aufweist. Da sich diese Verformungen jedoch weder im Alt- noch im Neubeton frei einstellen können, werden Spannungsumlagerungen hervorgerufen, die bei entsprechendem Altersunterschied der Betone und in Abhängigkeit von Flächenverhältnis und Bewehrungsgrad zu einer zusätzlichen Belastung des Altbetons führen. Die dritte Darstellung beschreibt die lastunabhängigen Schwinddehnungen der beiden Betone. Wäre der Betonverbundquerschnitt dabei unbewehrt, würden Spannungsumlagerungen nur aus der Dehnungsdifferenz  $\Delta\epsilon_s = \epsilon_{sn} - \Delta\epsilon_{sa}$  der unbehinderten Schwinddehnung des neuen Querschnittes und dem Restschwinden des Altquerschnittes hervorgerufen. Bei bewehrten Querschnitten wird dagegen auch die Verformung infolge des Restschwindens des Altquerschnittes behindert.

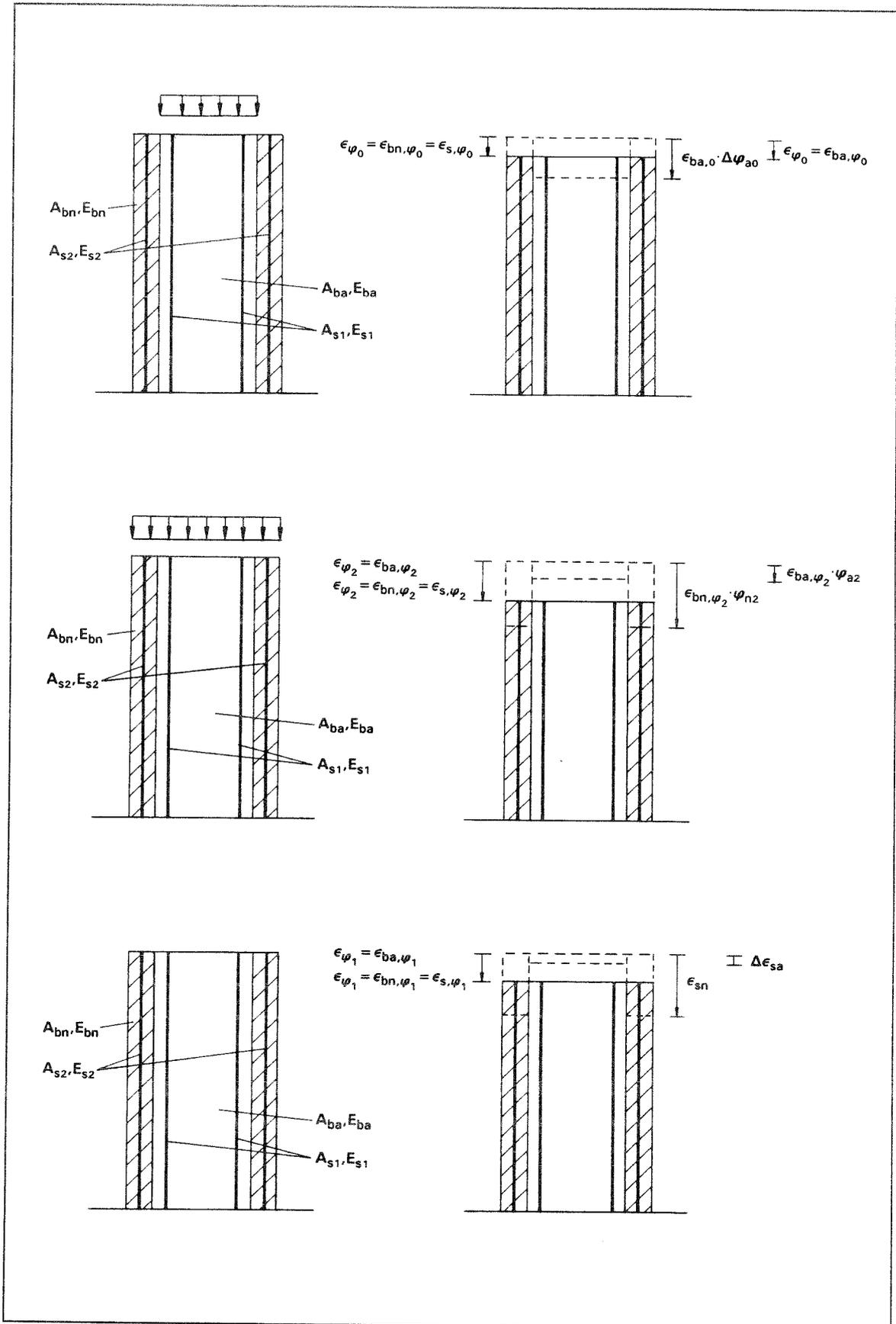


Bild 3.16: Elastische und zeitabhängige Verformungen am Beispiel einer mittig gedrückten Stahlbetonstütze nach der Verstärkung.

Da das Superpositionsgesetz für die Spannungumlagerungen ebenfalls gültig ist, wird die gesamte Umlagerungsteilschnittgröße mit

$$N_{ba,\varphi_2} = \Delta N_{ba,1} + \Delta N_{ba,2} + \Delta N_{ba,3}$$

in die drei Anteile infolge Restkriechen des Altbetons, Kriechen infolge einer zusätzlichen Dauerlast  $N_2$  und Schwinden von Alt- und Neubeton aufgeteilt. Die erste Umlagerungsteilschnittgröße

$$\Delta N_{ba,1} = \left[ \frac{1}{1 + \frac{A_{bn} \cdot (1 + \rho_{a1} \cdot \varphi_{a1})}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_{n1} \cdot \varphi_{n1})} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{a1} \cdot \varphi_{a1})} \right] \cdot \left[ -N_{ba,0} \cdot \left( \frac{A_{bn}}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_{n1} \cdot \varphi_{n1})} \cdot \frac{\Delta \varphi_{a0}}{E_{ba}} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \Delta \varphi_{a0} \right) \right]$$

ergibt sich für das Restkriechen des Altbetons infolge der Dauerlast  $N_0$ , wenn die Kriechzahlen  $\varphi_{a1}, \varphi_{n1}$  und die steifigkeitsangepaßten Relaxationskennwerte  $\rho_{a1}, \rho_{n1}$  für ein Belastungsalter  $t_0 = 1d$  des neuen Betons bzw. für das Alter des Altbetons zum Verstärkungszeitpunkt ermittelt werden. Die vom Zeitpunkt der Belastung  $t_{0,n}$  des neuen Betons abhängige Umlagerungsschnittgröße  $\Delta N_{ba,2}$

$$\Delta N_{ba,2} = \left[ \frac{1}{1 + \frac{A_{bn} \cdot (1 + \rho_{a2} \cdot \varphi_{a2})}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_{n2} \cdot \varphi_{n2})} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{a2} \cdot \varphi_{a2})} \right] \cdot \left[ -N_{ba,2} \cdot \left( \frac{A_{bn}}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_{n2} \cdot \varphi_{n2})} \cdot \frac{\varphi_{a2}}{E_{ba}} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \varphi_{a2} \right) + N_{bn,2} \cdot \varphi_{n2} \cdot \frac{1}{(1 + \rho_{n2} \cdot \varphi_{n2})} \right]$$

infolge einer zusätzlich auf den Verbundquerschnitt aufgebrauchten Dauerbelastung  $N_2$ , läßt sich analog zu (3.17) ermitteln, wenn dabei jeweils die Kriechzahlen und die Relaxationskennwerte beider Betone dem Belastungsalter angepaßt werden. Die dritte Umlagerungsteilschnittgröße

$$\Delta N_{ba,3} = \left[ \frac{1}{1 + \frac{A_{bn} \cdot (1 + \rho_{al} \cdot \varphi_{al})}{A_{ba} \cdot (1 + \rho_{nl} \cdot \varphi_{nl})} + \frac{\Sigma A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{al} \cdot \varphi_{al})} \right] \cdot \left[ (\Delta \epsilon_{sa} - \epsilon_{sn}) \cdot \left( E_{bn} \cdot A_{bn} \cdot \frac{1}{(1 + \rho_{nl} \cdot \varphi_{nl})} \right) - \Delta \epsilon_{sa} \cdot \Sigma A_s \cdot E_s \right]$$

kann wegen des zeitlich affinen Verlaufs des Restkriechens des Altquerschnittes mit dem Schwindverlauf wiederum mit den Kriechzahlen  $\varphi_{al}, \varphi_{nl}$  und den Relaxationskennwerten  $\rho_{al}, \rho_{nl}$  berechnet werden. Fällt der Belastungsbeginn  $t_0$  des neuen Betons mit dem Schwindbeginn des neuen Querschnittes zusammen, ist eine Unterteilung wegen des zeitlichen affinen Verlaufs von Kriechen und Schwinden nicht erforderlich. Auf diese Weise ist es somit möglich, die Abhängigkeit der Umlagerungsteilschnittgröße  $N_{ba, \varphi_2}$  vom Belastungsalter  $t_{0, n}$  des Neubetons bei unmittelbar nach der Verstärkung beginnendem Schwinden des Neubetons und unter Berücksichtigung verbleibender Verformungen des Altquerschnittes zu untersuchen.

Wie in Bild 3.17 am Beispiel des Flächenverhältnisses  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$  dargestellt ist, ergibt sich unter Berücksichtigung der Spannungsumlagerungen infolge  $N_{ba,0}$  bis zum Verstärkungszeitpunkt im Altbetonalter von  $t = 10\,000$  Tagen für den rechnerischen Endzeitpunkt  $t = 20\,000$  Tage erwartungsgemäß eine Verringerung der Betonspannung im Altbeton in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_L$ . Zum Vergleich der Ergebnisse ist als oberer Grenzwert die Kurve für den unbewehrten und ebenfalls nicht entlasteten Querschnitt eingezeichnet worden. Für übliche Längsbewehrungsgrade wird im Altquerschnitt die im Gebrauchszustand zulässige Betonspannung dennoch deutlich überschritten. Die spannungsmäßige Ausnutzung des Neuquerschnittes infolge Gesamtbelastung und Schwinden zeigt dagegen einen vom Längsbewehrungsgrad nahezu unabhängigen Verlauf. Im Bereich üblicher Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons wird das Mittragen des Neuquerschnittes aufgrund der zusätzlichen Steifigkeit durch die Bewehrung sogar geringfügig verzögert. Sowohl für den Altquerschnitt als auch für den Verbundquerschnitt wird bei den Berechnungen wiederum die nach dem Additionsgesetz ermittelte zulässige Belastung angesetzt. Darüber hinaus wird auf eine Berechnung mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden im Alt- und Neuquerschnitt verzichtet.

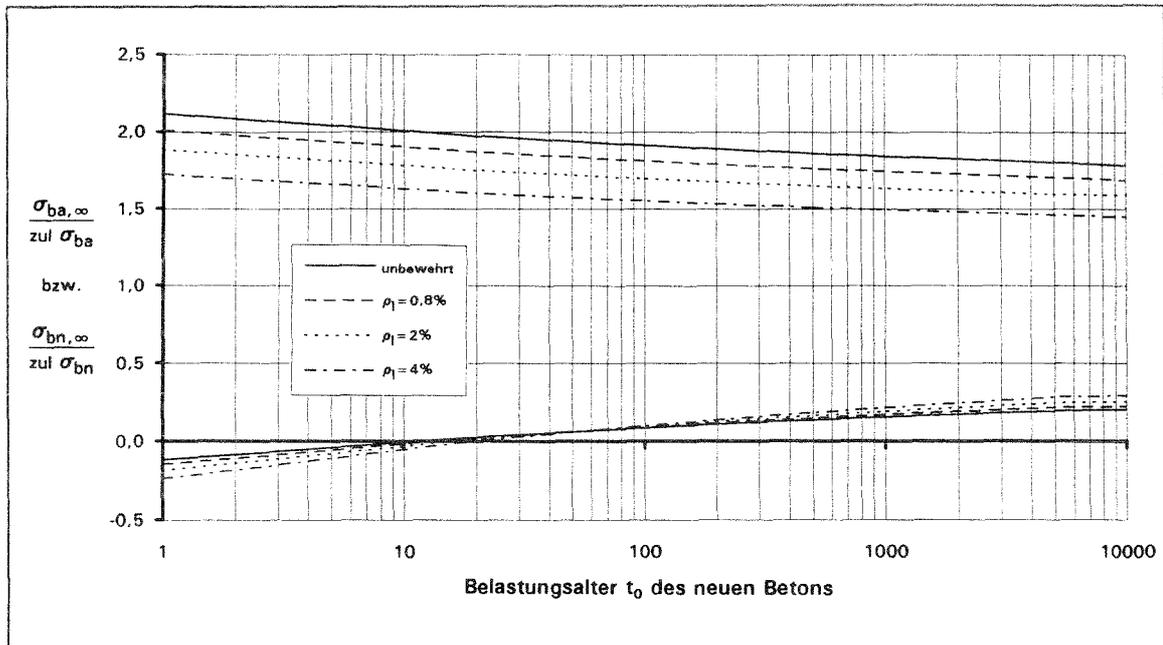


Bild 3.17: Spannungmäßige Ausnutzung des Alt- und Neuquerschnittes infolge der Gesamtbelastung und Schwinden zum Zeitpunkt  $t = \infty$  **ohne** Entlastung vor der Verstärkung für ein Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$  in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_L$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

Wenn auch für die Berechnungen der Spannungumlagerungen oberhalb des Gebrauchslastniveaus vereinfachend von einem linear-elastischem Materialverhalten des Betons ausgegangen wird, werden die Steifigkeit des Altbetons und damit auch die Spannungsumlagerungen rechnerisch überschätzt. Um den Spannungszustand in den Teilquerschnitten nach Abschluß der Umlagerungen wirklichkeitsnäher erfassen zu können, werden für das Flächenverhältnis  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$  Berechnungen in iterativer Form mit einer nichtlinearen Spannungdehnungslinie durchgeführt. Hierfür wird ein Ansatz nach Grasser /29/ gewählt, der die Spannung

$$\sigma = 0,85 \cdot \beta_W \cdot \frac{(a \cdot \epsilon - 0,2066 \cdot \epsilon^2)}{1 + b \cdot \epsilon} \quad (3.18)$$

in Abhängigkeit von der Dehnung und der Betongüte beschreibt. Die Werte für die Parameter  $a$  und  $b$  für einen sind dabei aus Versuchen ermittelt und in Abhängigkeit der Betongüte angegeben. Für eine Betongüte B25, die den weiteren Berechnungen zugrunde gelegt wird, ergeben sich dabei die Parameter  $a = 1,398$  und  $b = 0,489$ . Obwohl der funktionale Ansatz nach /29/ aus Versuchen an exzentrisch belasteten Prismen abgeleitet wurde und somit die Spannungsverteilung in der Biegedruckzone widerspiegelt, kann diese Spannungdehnungslinie dennoch als Ersatz für eine Ar-

beitslinie unter zentrischer Belastung verwendet werden. Dieses zeigt einerseits der Vergleich mit den von Rasch /58/ in zentrischen Druckversuchen ermittelten Arbeitslinien und andererseits die Steigung der Funktion, die als Sekantenmodul bei  $\beta_P/3$  dem Elastizitätsmaß nach DIN 1045 entspricht. In Bild 3.18 sind für verschiedene Betongüten die nach (3.18) ermittelten Spannungsdehnungslinien sowie im Vergleich das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1045 dargestellt. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach /29/ die zur Serienfestigkeit  $\beta_{WS}$  des Betons zugehörige Prismenfestigkeit  $\beta_P$  als Maximalwert auf der Spannungsordinate beinhalten und somit ein "mittleres" Verformungsverhalten nachbilden.

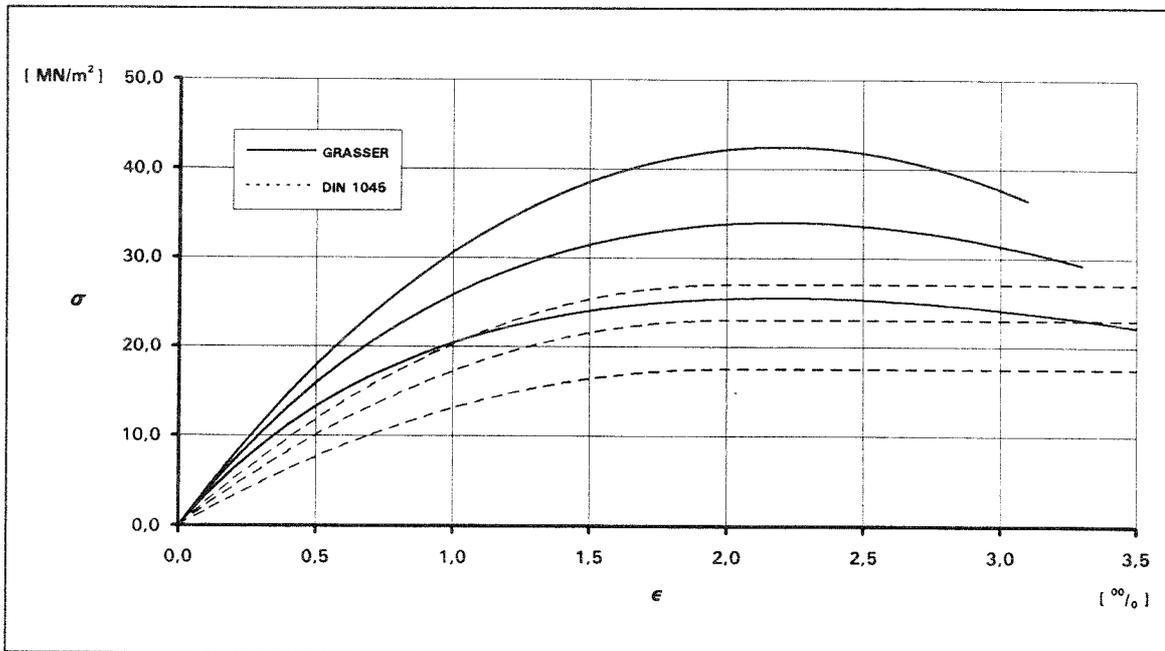


Bild 3.18: Spannungsdehnungslinien für die Betongüten B25/B35/B45 nach /29/ und nach DIN 1045.

Unter Berücksichtigung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens ergibt sich wiederum für das Flächenverhältnis  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$  der in Bild 3.19 dargestellte Verlauf für die Spannungen im Alt- und Neuquerschnitt. Der Vergleich mit Bild 3.17 zeigt, daß die Spannungen im Altbetonquerschnitt zum Zeitpunkt  $t = \infty$  niedriger sind als bei der Berechnung mit linear-elastischem Materialverhalten. Besonders deutlich werden die Spannungsunterschiede jedoch beim Neuquerschnitt. Hier läßt sich für übliche Bewehrungsgrade und Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons ein deutliches Mittragen des Verstärkungsquerschnittes feststellen. Dabei werden die Betonspannungen im Verstärkungsmantel bei hohen Längsbewehrungsgraden leicht herabgesetzt.

Trotz der rechnerischen Berücksichtigung einer lastabhängigen Dehnsteifigkeit der Betone konzentriert sich die Belastung eindeutig im Altquerschnitt, wenn die Querschnitte vor der Verstärkung nicht entlastet werden.

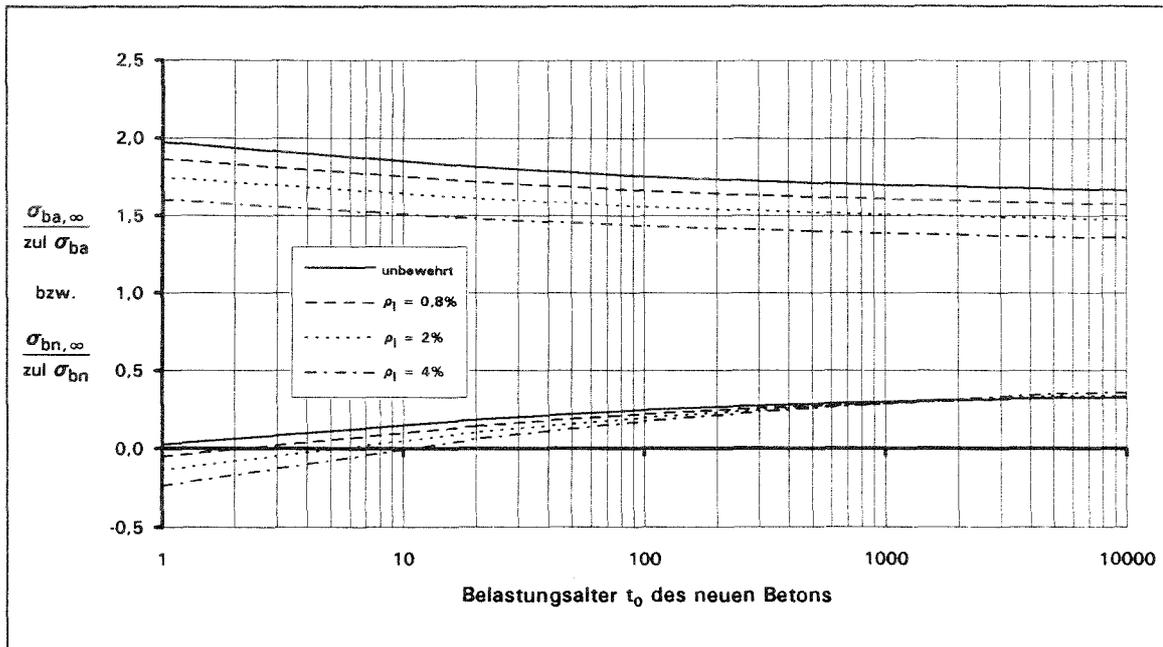


Bild 3.19: Spannungsmäßige Ausnutzung des Alt- und Neuquerschnittes bei Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsdehnungslinie des Betons infolge der Gesamtbelastung und Schwinden zum Zeitpunkt  $t = \infty$  ohne Entlastung vor der Verstärkung für ein Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$  in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades  $\rho_L$  und dem Belastungsalter  $t_0$  des neuen Betons für einen Altersunterschied der Betone von  $\Delta t = 10\,000$  Tagen.

Zur Beurteilung der spannungsmäßigen Ausnutzung der Teilquerschnitte läßt sich zusammenfassend feststellen, daß die Spannungsumlagerungen in guter Näherung auch oberhalb des Gebrauchslastniveaus mit einem linear-elastischen Materialverhalten berechnet werden können. Ist dagegen die Ermittlung der Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neuquerschnitt vorrangig, sollten die Berechnungen auf der Grundlage einer nichtlinearen Beziehung zwischen Betonspannung und Dehnung ermittelt werden. Sofern der Altbetonquerschnitt vor der Verstärkung entlastet wird, ist zu beachten, daß der Altbeton wegen der vorangegangenen Spannungsumlagerungen aufreißen kann, auch wenn der Querschnitt nicht vollständig entlastet wird.

### 3.3 BRUCHZUSTAND

Die Tragfähigkeit monolithisch hergestellter Druckglieder unter zentrischer Belastung wird nach dem Additionsgesetz ermittelt, sofern ein Knicksicherheitsnachweis nicht erforderlich ist. Dabei ist sowohl für den Beton als auch für den Stahl eine Grenzstauchung von 2‰ einzuhalten. Spannungsumlagerungen im Gebrauchszustand brauchen bei der Ermittlung der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt zu werden, da sie die Gesamttragfähigkeit nicht nachteilig verändern. Der rechnerische Bruchzustand ist somit unabhängig von der Dauer und der zeitlichen Reihenfolge der Belastung.

Für die Bemessung nachträglich ergänzter Querschnitte darf nach DIN 1045, Abschnitt 19.4 bei entsprechender Fugenausbildung davon ausgegangen werden, daß der Gesamtquerschnitt von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Verstärkte Druckglieder werden somit formal monolithischen Querschnitten gleichgestellt. Der in der Regel vorhandene Dehnungsunterschied zwischen dem Altquerschnitt und dem Neuquerschnitt braucht für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit demnach nicht berücksichtigt zu werden. Dies gilt auch beim Zusammenwirken von Betonen unterschiedlicher Festigkeit, wenn man vereinfachend der Tragfähigkeitsberechnung die geringere Festigkeit zugrunde legt.

Soll dagegen die unterschiedliche Betonfestigkeit rechnerisch berücksichtigt werden, so ist nach DIN 1045 bzw. DIN 18551 das unterschiedliche Tragverhalten zu erfassen. Nach DIN 18551 soll dies dadurch erfolgen, daß für den Neuquerschnitt nicht die jeweilige Grenzdehnung maßgebend ist, sondern die Dehnungsdifferenz zwischen der Grenzdehnung und dem Dehnungsanteil des Altquerschnitts vor der Verstärkung. Der Dehnungsanteil des Altquerschnitts soll zudem für den Gebrauchszustand nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm ermittelt werden. Spannungsumlagerungen, die nach der Verstärkung durch das Schwinden des neuen Querschnittes und das unterschiedliche Kriechen der Betone infolge einer zusätzlichen Dauerlast auftreten, werden wie bei monolithischen Querschnitten nicht erfaßt und der Einfluß auf die Tragfähigkeit somit nicht berücksichtigt.

Die im Abschnitt 3.2.5 durchgeführten Berechnungen zeigen jedoch eine deutliche Zunahme der Altbetonspannungen infolge des zeitabhängigen Materialverhaltens. Dies gilt insbesondere dann, wenn auf die Entlastung des Altbetonquerschnittes vor der Verstärkung verzichtet wird. Mit der zeitabhängigen Spannungskonzentration im Altquerschnitt ist ebenfalls eine Vergrößerung der quasi-elastischen Dehnungsdifferenz verbunden, so daß sich, bei Einhaltung der Grenzdehnung für den Altbeton, die spannungsmäßige Ausnutzung des Neubetons weiter verringert. Dabei kommt prinzipiell der Verlauf der Spannungsdehnungslinie des Betons mit steilem, nahezu linearem Anstieg bei geringen Spannungen und ausgeprägt plastischen Verformungen bei hohen

Spannungen einem hohen Ausnutzungsgrad des Verstärkungsquerschnittes entgegen. Für das untersuchte Flächenverhältnis  $A_{bn}/A_{ba} = 1,0$ , einem Mindestbewehrungsgrad von 0,8% sowie einer nichtlinearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung nach Bild 3.18 ergibt sich eine Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton von rd. 0,6‰. In diesem Fall wird die maximal mögliche Tragfähigkeit des Neubetons jedoch nur zu rd. 90% erreicht, wenn wiederum eine Grenzdehnung von 2‰ zugrunde gelegt wird. Wird das Flächenverhältnis noch größer, wird die Dehnungsdifferenz ebenfalls größer und die Ausnutzung des Verstärkungsquerschnittes dagegen geringer. Die volle Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes wird jedoch auch dann nicht erreicht, wenn größere Altbetonstauchungen als 2‰ zugelassen werden. Wird in Analogie zu den umschnürten Stützen eine höhere Altbetonstauchung zugelassen, wird der abfallende Ast der Arbeitslinie des Altbetons wiederum das Erreichen der vollen rechnerischen Gesamttragfähigkeit nach dem Additionsgesetz verhindern.

Für die rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit allseitig verstärkter - nicht knickgefährdeter - Stahlbetonstützen wird deshalb vorgeschlagen, im Additionsansatz den reduzierten Traglastanteil des Verstärkungsquerschnittes mit dem Wert

$$N_{bn} = 0,9 \cdot A_{bn} \cdot \beta_{Rn} \quad (3.19)$$

anzusetzen, wenn die Stütze vor der Verstärkung nicht entlastet wird. Auf eine Berücksichtigung des Dehnungszustandes des Altbetons vor der Verstärkung sowie auf die Berechnung der Spannungumlagerungen kann in diesem Fall auch bei unterschiedlicher Betongüte verzichtet werden. Für den Gebrauchszustand hat dieser Vorschlag automatisch zur Folge, daß die Spannungen im Altquerschnitt die durch  $\beta_R/2,1$  vorgegebenen zulässigen Spannungen deutlich überschreiten. Deshalb sollte für Flächenverhältnisse  $A_{bn}/A_{ba} > 1,0$  zusätzlich nachgewiesen werden, daß die Altbetonspannungen im Gebrauchszustand nach Abschluß der Spannungumlagerungen maximal  $\beta_R$  erreichen. Obwohl im Gebrauchszustand Altbetonspannungen bis zum Rechenwert der Betondruckfestigkeit  $\beta_R$  zugelassen werden, ist mit dieser Vorgehensweise keine Verminderung des Sicherheitsniveaus nach DIN 1045 verbunden, solange für den Verbundquerschnitt die Aufnahme der nach der Verstärkung erhöhten Gesamtbelastung  $N_{ges} = N_0 + N_2$  mit einem Sicherheitsabstand von  $\gamma = 2,1$  gegenüber dem rechnerischen Bruchzustand nachgewiesen wird.

## **4. TEILFLÄCHENBELASTUNG MONOLITHISCHER STÜTZEN**

### **4.1 BEANSPRUCHUNGSZUSTAND IM KRAFTEINLEITUNGSBEREICH**

Die Einleitung konzentrierter Kräfte in einen elastischen Körper über eine belastete Teilfläche stellt ein grundsätzliches Problem bei dem Entwurf von Ingenieurbauten dar. Die Konzentration dieser Teilflächenbelastung beeinflusst die Spannungsverteilung im Krafteinleitungsbereich und damit auch die Wahl und Anordnung der erforderlichen Querbewehrung. Typische Bauteile, die diesem Beanspruchungszustand unterliegen, sind z. B. Brückenauflegerbänke und Betongelenke, aber auch die Verankerungsbereiche von Spanngliedern in Spannbetonkonstruktionen. Ein weiteres Beispiel für diese Belastungsart ist der Stoß von Fertigteilstützen, sofern eine Mörtelfuge zwischen den Stützen vorgesehen wird. Nachträglich verstärkte Stützen, die nur über den Altquerschnitt belastet werden, unterliegen prinzipiell einem vergleichbaren Beanspruchungszustand, solange die Verbundfestigkeit der Fuge nicht überschritten wird. Aus diesem Grund wird zuerst das Tragverhalten einer monolithischen Stütze unter Teilflächenbelastung untersucht, das dem Grenzfall des vollkommenen Verbundes bei nachträglich verstärkten Stützen entspricht.

Bei Lasteinleitung über eine Teilfläche werden die Traganteile des nicht direkt belasteten Stützenbetons und der Längsbewehrung im Lasteinleitungsbereich umgelenkt. Dabei stellt sich in Lastrichtung gesehen unmittelbar unter der konzentrierten Last eine Druckspannungsverteilung ein, die sich mit größer werdendem Abstand von der Belastungsstelle räumlich im Körper ausbreitet, wodurch ein System von Hauptspannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  erzeugt wird. Aufgrund des inneren Gleichgewichtes werden hierdurch unmittelbar unter der belasteten Teilfläche eine Querdruckbeanspruchung und in weiterem Abstand eine Spaltzugbeanspruchung hervorgerufen. Nach einer bestimmten Einleitungslänge  $l_e$ , die dem St. Venantschen Störbereich entspricht, verlaufen die Drucktrajektorien wieder parallel und im Querschnitt hat sich eine gleichmäßige Spannungsverteilung eingestellt.

Im Lasteinleitungsbereich lassen sich für teilflächenbelastete Stützen prinzipiell zwei Bruchursachen unterscheiden, die die Gesamttragfähigkeit begrenzen. Die erste Bruchursache ist ein Überschreiten der Querkzugfestigkeit im Krafteinleitungsbereich, d. h. die Spaltzugspannungen können von der vorhandenen Querbewehrung nicht mehr aufgenommen werden. Als zweite mögliche Bruchursache kann bei ausreichender Querbewehrung das Überschreiten der Betondruckfestigkeit in Lastrichtung auftreten, da der Beton in diesem Bereich die Gesamtlast zunächst alleine aufnehmen muß.

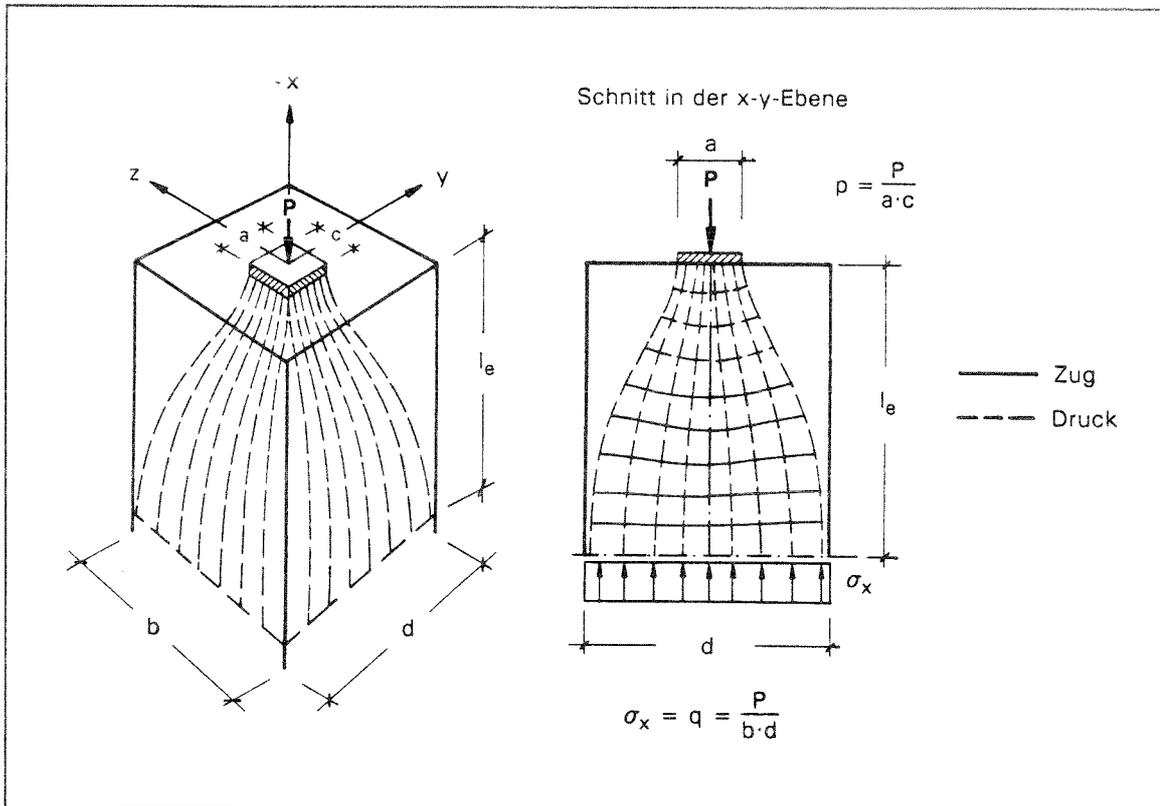


Bild 4.1: Verlauf der Hauptspannungen in einem prismatischen Körper unter konzentrierter Last (aus /40/).

An der Lasteinleitungsstelle verlaufen die Drucktrajektorien senkrecht zur Lastplatte. Um sich auf die gesamte Breite  $d$  gleichmäßig zu verteilen, sind sie direkt unter der Lastfläche von außen gesehen konkav und nach geringem Abstand konvex gekrümmt. Zu jeder Richtungsänderung von Spannungstrajektorien gehören Umlenkkräfte. Diese Umlenkkräfte erzeugen im Bereich konkaver Krümmung, also unmittelbar unter der Lastfläche, Querdruck- und im Bereich konvexer Krümmung Querkzugspannungen. Die Querkzugspannungen verursachen eine Spaltwirkung, die durch eine resultierende Spaltzugkraft  $Z$  dargestellt werden kann. Diese Spaltzugkraft und die Resultierende aus den Querdruckspannungen bilden ein Kräftepaar, dessen Summe aus Gleichgewichtsgründen Null sein muß. Das äußere Moment, das durch den Versatz der Resultierenden aus äußerer Belastung entsteht, muß durch dieses Kräftepaar aufgenommen werden.

Der Lasteinleitungsbereich entspricht dem St.Venantschen Störbereich, so daß die Lasteinleitungslänge  $l_e$  etwa der Breite der Scheibe entspricht. Am Ende des Einleitungsbereiches ist die gleichmäßige Spannungsverteilung

$$\sigma_x = q = \frac{P}{b \cdot d} \quad (4.1)$$

erreicht, und es treten keine Querspannungen mehr auf. Die Größe und Verteilung der Querspannungen hängt im wesentlichen nur von der Lastkonzentration  $a/d$  ab. Ist die Scheibe über die gesamte Breite gleichmäßig belastet ( $a/d = 1$ ), tritt keine Spaltzugkraft unterhalb der Last auf. Für den anderen Grenzfall ( $a/d = 0$ ) strebt der Spalteffekt einem Maximalwert entgegen.

Außerhalb der Drucktrajektorien, im nicht direkt belasteten Bereich, entstehen schiefe Zugspannungen und an den äußeren Begrenzungsflächen des Körpers Randzugspannungen, die vor allem bei stark ausmittiger Belastung betragsmäßig große Werte annehmen können.

Im folgenden werden Lösungen verschiedener Autoren für die Spaltzugbeanspruchung am zweidimensionalen Ersatzmodell beschrieben und miteinander verglichen. Ausgehend von Stabwerkmodellen werden die Ergebnisse der strengen Lösung nach der Elastizitätstheorie für den ebenen Spannungszustand erläutert. In Kapitel 4.2.3 werden dann die Ergebnisse verschiedener Finite-Element-Berechnungen zusammengestellt und mit der strengen Lösung verglichen.

Der zweidimensionale Spannungszustand kann auch mit Hilfe der Spannungsoptik untersucht werden. Ergebnisse, die mit dieser Methode erzielt wurden, stammen von Hiltcher/Florin /32/ und von Sargious /63/. Da diese Ergebnisse mit der strengen Lösung weitgehend übereinstimmen, wird auf die Darstellung verzichtet.

#### **4.2.2.2 STABWERKMODELLE**

Stabwerke sind wegen ihrer Anschaulichkeit als ingenieurmäßige Modelle besonders geeignet. Während die klassischen Fachwerkmodelle von Ritter und Mörsch die Bemessungsgrundlage von Balken im Zustand II bilden, haben insbesondere Schlaich/Schäfer /69/ die Bemessung mit Stabwerkmodellen auf Tragwerksbereiche ausgedehnt, für die bisher die Standardbemessungsverfahren nicht anwendbar waren. Aus diesem Grund ist die Bemessung mittels Stabwerkmodellen als universelles Bemessungsverfahren auch in die Neufassung des CEB-Model-Code 1990 aufgenommen worden.

Der spezielle Anwendungsfall der Teilflächenbelastung ist schon von Mörsch /45/ untersucht worden. Die Grundlage dieser Untersuchungen bilden dabei Formänderungsbedingungen eines in der Symmetrieachse durch eine Einzellast belasteten Körpers. Wird der Körper in der Symmetrieachse in zwei Hälften getrennt, verformen

sich die beiden Teile wie in Bild 4.2 dargestellt. Die Wiederherstellung der Kontinuität erfolgt durch eine über die Höhe parabolisch verlaufende Spannung. Dadurch entstehen direkt unter der Lasteinleitungsstelle Druckspannungen und weiter davon entfernt Zugspannungen.

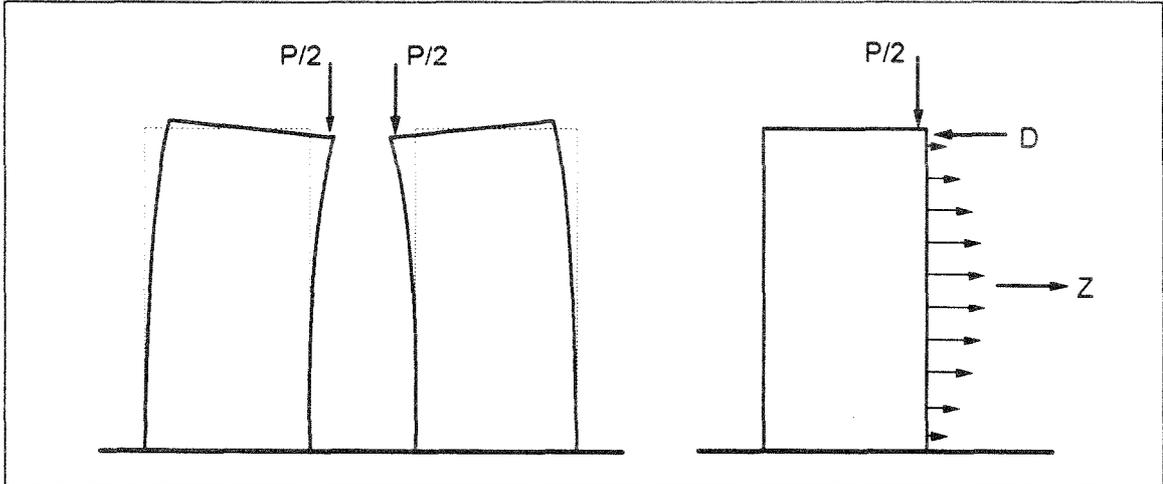


Bild 4.2: Verformung eines zentrisch belasteten Körpers und Wiederherstellung der Kontinuität.

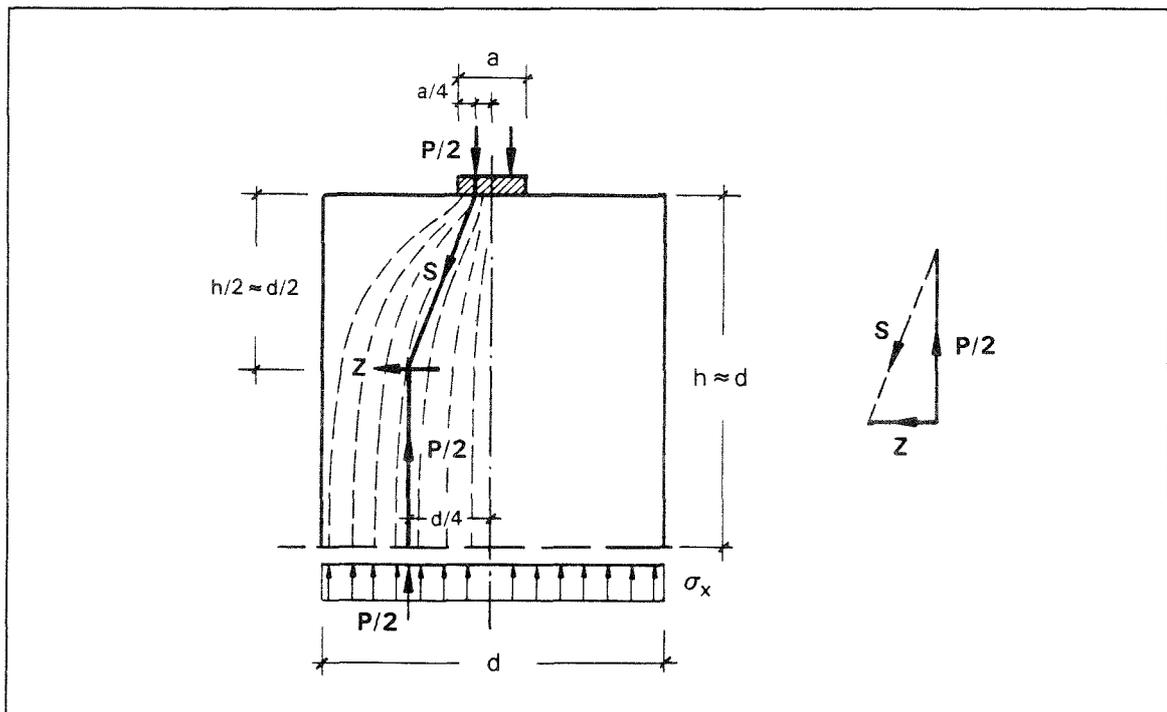


Bild 4.3: Ermittlung der Spaltzugkraft  $Z$  aus einem näherungsweise angenommenen Kraft-eck.

Der Verlauf der Drucktrajektorien ist in Bild 4.3 dargestellt. Die Drucktrajektorien sind am belasteten Rand normal zur Druckfläche orientiert und verlaufen nach einer Höhe  $h$  parallel und gleichmäßig über die Breite verteilt. Die Größe der Spaltzugkraft

$$Z = \frac{P}{4} \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (4.2)$$

ergibt sich mit Hilfe eines Stabwerks, das die Druck- und Zugspannungen in zwei Resultierende zusammenfaßt und unter Berücksichtigung einer Einleitungslänge, die etwa der Breite des belasteten Körpers entspricht ( $h = d$ ).

Ein weiteres Stabwerkmodell zur Ermittlung der Spaltzugkraft bei Teilflächenbelastung ist von Schäfer/Brandt /66/ entwickelt worden. Gegenüber anderen Modellen ist dieses Stabwerkmodell modifiziert worden, da die gleichmäßige Spannungsverteilung außerhalb des St. Venantschen Störbereiches als wesentliche Voraussetzung bei der Ermittlung der Spaltzugkräfte wegen der  $n$ -fachen Betonspannungen der Längsbewehrung bei längsbewehrten Querschnitten nicht mehr zutrifft. Infolge dessen werden die aus der Lastumlenkung des Betontraganteils und aus der Längsbewehrung resultierenden Spaltzuganteile zunächst getrennt voneinander betrachtet und anschließend durch Superposition zusammengefaßt. Bild 4.4 stellt die Stabwerke getrennt für die Längsbewehrung und den nicht direkt belasteten Beton dar.

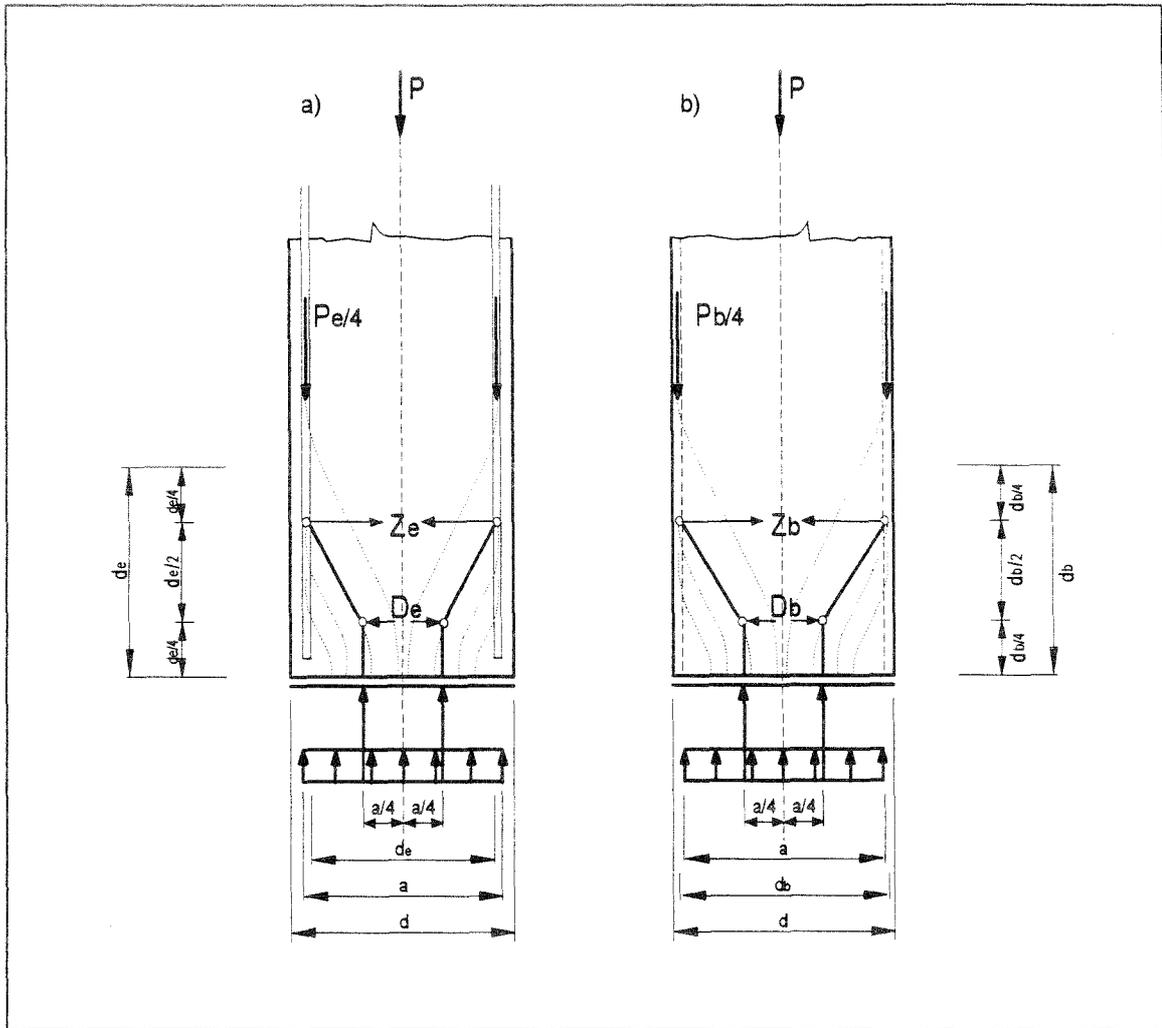


Bild 4.4: Stabwerkmodell nach /66/  
 a) aus Traganteil der Längsbewehrung  
 b) aus Traganteil des Betonmantels.

Die aus der Umlenkung des Traganteils des Betonmantels  $P_b$  entstehende Spaltzugkraft

$$Z_b = \frac{P_b}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_b}\right) \quad (4.3)$$

ergibt sich dabei unter Beachtung des Momentengleichgewichtes und Division durch die zugehörigen inneren Hebelarme. Auf die gleiche Weise kann die Spaltzugkraft

$$Z_e = \frac{P_e}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_e}\right) \quad (4.4)$$

aus der Umlenkung des Traganteils der Längsbewehrung  $P_e$  ermittelt werden. Die verwendeten Bezeichnungen  $P_b$ ,  $P_e$ ,  $d_b$  und  $d_e$  werden dabei aus Bild 4.4 ersichtlich.

Setzt man für den Vergleich der beiden Stabwerkmodelle näherungsweise  $d_e = d_b$ , so ergibt sich die gesamte Spaltzugkraft

$$Z = Z_b + Z_e = \frac{P^*}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_b}\right)$$

mit  $P^* = P_b + P_e$  aus den Gleichungen (4.3) und (4.4). Wird darüber hinaus  $d_b$  in Beziehung zur Stützenbreite  $d$  gesetzt und wird der Spaltzugspannungen erzeugende Kraftanteil  $P^*$  als Teil der gesamten Stützenlast  $P$  ausgedrückt, so läßt sich die Spaltzugkraft

$$Z = \frac{P}{4} \cdot \frac{\left[1 - \left(\frac{a}{d}\right)^2\right]}{\left[1 + \frac{a}{d}\right]} \quad (4.5)$$

in Abhängigkeit des Verhältnisses  $a/d$  ausdrücken. Der Vergleich von (4.5) mit (4.2) zeigt unmittelbar, daß sich die Gleichungen ineinander überführen lassen und die Ergebnisse unter den getroffenen Vereinfachungen übereinstimmen. Mit dem in Bild 4.4 dargestellten Stabwerkmodell wird jedoch durch eine genauere Anpassung von Lage und Neigung der Stabwerkstäbe an den Trajektorienverlauf eine getrennte Erfassung des Betontraganteils und des Traganteils der Bewehrung ermöglicht. Die resultierende Spaltzugkraft und die Druckkraft liegen dabei im Abstand

$$e_z = 0,75 \cdot d$$

und

$$e_d = 0,25 \cdot d$$

vom unteren Rand entfernt.

#### 4.2.2.3 THEORETISCHE LÖSUNGEN

Iyengar entwickelt in /33/, eine allgemeine Lösung für den Spannungszustand in einer halbstreifenförmigen Scheibe bei beliebigen Normal- und Tangentialbelastungen der drei Ränder. Die Berechnung der Spannungen und Formänderungen kann beim ebenen Spannungszustand auf die Bipotentialfunktion  $\Delta\Delta F = 0$  zurückgeführt wer-

den, wobei  $F(x,y)$  die Airysche Spannungsfunktion ist. Unter Berücksichtigung der Randbedingungen läßt sich dann die Spannungsfunktion lösen. Aus der Scheibengleichung läßt sich weiterhin ableiten, daß der Spannungszustand im zweidimensionalen Fall unabhängig von der Querdehnzahl und dem Elastizitätsmodul des untersuchten Materials ist. Die Ergebnisse der zweidimensionalen Untersuchungen können somit auf alle elastischen Materialien übertragen werden.

Der Verlauf und die Größe der auf  $\sigma_x$  nach (4.1) bezogenen Querzugspannungen  $\sigma_y$  ist in Bild 4.5 in Abhängigkeit von dem Verhältnis  $d/a$  dargestellt. Auf eine Diskussion weiterer theoretischer Lösungen (Guyon, Bleich, Sievers) soll verzichtet werden, da sie nur Näherungen der in /33/ entwickelten strengen Lösung sind.

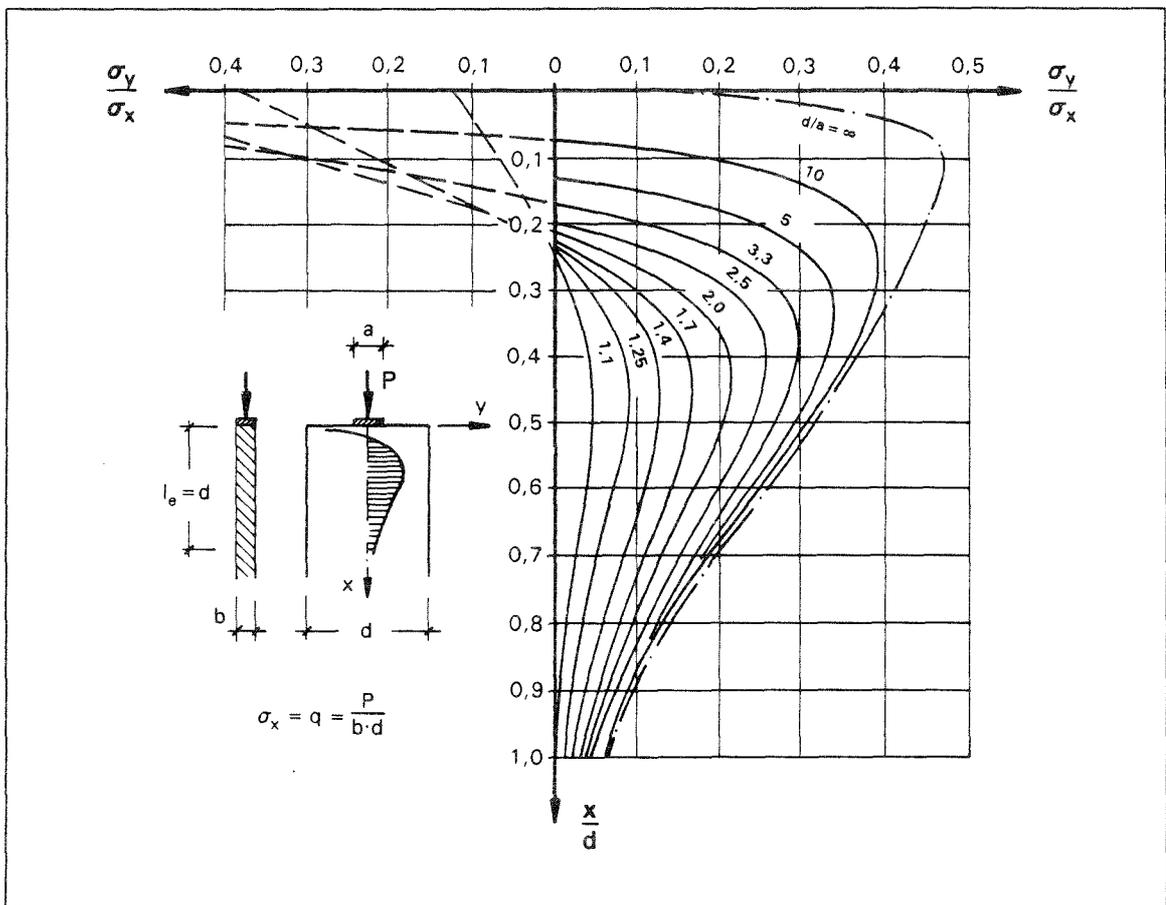


Bild 4.5: Verlauf und Größe der auf  $q = P/b \cdot d$  bezogenen Querzugspannungen  $\sigma_y$  entlang der x-Achse für verschiedene Verhältnisse  $d/a$  (aus /40/).

Basierend auf den Untersuchungen von /33/ und /63/ gibt Leonhardt in /40/ ebenfalls eine einfache Beziehung zwischen der äußeren Belastung und der Spaltzugkraft an. Durch die Gerade der Form

$$Z/P = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (4.8)$$

nähert er die Kurve für die bezogene Spaltzugkraft  $Z/P$  an. Da Verhältnisse  $a/d \leq 0,1$  in der Baupraxis nur in Sonderfällen auftreten, gibt er als obere Grenze für die Spaltzugkraft einen Wert von  $0,25 \cdot P$  an.

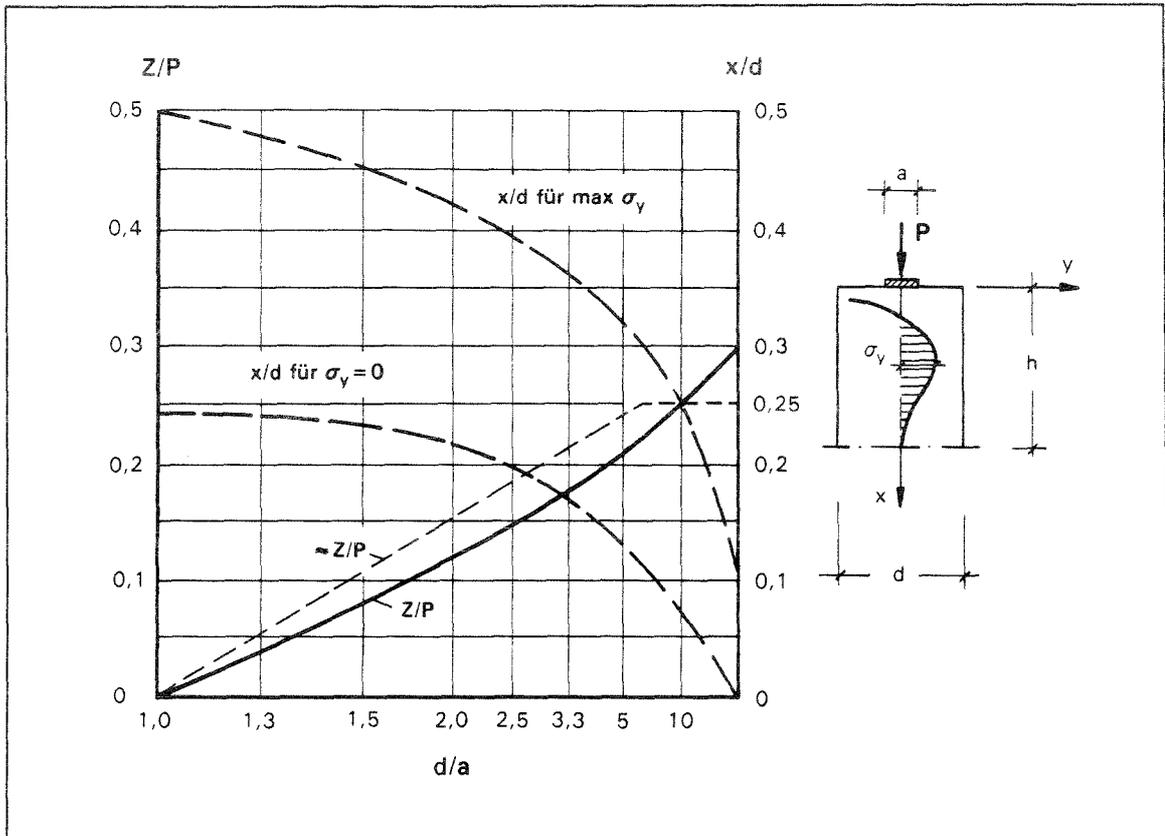


Bild 4.6: Größe der resultierenden Spaltzugkraft  $Z$  bezogen auf die Last  $P$ , Abstand der größten Querspannung  $\max \sigma_y$  und Abstand des Punktes mit  $\sigma_y = 0$  vom belasteten Rand in Scheiben mit  $h > 2d$  (aus /40/).

#### 4.2.2.4 UNTERSUCHUNGEN MIT HILFE DER METHODE DER FINITEN ELEMENTE

Untersuchungen zur Spannungsverteilung im Kräfteinleitungsbereich bei Teilflächenbelastung sind von Yettram/Robbins /97 mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente durchgeführt worden. Ihre am zweidimensionalen System ermittelten Ergebnisse sind in Bild 4.7 der strengen Lösung nach /33/ gegenübergestellt. Zum Vergleich sind ebenfalls in Bild 4.7 die eigenen FE-Berechnungen als durchgezogene bzw. strich-

lierte Linien eingetragen. Diese Berechnungen sollen gleichzeitig die Grundlage für die Untersuchungen am dreidimensionalen System in Abschnitt 4.2.3 bilden.

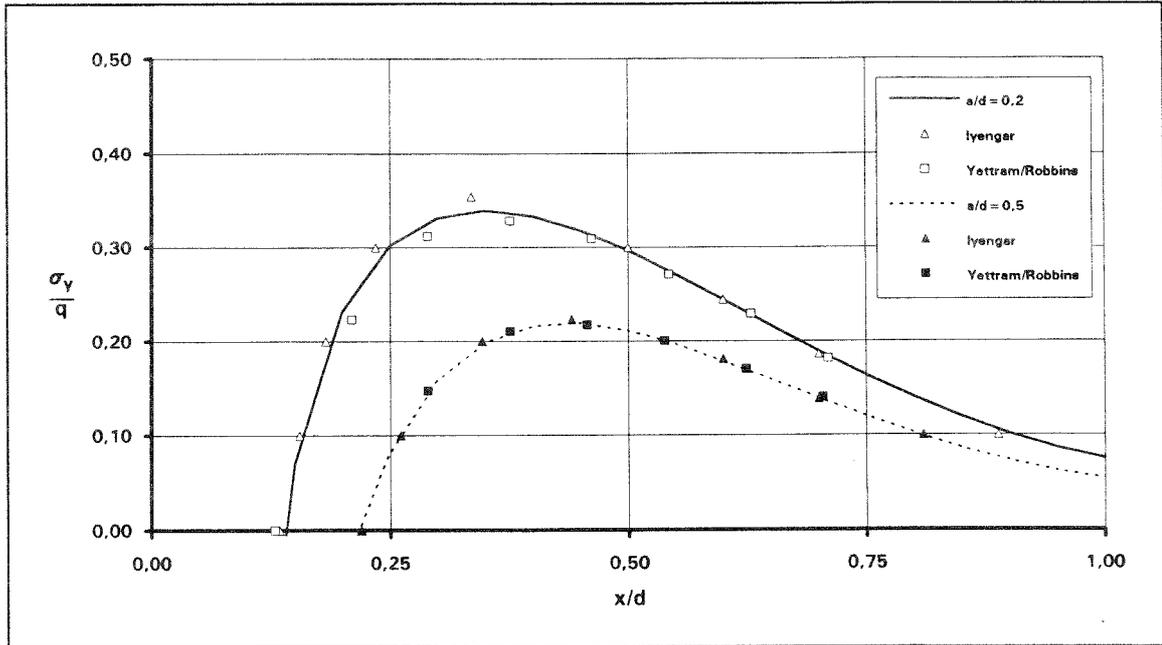


Bild 4.7: Bezogene Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  für ausgewählte Lastkonzentrationen  $a/d$  für die FEM-Berechnung am zweidimensionalen System.

Das System der Vergleichsberechnungen wird aus einer Schicht kubischer Elemente C3D8 gebildet. Die gewählten Abmessungen entsprechen dabei dem in /97/ gewählten System, so daß die Länge etwa der Scheibenbreite entspricht. Um die Größe der Belastungsfläche einfacher variieren zu können, erfolgt die Diskretisierung etwas dichter. Unter Ausnutzung der Symmetrie ergibt sich damit ein System mit  $10 \times 23 \times 1$  Elementen.

Im Bereich des Nulldurchgangs zeigen sich bei einer für Instandsetzungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen allerdings nur theoretischen Lastkonzentration  $a/d = 0,2$  geringfügige Abweichungen von der Lösung in /33/. Auch das Maximum der bezogenen Spaltzugspannungen  $\sigma_y/q$  stimmt mit dieser Lösung besser überein als das Ergebnis von /97/. Mit zunehmendem Abstand  $x/d$  vom belasteten Rand ist kein Unterschied mehr zwischen den einzelnen Kurven zu erkennen. Die Ergebnisse der Berechnungen für  $a/d = 0,5$  zeigen dagegen untereinander nur sehr geringe Abweichungen. Insgesamt läßt sich zeigen, daß die Ergebnisse aus der FE-Berechnung für den zweidimensionalen Spannungszustand für beliebige Lastkonzentrationen sehr gut mit den vergleichbaren Ergebnissen übereinstimmen.

### 4.2.3 DREIDIMENSIONALER SPANNUNGSZUSTAND

#### 4.2.3.1 BESCHREIBUNG DES SPANNUNGSVERLAUFES

Der Beanspruchungszustand im Lasteinleitungsbereich eines prismatischen Körpers bei Teilflächenbelastung ist ein dreidimensionales Problem. Alle Berechnungen am zweidimensionalen Ersatzsystem können deshalb nur Näherungslösungen sein. Wesentlichen Einfluß auf die Größe und den Verlauf der Querkzugspannungen haben wie bei der zweidimensionalen Berechnung die Lastkonzentration  $a/d$  sowie die Anordnung der Lasteintragungsfäche. Darüber hinaus muß bei Berechnungen am dreidimensionalen System zusätzlich noch der Einfluß der Querkontraktionszahl  $\nu$  auf den Verlauf der Querkzugspannungen berücksichtigt werden. Während bei den Untersuchungen am zweidimensionalen System lediglich in der Symmetrieachse Spaltzugspannungen auftreten, zeigen die Betrachtungen am dreidimensionalen System eine davon grundlegend abweichende Spannungsverteilung.

#### 4.2.3.2 THEORETISCHE LÖSUNGEN

Für die Beschreibung des dreidimensionalen Spannungszustandes eines an beiden Enden teilflächenbelasteten Prismas geben Iyengar und Prabhakara /35/, /36/ auf der Grundlage der dreidimensionalen Elastizitätstheorie eine theoretische Lösung an. Als Einflußfaktoren können in dem Ansatz die Prismenlänge, die Lastkonzentration, die Laststellung sowie die Querkontraktionszahl variiert werden.

Iyengar/Yogonanda entwickeln in /34/ eine Lösung für den zylindrischen Körper mit einer zentrischen Aussparung. Infolge der rotationssymmetrischen Lastausbreitung ist jedoch die tangentielle Spannungskomponente nur von untergeordneter Bedeutung und die Spannungsverteilung ist deshalb nicht auf rechteckige Prismen übertragbar.

Eine weitere theoretische Lösung für den dreidimensionalen Spannungszustand in prismatischen Körpern ist von Guyon /31/ entwickelt worden. Da in diesem Ansatz jedoch zahlreiche Einflußfaktoren unberücksichtigt bleiben, werden für die systematische Studie der Querkzugspannungen im folgenden nur die theoretischen Ergebnisse von /35/ vergleichend herangezogen. Zusätzlich werden den eigenen Berechnungen die Ansätze von /34/ und /31/ anhand einzelner Beispiele gegenübergestellt.

In Bild 4.8 ist der Verlauf der bezogenen Querkzugspannungen in der Symmetrieachse ( $y = 0, z = 0$ ) und an der Körperoberfläche ( $y = 0, z = \pm 1/2d$ ) für die mittige Belastung bei unterschiedlichen Lastkonzentrationen  $a/d$  nach /35/ aufgetragen. Im Gegensatz zur zweidimensionalen Lösung treten jedoch nicht nur in der Symmetrieachse des Prismas Spaltzugspannungen auf, sondern infolge der räumlichen Lastausbreitung (vgl. Bild 4.1) auch auf der Prismenoberfläche. Bei hoher Lastkon-

zentration ( $a/d = 0,1$ ) treten in der Mittelachse Zugspannungen auf, die ein Vielfaches der Werte der zweidimensionalen Lösung annehmen. Für diese Lastkonzentration beträgt die maximale Querzugspannung an der Oberfläche des Prismas nur etwa 15% des Maximalwertes in der Symmetrieachse. Mit zunehmender Lastbreite  $a$  nehmen sowohl die Querzugspannungen in der Achse als auch an der Oberfläche absolut gesehen ab. Obwohl die Abnahme der Querzugspannungen in der Symmetrieachse wesentlich größer ist als am Rand des Prismas, kehrt sich die Spannungsverteilung nicht um, so daß die Querzugspannungen in der Achse unabhängig von der Lastkonzentration größer bleiben als die Spannungen an der Oberfläche. Der Abstand der maximalen Spannung in der Symmetrieachse vom belasteten Rand nimmt mit abnehmender Lastkonzentration  $a/d$  zu und liegt im Vergleich zum zweidimensionalen Modell nur bei sehr hoher Lastkonzentration näher am belasteten Rand.

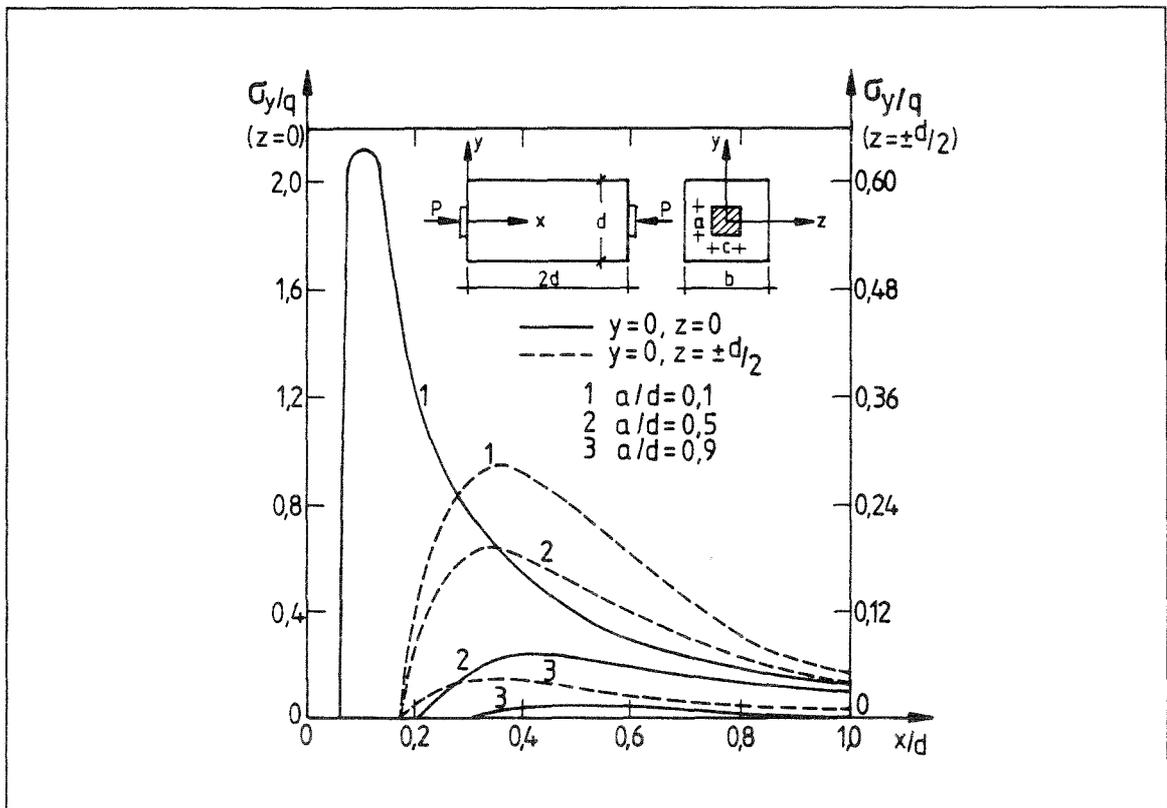


Bild 4.8: Verlauf der Querzugspannungen  $\sigma_y$  entlang der  $x$ -Achse für  $y = 0$ ,  $z = 0$  und  $y = 0$ ,  $z = \pm \frac{1}{2}d$  ( $b = d$ ,  $a = c$ ,  $\nu = 0,15$ ,  $q = P/b \cdot d$ ) (aus /35/).

Für die Querzugspannungen an der Körperoberfläche kann dieser Darstellung entnommen werden, daß sowohl die Lage der maximalen Querzugspannungen als auch der Nulldurchgang für verschiedene Lastkonzentrationen nahezu konstant bleibt. Für

elastisches Materialverhalten entspricht die Lasteinleitungslänge  $l_e$  ( $\sigma_y \approx 0$ ,  $\sigma_x = \text{const.}$ ) auch im dreidimensionalen Fall etwa der Breite  $d$  des belasteten Körpers.

#### 4.2.3.3 UNTERSUCHUNGEN MIT HILFE DER METHODE DER FINITEN ELEMENTE

Als Grundlage der eigenen Untersuchungen am dreidimensionalen System und zur Überprüfung der eigenen Berechnungsergebnisse mit dem Programm Abaqus werden die für linear-elastisches Materialverhalten durchgeführten Berechnungen nach /97/ vergleichend herangezogen. Ausgehend von der in Kapitel 4.2.2.4 beschriebenen Scheibe und unter Ausnutzung der Symmetrie in allen Richtungen ergibt sich damit für einen dreidimensionalen Körper ein FE-Netz mit  $10 \times 10 \times 23$  Elementen. Die verwendeten Elemente sind auch in diesem Fall die kubischen Volumenelemente C3D8. Bild 4.9 stellt die Systemskizze mit den verwendeten Bezeichnungen dar.

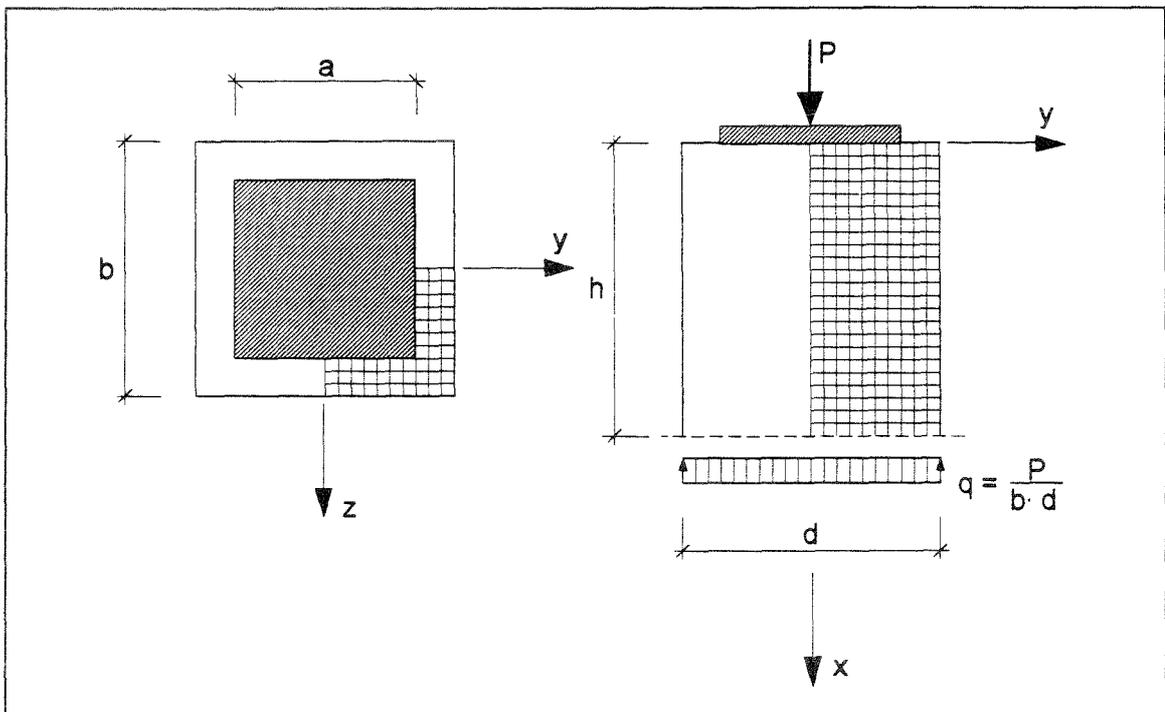


Bild 4.9: Systemskizze für die FE-Berechnungen mit dreidimensionalen Elementen.

In Übereinstimmung mit /35/ stellen /97/ fest, daß die Größe der auftretenden Spaltzugspannungen von der Lastkonzentration  $a/d$  und der Querdehnzahl  $\nu$  abhängig ist. Ein weiterer zu untersuchender Aspekt ist zudem der Verlauf der Querkzugspannungen über die Bauteilbreite. Obwohl nach /35/ die Querkzugspannungen zusätzlich von der

Prismenlänge beeinflußt werden, wird dieser Parameter hier nicht untersucht, da Vergleichsberechnungen gezeigt haben, daß eine Prismenlänge, die etwa der Körperbreite entspricht, genügend genaue Ergebnisse liefert und vor allem bei den nicht-linearen Berechnungen den Rechenaufwand begrenzt.

In den Bildern 4.10 und 4.11 sind die Ergebnisse einer vom Verfasser betreuten Diplomarbeit /98/ für die auf die gleichmäßig verteilte Spannung am Ende des Krafteinleitungsbereiches bezogenen Querspannungen  $\sigma_y/q$  entlang der x-Achse für unterschiedliche Lastkonzentrationen  $a/d$  und eine Querdehnzahl  $\nu = 0,2$  dargestellt. In den Diagrammen ist dabei der Verlauf der Spannungen sowohl für die Symmetrieachse als auch für die Oberfläche des Prismas eingetragen. Diese Darstellungen werden durch den Verlauf der Querspannungen über die Bauteilbreite  $y/d$  in verschiedenen Schnitten  $x/d$  ergänzt.

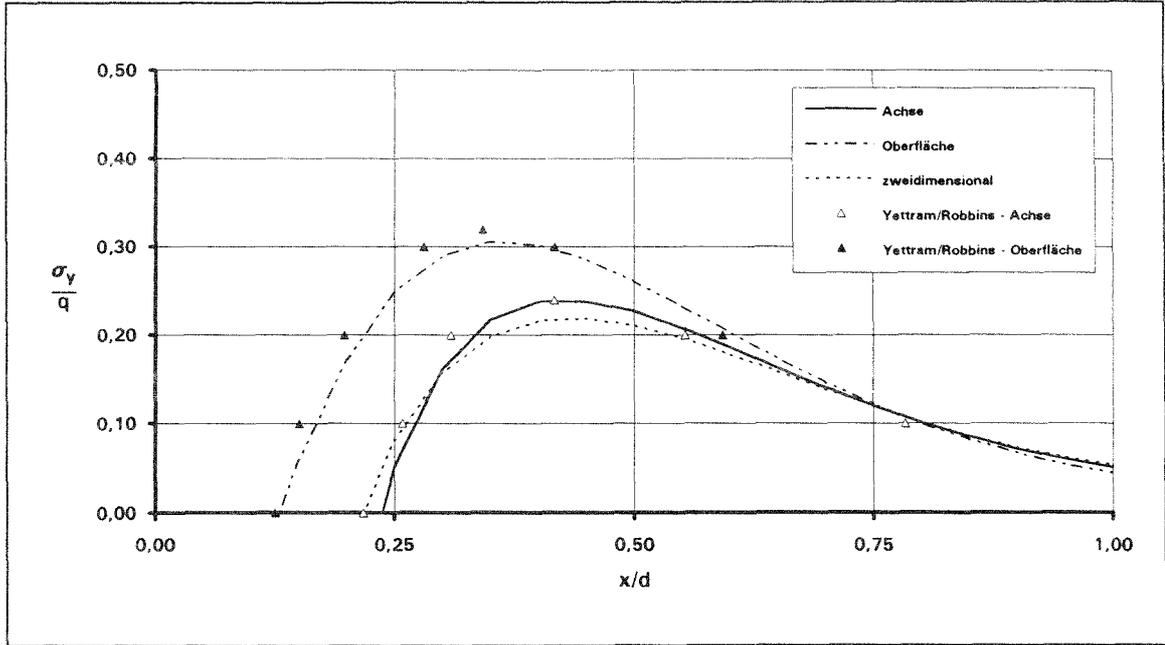


Bild 4.10 a: Bezogene Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  entlang der Symmetrieachse für das dreidimensionale System mit  $a/d = 0,5$  und  $\nu = 0,2$

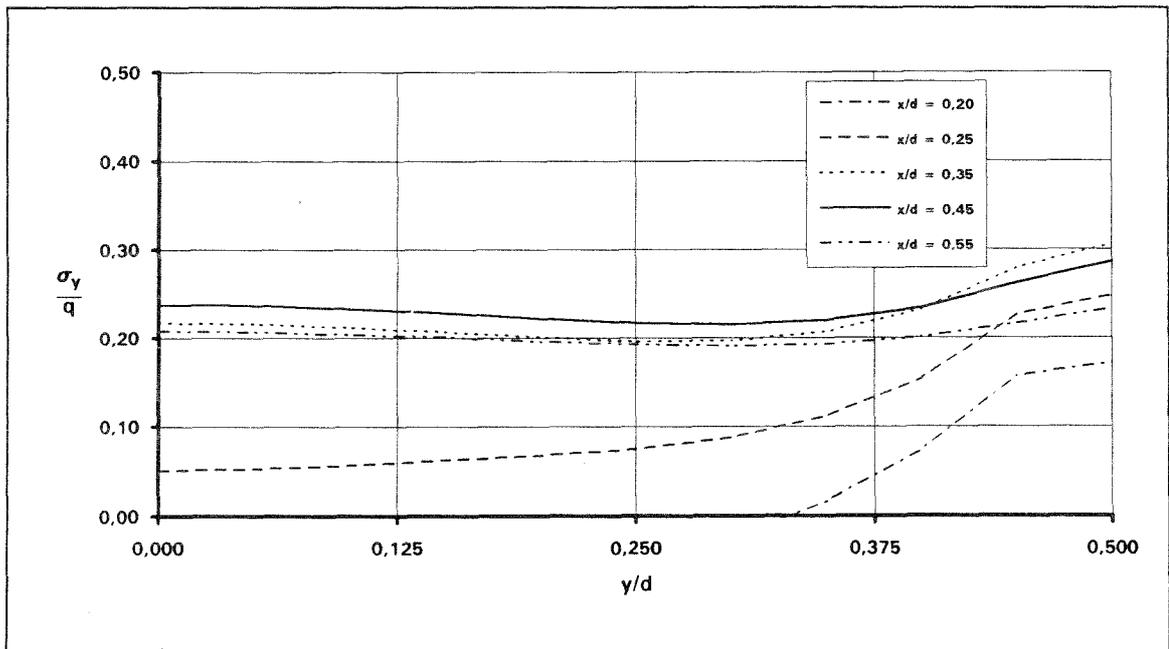


Bild 4.10 b: Verlauf der bezogenen Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  über die halbe Bauteilbreite für  $a/d = 0,5$  und  $\nu = 0,2$ .

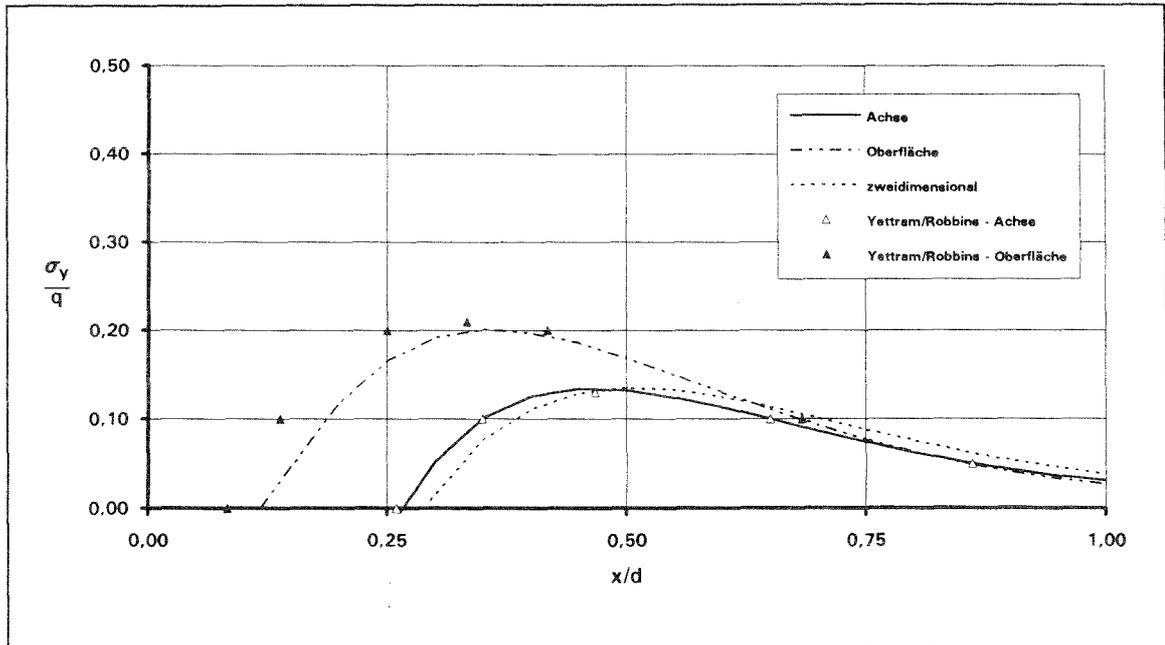


Bild 4.11 a: Bezogene Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  entlang der Symmetrieachse für das dreidimensionale System mit  $a/d = 0,7$  und  $\nu = 0,2$

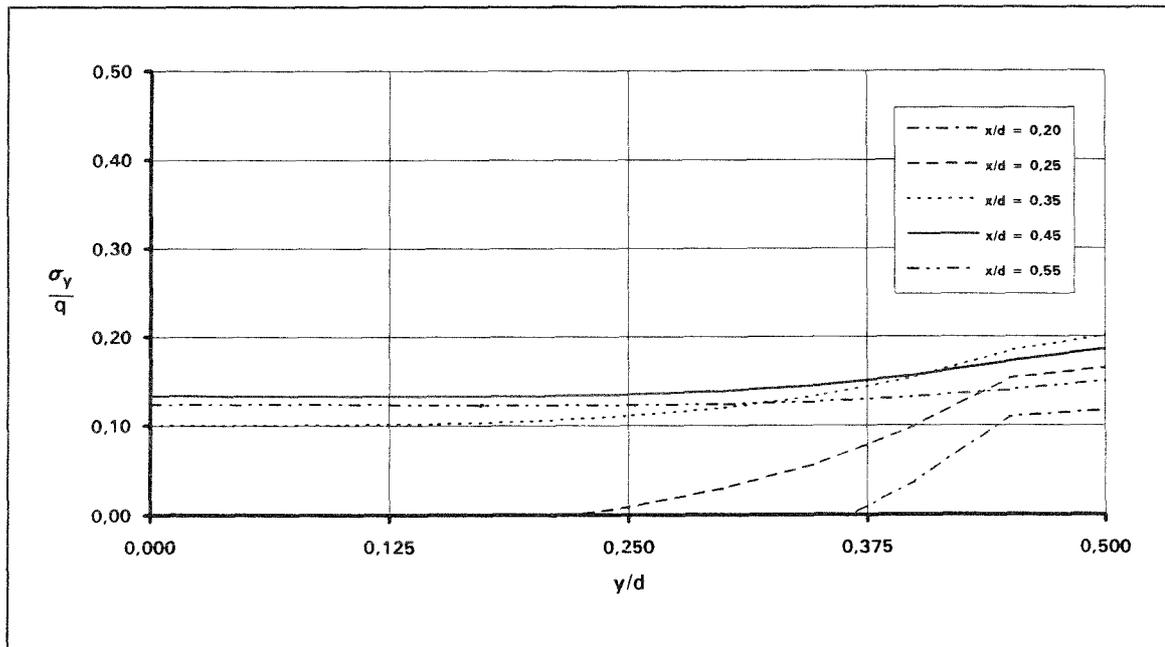


Bild 4.11 b: Verlauf der bezogenen Spaltzugspannungen  $\sigma_y$  über die halbe Bauteilbreite für  $a/d = 0,7$  und  $\nu = 0,2$ .

Verglichen mit den Ergebnissen von /97/ kann für die dargestellten Spannungsverläufe bei den Lastkonzentrationen  $a/d = 0,5$  und  $0,7$  eine gute Übereinstimmung sowohl in der Achse als auch an der Oberfläche festgestellt werden. Wie FE-Berechnungen für höhere Lastkonzentrationen ( $a/d < 0,3$ ) zeigen, nehmen die Querkzugspannungen in der Symmetrieachse größere Werte als an der Oberfläche an. Für die Lastkonzentration  $a/d = 0,3$  sind die bezogenen Querkzugspannungen in der Achse und an der Oberfläche nahezu gleich; mit weiter abnehmender Lastkonzentration kehrt sich - im Gegensatz zu den Ergebnissen von /35/ - die Spannungsverteilung um, und die maximalen Spannungen am Rand werden größer als die Spannungen in der Achse. In diesen Diagrammen sind zusätzlich auch die Berechnungsergebnisse der zweidimensionalen Untersuchungen dargestellt. Dabei wird deutlich, daß die am zweidimensionalen System ermittelten Querkzugspannungen zwar den in der Achse auftretenden Querkzugspannungen entsprechen, aber die resultierende Spaltzugkraft wegen des nicht-konstanten Spannungsverlaufes über die Bauteilbreite unterschätzt wird.

Während der Abstand der maximalen Spaltzugspannung in der Achse vom belasteten Rand mit wachsender Lastkonzentration ständig zunimmt, bleiben die Stellen der maximalen Oberflächenspannung sowie des Nulldurchgangs für variierende Lastkonzentrationen nahezu unverändert. Von besonderer Bedeutung für die Größe der Spaltzugkraft ist neben der Größe der Spannungen in der Achse und an der Oberfläche auch der Verlauf der Spannungen über die Körperbreite. Während die Spannungsverteilung in unmittelbarer Nähe des Belastungsfläche noch sehr ungleichmäßig verläuft, gleicht sich die Spannungsverteilung mit wachsender Entfernung vom belasteten Rand immer mehr aus und ist für  $x/d \approx 0,55$  nahezu konstant über die Körperbreite.

Der Vergleich mit theoretischen Lösungen im dreidimensionalen Fall erfolgt durch eine Gegenüberstellung der Spannungsbilder in einem Längsschnitt entlang der y-Achse. Bild 4.12 beinhaltet dabei die Darstellung der Spannungsverteilungen nach Guyon (a), den FE-Berechnungen von Yettram/Robbins (b) und nach Iyengar/Yogonanda (c). Das Ergebnis der eigenen Berechnungen zeigt im Vergleich Bild 4.13.

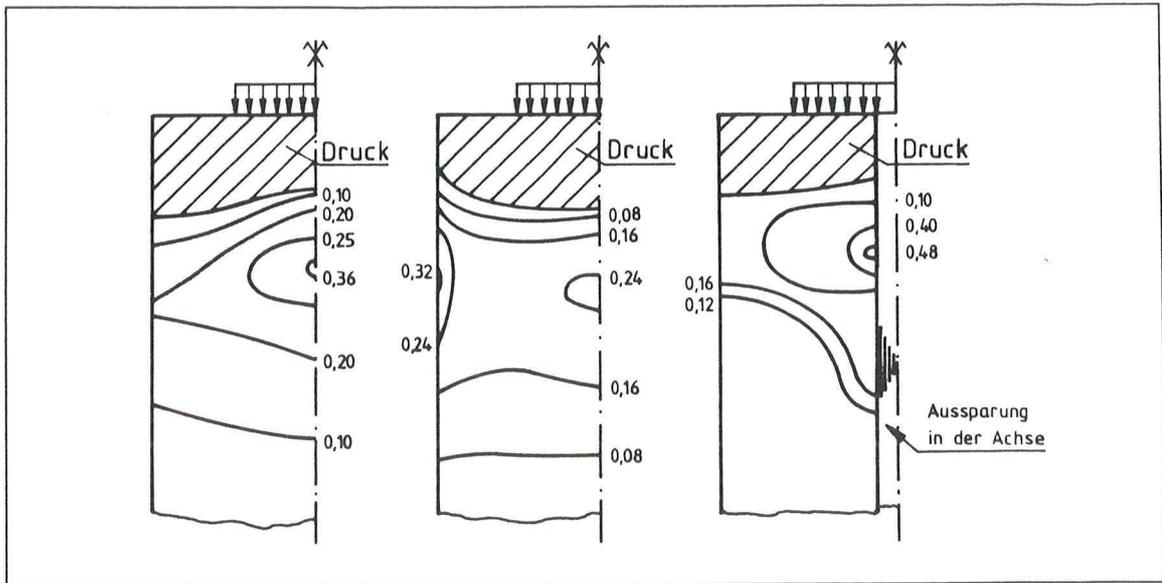


Bild 4.12: Querkzugspannungsverteilung für die Lastkonzentration  $a/d=0,5$  (aus /97/)

- a) Guyon
- b) Yettram/Robbins
- c) Iyengar/Yogonanda.

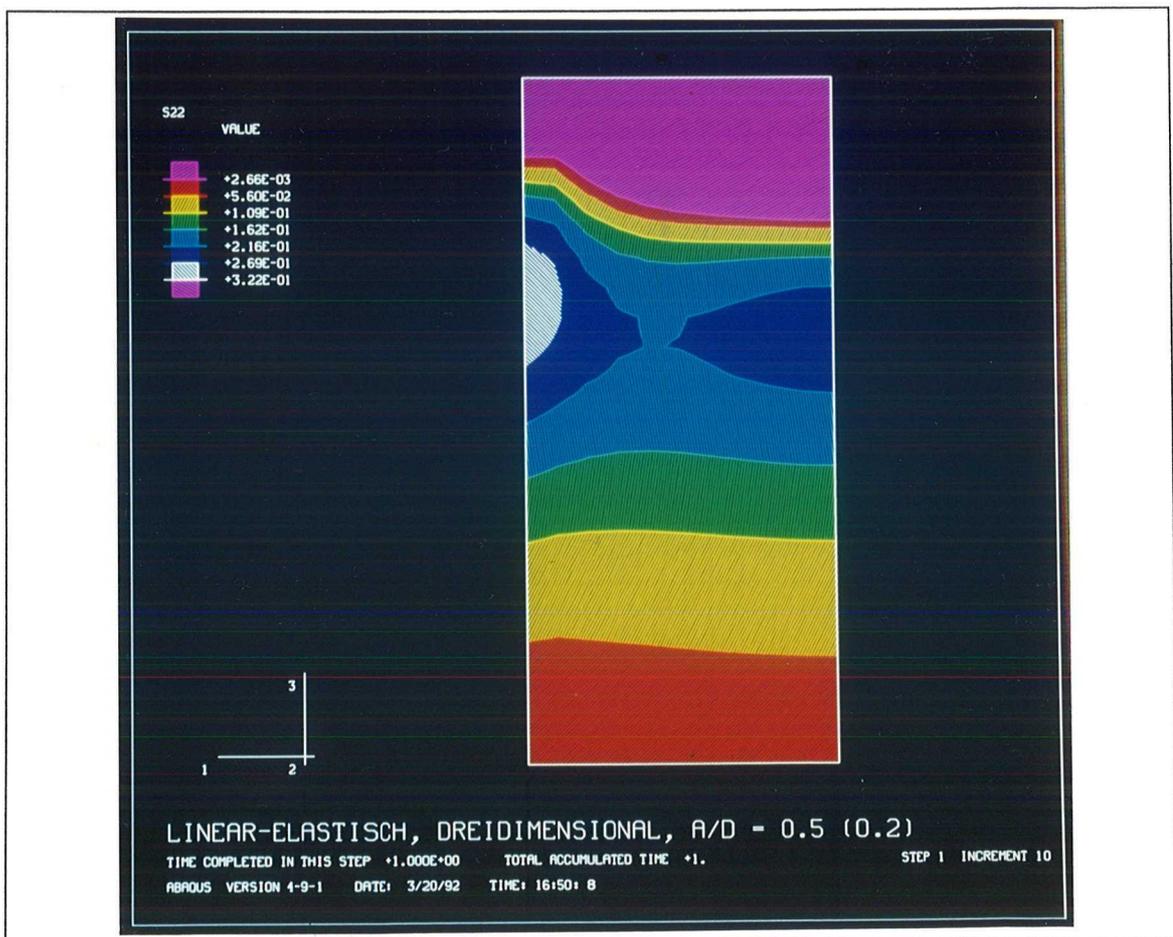


Bild 4.13: Aus der FE-Berechnung ermittelte Querkzugspannungsverteilung für die Lastkonzentration  $a/d=0,5$ .

Wie dem Verlauf der Isobaren entnommen werden kann, erfassen die Lösungen nach Bild 4.12 a) und c) den Spannungszustand nicht vollständig, da die an der Oberfläche auftretenden hohen Querkzugspannungen mit keinem der beiden Berechnungsmodelle hinreichend genau erfaßt werden. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Spannungsverteilung bei c) zusätzlich durch das rotationssymmetrische Ausgangssystem beeinflusst wird. In den Darstellungen der Spannungsverteilung im Längsschnitt zeigen sich dagegen sowohl im Verlauf als auch in der Größe der Spannungen nur geringe Unterschiede zwischen den in b) dargestellten Resultaten und den eigenen Berechnungen.

Die Größe der in der Symmetrieachse und an der Körperoberfläche auftretenden Querkzugspannungen ist in starkem Maße von dem Verhältnis von Belastungsfläche zur Körperbreite abhängig. Bei kleiner Belastungsfläche und hoher Lastkonzentration sind die Spaltzugspannungen in der Achse größer als die Randzugspannungen. Mit abnehmender Lastkonzentration kehrt sich dieses Verhältnis der Querkzugspannungen um, und die Randzugspannungen nehmen die größeren Werte an. Da im Einleitungsbereich verstärkter oder instandgesetzter Stahlbetonstützen im allgemeinen nur Lastkonzentrationen  $a/d \geq 0,7$  auftreten, ist für eine Berechnung der Spaltzugkraft die genaue Erfassung der Randzugspannungen von großer Bedeutung.

Im Gegensatz zur zweidimensionalen Betrachtung wird die Querkzugspannungsverteilung im dreidimensionalen Fall zusätzlich von der Größe der Querdehnzahl  $\nu$  beeinflusst. Während die Querdehnzahl des Betons im Gebrauchslastbereich mit einem Wert von  $\nu \approx 0,2$  annähernd konstant bleibt, kann ihr Wert im Bruchzustand infolge innerer Ribbildung bis auf  $\nu \approx 0,5$  ansteigen und damit die Spannungsverteilung im Querschnitt vollständig verändern.

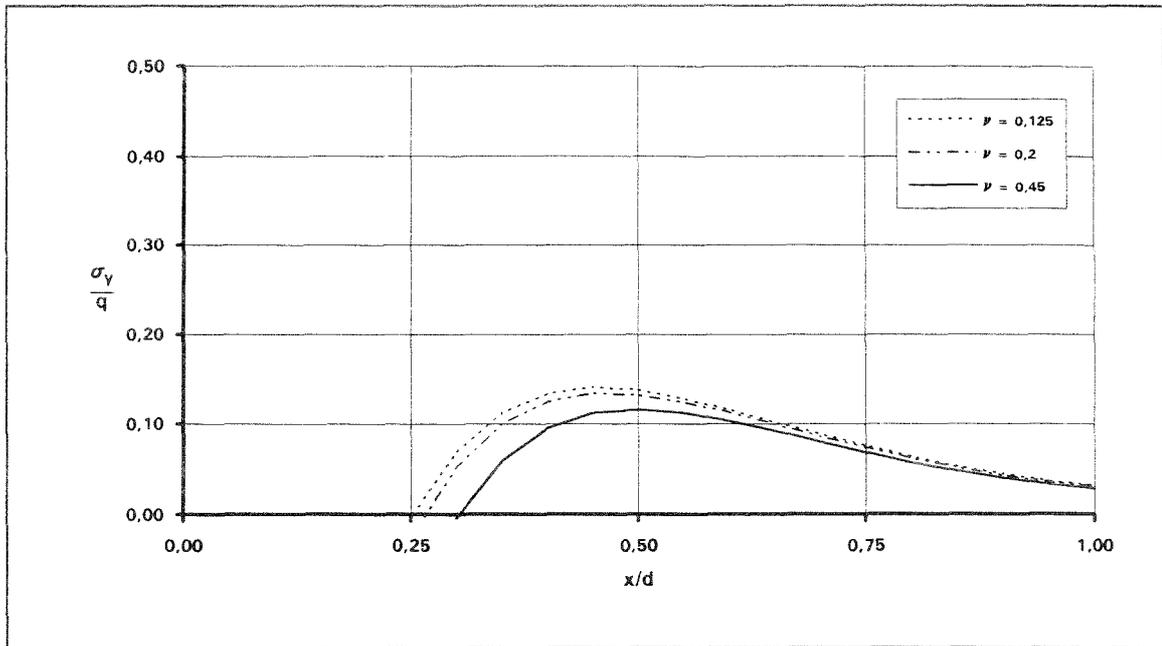


Bild 4.14 a: Querszugspannungen in der Achse für verschiedene Querdehnzahlen  $\nu$  bei einer Lastkonzentration  $a/d = 0,7$ .

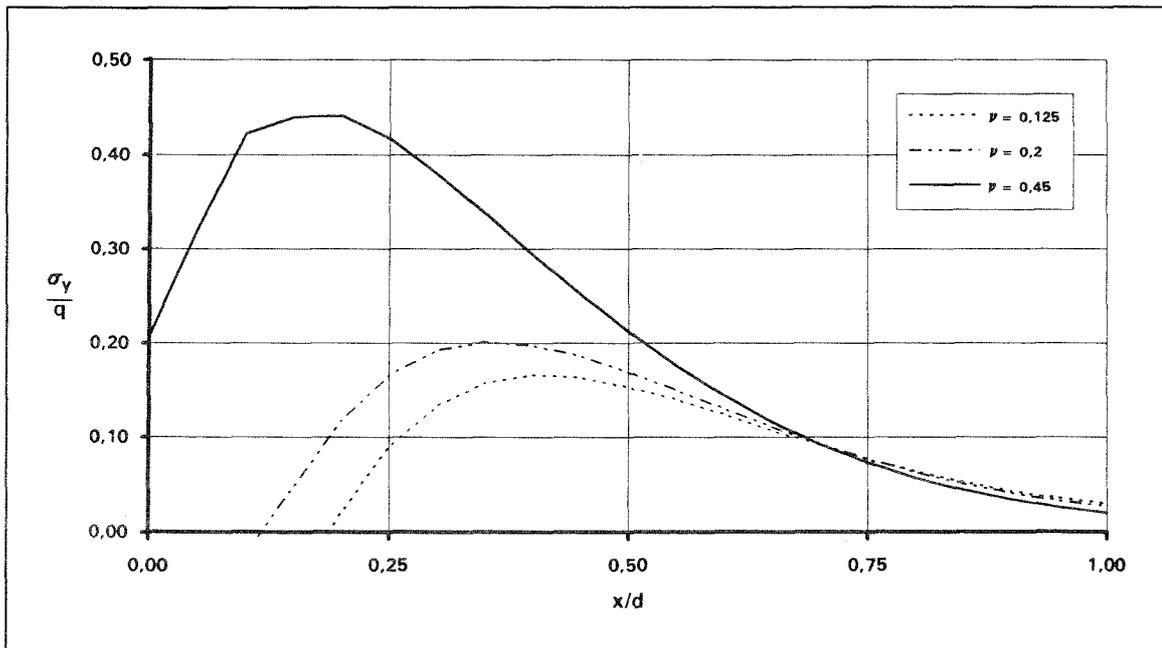


Bild 4.14 b: Querszugspannungen an der Oberfläche für verschiedene Querdehnzahlen  $\nu$  bei einer Lastkonzentration  $a/d = 0,7$ .

In Bild 4.14 a) und b) sind die Ergebnisse der eigenen Berechnungen mit linear-elastischem Materialverhalten für verschiedene Querdehnraten bei einer Lastkonzentration  $a/d = 0,7$  dargestellt. Mit zunehmendem  $\nu$  steigen sowohl die Querkzugspannungen als auch die resultierende Zugkraft an der Oberfläche deutlich an, während gleichzeitig die Querkzugspannungen in der Symmetrieachse geringfügig abnehmen. Bei einer Querdehnraten von  $\nu = 0,45$  sind die maximalen Querkzugspannungen an der Oberfläche mehr als doppelt so groß wie die maximalen Querkzugspannungen für  $\nu = 0,2$ . Bei zunehmender Querdehnraten verschiebt sich der Nulldurchgang der Querkzugspannungen an der Oberfläche in Richtung des belasteten Randes, so daß ab einer bestimmten Querdehnraten  $\nu$  keine Randdruckspannungen mehr auftreten. Da aber das Gleichgewicht zwischen Querdruck- und Spaltzugspannungen im Querschnitt erhalten bleiben muß, nehmen die Querdruckspannungen in der Symmetrieachse dementsprechend zu, was durch den Spannungsverlauf in Bild 4.14 a) bestätigt wird. Der Nulldurchgang der Spannungen in der Symmetrieachse entfernt sich mit zunehmender Querdehnraten  $\nu$  vom belasteten Rand, was auf die Größe der Lasteinleitungslänge  $l_e$  jedoch keinen Einfluß hat.

Weitere FE-Berechnungen mit der Lastkonzentration  $a/d = 0,5$  zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen von /97/, die den Einfluß des elastischen Querdehnungsverhaltens auf den Verlauf und die Größe der Querkzugspannungen ebenfalls untersucht haben.

#### 4.2.3.4 RESULTIERENDE SPALTZUGKRAFT

Die resultierende Spaltzugkraft läßt sich ermitteln, wenn der in den Bildern 4.10 und 4.11 beispielhaft dargestellte Verlauf der Spaltzugspannungen räumlich ausgewertet wird. Bei den durchgeführten FE-Berechnungen konnte diese Auswertung durch Summieren der horizontalen Auflagerkräfte in der Symmetrieachse in einfacher Weise durchgeführt werden. In Bild 4.15 sind diese jeweils auf die Gesamtlast bezogenen resultierenden Spaltzugkräfte in Abhängigkeit der Lastkonzentration  $a/d$  dargestellt. Die Berechnungen sind dabei für die untersuchten Lastkonzentrationen  $a/d$  mit linear-elastischem Materialverhalten und einer Querdehnraten von  $\nu = 0,18$  durchgeführt worden. Zusätzlich sind der Bemessungsvorschlag nach (4.8) und die Ergebnisse nach dem Ersatz-Scheibenmodell nach /66/ dargestellt. Wie ein Vergleich der Näherungslösung nach (4.8) mit dem von /35/ ermittelten Funktionsverlauf zeigt, stimmen die beiden Funktionen nur bei Lastkonzentrationen von  $a/d < 0,1$  überein, während im Bereich üblicher Lastkonzentrationen die resultierenden Spaltzugkräfte mit der linearen Ersatzfunktion überschätzt werden. Weiterhin wird deutlich, daß die am dreidimensionalen System ermittelten Spaltzugkräfte trotz der zur Körperoberfläche zu-

nehmenden Spaltzugspannungen nur geringfügig größere absolute Werte aufweisen als die Berechnungen am zweidimensionalen Scheibenmodell.

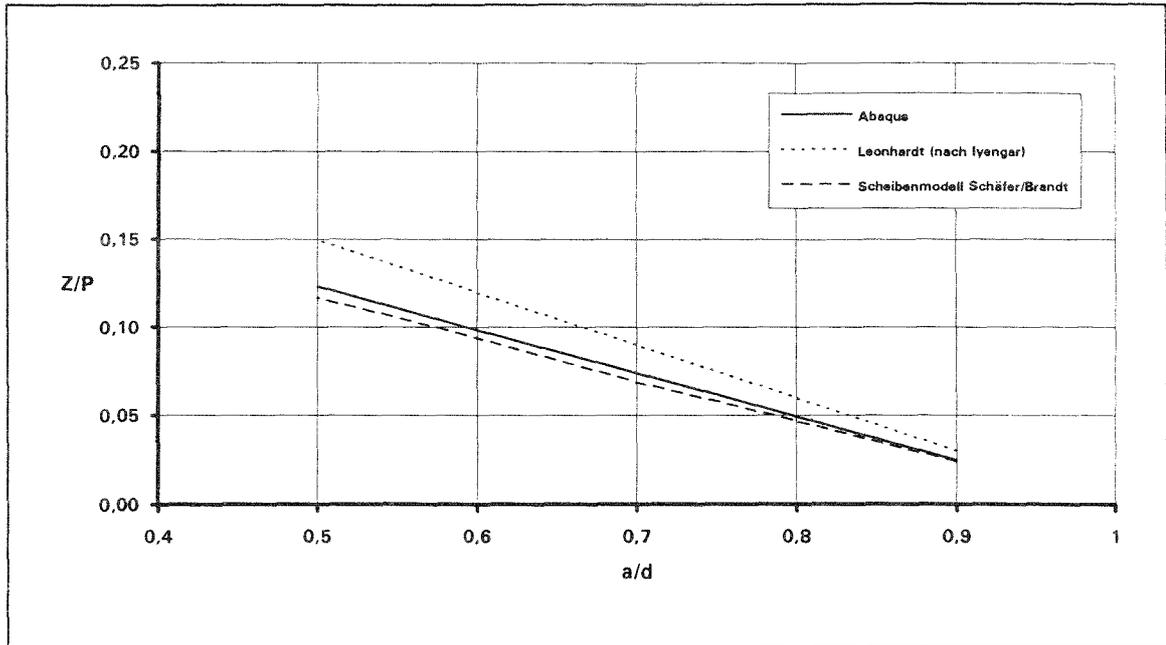


Bild 4.15: Auf die Gesamtbelastung P bezogene Spaltzugkraft Z in Abhängigkeit der Lastkonzentration a/d für linear-elastisches Materialverhalten und eine Querdehnzahl  $\nu=0,18$ .

## 4.2.4 SPALTZUGSPANNUNGEN BEI BERÜCKSICHTIGUNG DES NICHTLINEAREN MATERIALVERHALTENS DES BETONS

### 4.2.4.1 ALLGEMEINES ZU DEN BERECHNUNGEN

Bei den bisher durchgeführten Untersuchungen zur Spaltzugbeanspruchung infolge Teilflächenbelastung wird vereinfachend von linear-elastischen Materialeigenschaften ausgegangen. Dies gilt sowohl für theoretische Herleitungen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie /35/,/36/ als auch für Berechnungen mit Hilfe von Finite-Element-Programmen /1/,/97/. Wie die in Kapitel 4.2.3.3 dargestellten Berechnungen mit linear-elastischem Materialverhalten zeigen, wird der Verlauf und die Größe der Spaltzugspannungen jedoch in starkem Maße von der Querdehnzahl beeinflusst. Da die Querdehnzahl des Betons bei Druckbeanspruchung jedoch nicht konstant ist, sondern oberhalb der Gebrauchslastniveaus aufgrund zunehmender plastischer Verformungen und innerer Rißbildung ansteigt, wird sich die resultierende Spaltzugkraft belastungsabhängig verändern. Ein wesentliches Ziel der Untersuchungen ist es daher, zu überprüfen, ob die auf der Grundlage des linear-elastischen Materialverhaltens entwickel-

ten Bemessungsvorschläge auch bei Berücksichtigung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons die resultierende Spaltzugkraft zuverlässig vorherzusagen. Darüber hinaus soll, ebenfalls auf der Grundlage des nichtlinearen Materialverhaltens, der Einfluß weiterer Parameter, wie z.B. unterschiedliche Betongüten von Altbetonkern und überstehendem Beton auf die Verteilung der Spaltzugspannungen und die Größe der resultierenden Spaltzugkraft untersucht werden. Die mit dem FE-Programm Abaqus durchgeführten Berechnungen beschränken sich auf die baupraktisch relevanten Lastkonzentrationen  $a/d = 0,6$  bis  $a/d = 0,9$ . Die Analyse der Ergebnisse umfaßt dabei sowohl den Gebrauchs- als auch den Bruchzustand.

#### 4.2.4.2 MATERIALVERHALTEN UND SYSTEMWAHL

Aufgrund einer umfangreichen Element- und Materialbibliothek sind mit dem FE-Programm Abaqus prinzipiell auch nichtlineare Berechnungen unter Berücksichtigung der inneren Rißbildung des Betons und der Betonstahlbewehrung möglich. Umfangreiche Voruntersuchungen haben jedoch gezeigt, daß in diesen Fällen das dreiaxiale Materialverhalten nur sehr unzureichend erfaßt wird und die Rechenzeiten extrem ansteigen, so daß auf eine rechnerische Berücksichtigung der inneren Rißbildung verzichtet wird. Um dennoch das nichtlineare Verformungsverhalten des Betons und die Zunahme der Querdehnungen bei hohen Laststufen erfassen zu können, erfolgen die Berechnungen mit einem elastisch-plastischen Berechnungsansatz. Bei dieser Berechnungsmethode werden die in Abhängigkeit der Betonspannungen auftretenden Längsdehnungen durch einen elastischen Anteil und einen plastischen Anteil nachgebildet. Der elastische Dehnungsanteil wird dabei entsprechend dem Elastizitätsmodul ermittelt, der plastische Dehnungsanteil ergibt sich als Differenz der Gesamtdehnung und der jeweiligen elastischen Dehnung. Auf diese Weise ist es möglich, das nichtlineare Verformungsverhalten des Betons, das durch die zunehmende Krümmung der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie verdeutlicht wird, in den Berechnungen zu berücksichtigen. Als nichtlinearer Funktionsverlauf wird wiederum der in Kapitel 3.2.5 (3.18) beschriebene Ansatz von /29/ gewählt. Die zu den Längsstauchungen zugehörigen Querdehnungen werden programmintern aus den jeweiligen elastischen und plastischen Längsdehnungen ermittelt. Während die elastischen Längsdehnungen mit den entsprechenden Querdehnungen über die Querdehnzahl verknüpft sind, werden die aus den plastischen Längsdehnungen resultierenden Querdehnungen unter Berücksichtigung der Volumenkonstanz  $\epsilon_{L,pl} + 2 \cdot \epsilon_{q,pl} = 0$  ermittelt. In Bild 4.16 sind der Verlauf von Längs- und Querdehnungen sowie der Verlauf der Querdehnzahl für einen Beton B 25 beispielhaft dargestellt.

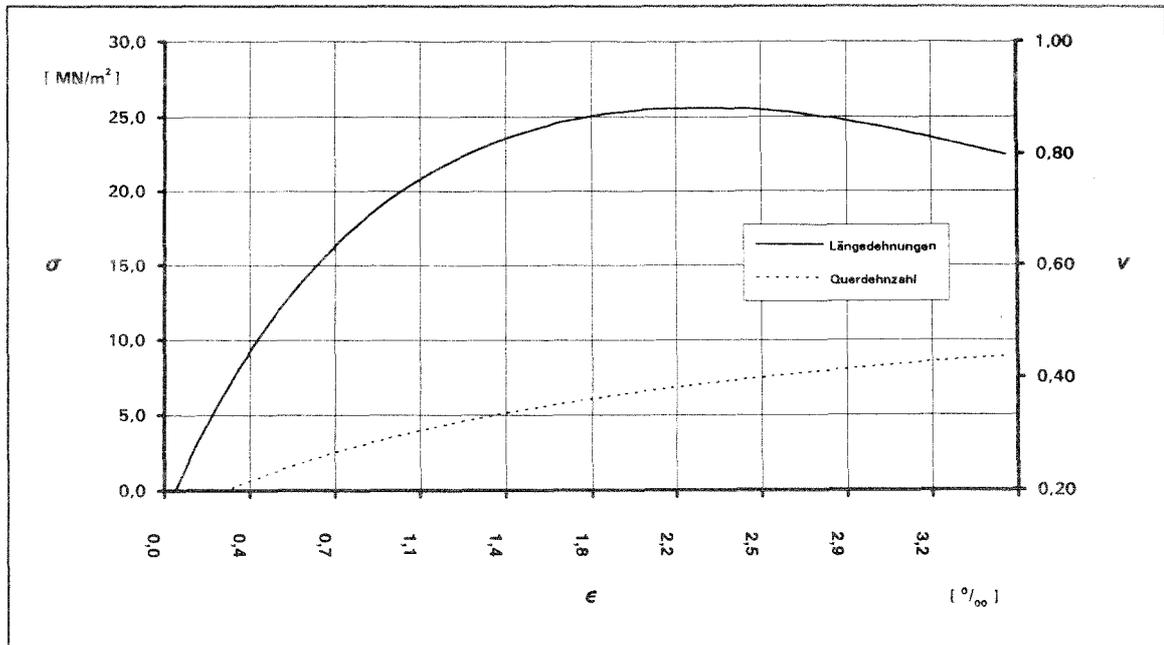


Bild 4.16: Verlauf der berechneten Längsdehnungen sowie der Querdehnzahl für elastisch-plastisches Materialverhalten des Betons.

Das schon in Kapitel 4.2.3.3 beschriebene FE-System dient auch bei diesen Berechnungen als Grundlage, um die Ergebnisse vergleichen zu können. Die Vorteile der gewählten Diskretisierung liegen dabei in den vielfältigen Variationsmöglichkeiten bezüglich der untersuchten Lastkonzentrationen. Für die nichtlinearen Berechnungen wird der Riks-Algorithmus verwendet, der für Probleme mit nichtlinearem statischen Gleichgewicht vorgesehen ist. Das Maß der Laststeigerung wird mit dieser Berechnungsmethode dem Beanspruchungszustand des Körpers jederzeit angepaßt. Durch die Wahl des Konvergenzradius kann darüber hinaus die Annäherung an die Gleichgewichtskurve festgelegt werden. Die rechnerisch maximal erreichte Belastung ergibt sich genauso wie die vorher berechneten Laststufen als Teil der Lösung und wird durch einen Lastproportionalitätsfaktor ausgedrückt, der dem Verhältnis einer vorgegebenen fiktiven Last zur rechnerischen Maximalbelastung entspricht. Die Belastung wird dabei in allen Fällen als Flächenlast auf das System aufgebracht.

#### 4.2.4.3 VERLAUF UND GRÖSSE DER SPALTZUGSPANNUNGEN

Während der Verlauf und die bezogene Größe der Spaltzugspannungen bei linear-elastischem Materialverhalten unabhängig von der Belastung ist, zeigen die Berechnungen mit nichtlinearem Materialverhalten eine starke Abhängigkeit von der jeweiligen Laststufe. Dies gilt sowohl für die Spaltzugspannungen in der Achse als auch an der Oberfläche des Körpers. In Bild 4.17 wird dieser Einfluß auf die Spannungsverteilung für einen Beton B 25 beispielhaft für die Lastkonzentration  $a/d = 0,7$  diskutiert,

da diese Lastkonzentration auch bei den experimentellen Untersuchungen vorliegt. In dieser Darstellung ist in räumlicher Form der Verlauf der - auf die gleichmäßig verteilte Spannung  $q$  am Ende des Krafteinleitungsbereiches bei  $x/d = 1,0$  - bezogenen Spaltzugspannung  $\sigma_y$  in der Symmetrieebene dargestellt. Zu beachten ist dabei, daß wegen der Ausnutzung der Symmetrie nur die halbe Symmetrieebene ( $0 \leq y/d \leq 0,5$ ) dargestellt ist. Wie der Vergleich mit Bild 4.11 zeigt, entspricht sowohl die Verteilung als auch die Größe der bezogenen Spaltzugspannungen im unteren Bereich der Gebrauchslasten ( $q \leq 0,10 \cdot \beta_p$ ) den Berechnungsergebnissen mit linear-elastischem Material. Bis zu dieser Beanspruchungsstufe ist die Querdehnzahl nahezu konstant und die Spaltzugspannungen sind noch relativ gleichmäßig über den Querschnitt verteilt. Dies gilt ebenso für den Nulldurchgang und die Lage der maximalen Spannungsordinate. Wird die Belastung nahezu bis zur zulässigen Gebrauchslast ( $q \leq 0,34 \cdot \beta_p$ ) gesteigert, macht sich der Einfluß der ansteigenden Querdehnzahl auf die Spannungen vor allem an der Oberfläche ( $y/d = 0,5$ ) bemerkbar. Die bezogenen Spannungen steigen hier bereits um 50% an, während die Werte in der Symmetrieachse noch relativ konstant bleiben. Beim Nulldurchgang und der Lage der maximalen Spannungsordinate kann ebenfalls eine Veränderung festgestellt werden. Während der Nulldurchgang in der Symmetrieachse des Körpers von der Stelle  $x/d = 0,28$  bei  $q = 0,10 \cdot \beta_p$  zur Stelle  $x/d = 0,31$  bei  $q = 0,34 \cdot \beta_p$  wandert, verschiebt sich der Nulldurchgang an der Oberfläche von  $x/d = 0,14$  bei  $q = 0,10 \cdot \beta_p$  auf  $x/d = 0,09$  bei  $q = 0,34 \cdot \beta_p$ . Die Lage der maximalen Spannungsordinate an der Körperoberfläche bleibt mit  $x/d = 0,35$  nahezu konstant. Die belastungsabhängige Zunahme der Querdehnzahl wirkt sich in höheren Laststufen noch stärker aus, und die aufgezeigte Tendenz setzt sich deutlich fort. So nehmen die bezogenen Spaltzugspannungen an der Oberfläche bis zur rechnerischen Maximallast ( $q = 0,77 \cdot \beta_p$ ) nahezu um den Faktor 5 zu, während sie in der Achse nur rd. um den Faktor 2 ansteigen. Wird aus der dargestellten Spannungsverteilung jeweils die resultierende Spaltzugkraft für den direkt belasteten Querschnitt und den durch die drei hinteren Ebenen dargestellten überstehenden Beton gebildet, läßt sich feststellen, daß aufgrund der Spannungskonzentration an der Körperoberfläche die resultierende Spaltzugkraft um 50% größer als im direkt belasteten Querschnitt ist. Wegen des Kräftegleichgewichtes vergrößert sich der Bereich der Druckspannungen unmittelbar unter der Belastungsfläche und der Nulldurchgang in der Symmetrieachse verschiebt sich bis  $x/d = 0,44$  bei Erreichen der rechnerischen Maximallast. Dabei verschiebt sich das Spannungsmaximum in der Symmetrieachse von rund  $x/d = 0,5$  im Gebrauchslastbereich bis zur Stelle  $x/d = 0,63$  bei Erreichen der Maximallast.

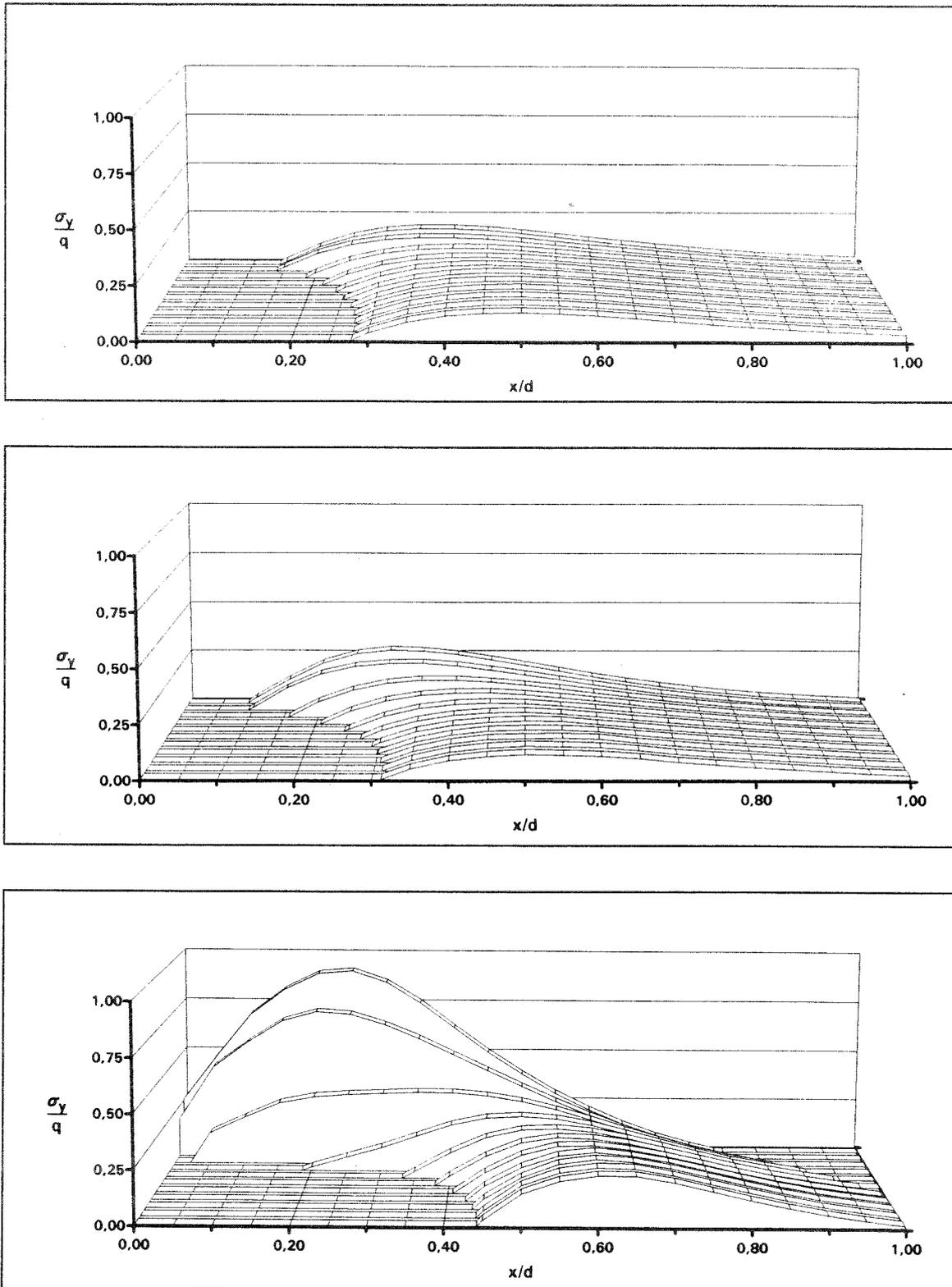


Bild 4.17: Verlauf und Größe der bezogenen Spaltzugspannungen  $\sigma_y/q$  für B25 in der Symmetrieebene für eine Lastkonzentration  $a/d=0,7$  und bei der  
a) Laststufe  $q=0,10 \cdot \beta_p$   
b) Laststufe  $q=0,34 \cdot \beta_p$   
c) Laststufe  $q=0,77 \cdot \beta_p$

An der Oberfläche nähert sich der Nulldurchgang mit zunehmender Laststeigerung immer mehr dem belasteten Rand, so daß bei der Maximallast keine Druckspannungen mehr an der Oberfläche vorhanden sind und ausschließlich Zugspannungen wirken. Dabei verschiebt sich das Spannungsmaximum ebenfalls zum belasteten Rand, und zwar von  $x/d = 0,36$  bei Gebrauchslast zur Stelle  $x/d = 0,23$  bei rechnerischer Maximallast.

Der Verlauf und die Größe der bezogenen Spaltzugspannungen unterscheidet sich damit im Maximallastbereich deutlich von der Spannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie. Während entsprechend der Elastizitätstheorie an der Körperoberfläche bei  $x/d < 0,15$  nur Druckspannungen zu erwarten sind, zeigt sich bei der Berechnung mit elastisch-plastischem Materialverhalten gerade in diesem Bereich eine starke Spannungskonzentration. Dieses Ergebnis stimmt mit Versuchsbeobachtungen von /96/ überein, die das Tragverhalten von Normalbeton unter Teilflächenbelastung untersucht haben. Bei diesen Versuchen zeigten sich in den Meßbügeln unmittelbar am teilflächenbelasteten Rand die größten Querdehnungen. Durch die rechnerische Berücksichtigung des nichtlinearen Verformungsverhaltens kann somit der Spannungs- und Dehnungsverlauf bei Teilflächenbelastung realistischer dargestellt werden.

#### 4.2.4.4 RESULTIERENDE SPALTZUGKRAFT

Werden die in Bild 4.17 dargestellten räumlichen Spannungsverläufe jeweils für hinreichend kleine Laststufen ausgewertet, läßt sich die Abhängigkeit der resultierenden Spaltzugkraft von der jeweiligen Laststufe darstellen. Bei der Auswertung der Spannungsverläufe wird davon ausgegangen, daß die auftretenden Spaltzugspannungen zu einer resultierenden Zugkraft zusammengefaßt werden können, die dann von der Querbewehrung aufgenommen werden muß. Dabei werden üblicherweise bis zum Erreichen der maximalen Belastung 40 Laststufen ausgewertet, so daß eine genaue Darstellung des Funktionsverlaufes gegeben ist. Für die Lastkonzentrationen  $a/d = 0,6$  bis  $a/d = 0,9$  ist die Abhängigkeit der resultierenden Spaltzugkraft von der Belastung in Bild 4.18 dargestellt. Dabei wird auf der Ordinate die Spaltzugkraft nicht als Absolutwert aufgetragen, sondern als auf die einwirkende Gesamtlast bezogene Größe. Für die Abszisse wird mit der spannungsmäßigen Ausnutzung am Ende des Einleitungsbereiches ( $x/d = 1,0$ ) ebenfalls eine bezogene Größe dargestellt. Neben den vier untersuchten Lastkonzentrationen sind in diesem Diagramm die Grenzen für den Gebrauchslastbereich, für die maximale Ausnutzung des Querschnitts bei Teilflächenbelastung nach DIN 1045, Abschnitt 17.3.3 und für die rechnerische Maximalbelastung aus den FE-Berechnungen dargestellt. Während die Werte der bezogenen Spaltzugkraft im Gebrauchslastbereich konstant bleiben und damit den Werten der

Berechnungen mit rein elastischem Materialverhalten entsprechen, ist oberhalb der Grenze des Gebrauchslastbereiches ein Anstieg der Spaltzugkraft festzustellen. Mit weiter steigender Belastung wird die Zunahme entsprechend der stärkeren Krümmung der Spannungsdehnungslinie überproportional, so daß im Bereich der rechnerischen Bruchlast die bezogene Spaltzugkraft nahezu bis auf den doppelten Wert des Gebrauchslastbereichs ansteigen kann.

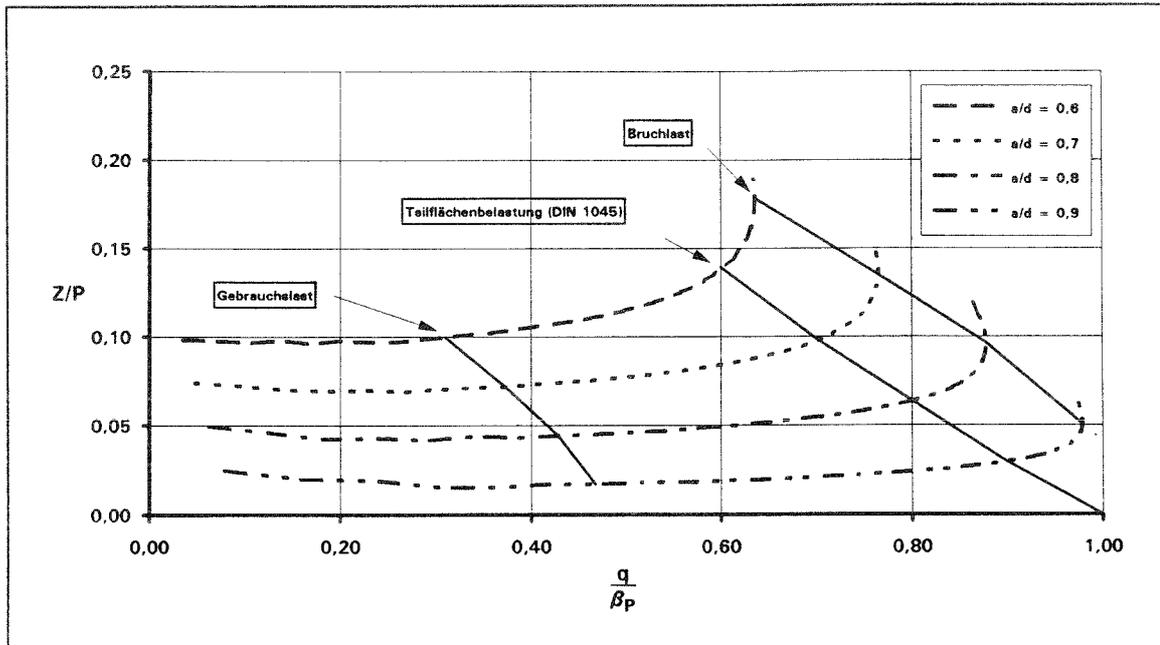


Bild 4.18: Auf die Gesamtbelastung  $P$  bezogene Spaltzugkraft  $Z$  in Abhängigkeit der spannungsmäßigen Ausnutzung  $q/\beta_P$  bei  $x/d=1,0$  für verschiedene Lastkonzentrationen  $a/d$ .

Werden die in Bild 4.18 dargestellten bezogenen Spaltzugkräfte für den Gebrauchslastbereich, für die rechnerische Teilflächenbelastung im Bruchzustand nach DIN 1045 und für die rechnerische Maximallast aus der FE-Berechnung über der Lastkonzentration  $a/d$  aufgetragen, ergibt sich der in Bild 4.19 dargestellte Zusammenhang. Die Berechnungsergebnisse im Gebrauchslastbereich stimmen demnach mit den Ergebnissen der linear-elastischen Berechnung überein und die resultierende Spaltzugkraft  $Z$  läßt sich in guter Näherung durch eine Gerade der Form

$$Z = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (4.9)$$

annähern. Legt man aber die entsprechend DIN 1045, Abschnitt 17.3.3 errechnete Bruchpressung bei Teilflächenbelastung für die Belastung zugrunde, muß die maßgebende Spaltzugkraft höher angesetzt werden. Eine Abschätzung der auftretenden Spaltzugkraft kann mit der Gleichung

$$Z = 0,35 \cdot P_u \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (4.10)$$

erfolgen. Zusätzlich ist dabei zu beachten, daß die Spannungsverteilung im Querschnitt eine angepaßte Bewehrungsanordnung erfordert. Die Berechnungen mit dem FE-Programm ABAQUS zeigen weiterhin, daß die rechnerischen Bruchlasten bei Teilflächenbelastung über den Grenzwerten nach DIN 1045 liegen. Demnach ist bei Erreichen der rechnerischen Maximallast sowohl die Verteilung der Spaltzugspannungen im Querschnitt als auch die Größe der auftretenden Spaltzugkräfte gegenüber dem Gebrauchszustand deutlich verändert. Auf der sicheren Seite liegend kann die Spaltzugkraft im rechnerischen Bruchzustand mit folgender Gleichung

$$Z = 0,50 \cdot P_u \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (4.11)$$

angenähert werden. Bei der Bemessung wird dabei in den beiden letzten Fällen von dem Erreichen der Streckgrenze des Bewehrungsstahles ausgegangen.

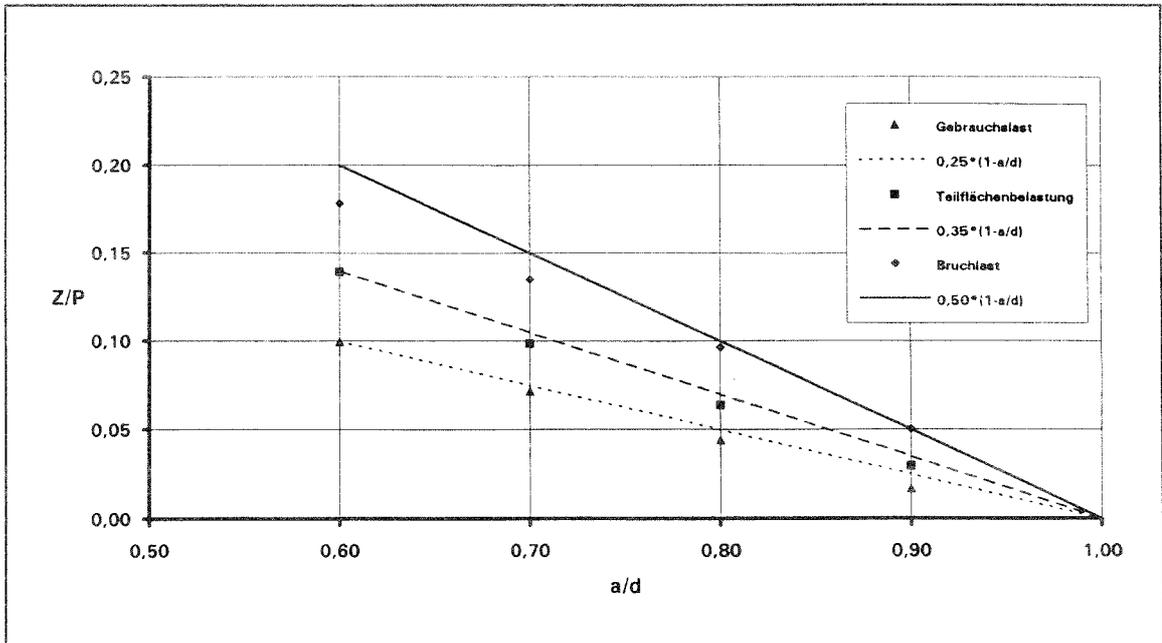


Bild 4.19: Bemessungsansätze zur Ermittlung der resultierenden Spaltzugkraft Z für verschiedene Belastungsniveaus.

Bei diesem Ergebnis ist jedoch einschränkend zu berücksichtigen, daß die rechnerisch ermittelten Bruchlasten einerseits von der Beschreibung des Materialverhaltens und andererseits auf dem programminternen Berechnungsansatz für dreiaxiale Spannungszustände beruhen. Darüber hinaus werden rechnerisch nicht berücksichtigte Einflüsse wie die innere Rißbildung, die Art und die Lage der Querbewehrung ebenfalls einen Einfluß auf die tatsächlich erreichbaren Bruchlasten haben. Ein Vergleich mit Versuchsergebnissen von /96/ zeigt, daß die erreichbaren Bruchlasten im wesentlichen von der Art der Querbewehrung abhängen. Während die FE-Berechnungsergebnisse mit der bügelbewehrten Versuchsvariante Übereinstimmung zeigen, werden bei einer aus Wendeln oder Betonstahlmatten gebildeten Querbewehrung deutlich höhere Bruchlasten erzielt. Paschen/Zillich /52/, die den Stützenstoß von Fertigteilstützen untersucht haben, kommen bezüglich der unterschiedlichen Wirksamkeit der Querbewehrung zu vergleichbaren Aussagen. Zusammenfassend läßt sich somit sagen, daß sich die erforderliche Querbewehrung für monolithische, teilflächenbelastete Querschnitte mit Gleichung 4.11 abschätzen läßt, wenn die Querbewehrung als Bügelbewehrung vorgesehen wird. Die aufgezeigten Zusammenhänge gelten ebenfalls für nachträglich verstärkte Querschnitte, sofern die Verbundfuge zwischen den Betonen nicht aufreißt und nahezu keine Relativverschiebungen auftreten.

#### 4.2.4.5 SPALTZUGSPANNUNGEN BEI UNTERSCHIEDLICHEN BETONGÜTEN

Wegen des starken Einflusses des - durch den Verlauf der Spannungsdehnungslinie charakterisierten - Verformungsverhalten des Betons bei monolithischen Querschnitten auf die Größe und den Verlauf der Spaltzugspannungen weisen die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Betongüten von direkt belastetem und überstehendem Querschnitt Unterschiede zu den in Kapitel 4.2.4 dargestellten Ergebnissen auf. Diese für monolithische Querschnitte ungewöhnlichen Berechnungen sind einerseits durchgeführt worden, um den Einfluß einer veränderten Lastaufnahme bzw. veränderten Dehnsteifigkeit des Neuquerschnittes auf die Spaltzugspannungen untersuchen zu können und andererseits als Voruntersuchungen für verstärkte Stützen, bei der der Altbeton eine von dem Beton des Verstärkungsquerschnittes abweichende Betongüte aufweisen kann. Dabei wird einheitlich für den Altbetonquerschnitt eine Betongüte B25 vorausgesetzt, während für den überstehenden Querschnitt die Betongüten B35 und B45 gewählt werden. Zur Beschreibung des Materialverhaltens des Neuquerschnittes wird wiederum der in Kapitel 3.2.5, Gleichung (3.16) beschriebene Funktionsverlauf verwendet, wobei jedoch die Beiwerte  $a$  und  $b$  der jeweiligen Betongüte angepaßt wurden.

Der räumliche Verlauf der Spaltzugspannungen bei unterschiedlichen Betongüten wird beispielhaft für die Lastkonzentration  $a/d = 0,7$  erläutert. Wie der Vergleich der Spannungsverteilungen zeigt, unterscheidet sich der prinzipielle Verlauf der Spaltzugspannungen sowohl für den Gebrauchslastbereich als auch bei der jeweiligen Maximalbelastung nicht von den in Bild 4.17 dargestellten Spannungsverläufen. Dies gilt insbesondere für die Lage der Nulldurchgänge sowie die Lage der Spannungsmaxima, die bei Änderung der Betongüte des unbelasteten Querschnitts und gleichbleibender Güte des belasteten Querschnitts nahezu unverändert bleiben. Die Größe der Spaltzugspannungen, insbesondere an der Körperoberfläche, zeigen dagegen eine deutliche Abhängigkeit von der jeweiligen Betongüte des überstehenden Betons. Da von dem überstehenden Beton aufgrund der höheren Dehnsteifigkeit auch ein größerer Anteil an der Gesamtlast aufgenommen wird, muß auch ein entsprechend größerer Lastanteil umgelenkt werden. So beträgt die Zunahme der Spaltzugspannungen an der Oberfläche ( $y/d = 0,5$ ) bei der Betongüte B45 im Neuquerschnitt gegenüber der Betongüte B25 rd. 35% (von  $\sigma_y/\beta_p = 0,92$  für B25/B25 auf  $\sigma_y/\beta_p = 1,25$  für B25/B45). Dagegen ist die Zunahme in der Symmetrieachse bei  $y/d = 0$  mit einer Steigerung von rd. 15% (von  $\sigma_y/\beta_p = 0,23$  für B25/B25 auf  $\sigma_y/\beta_p = 0,27$  für B25/B45) vergleichsweise geringer. Während sich zudem bei einheitlicher Güte der Betone ein gleichmäßiger Spannungsverlauf auch über die Querschnittsbreite einstellt, zeigt sich bei den aus unterschiedlichen Betongüten zusammengesetzten Querschnitten an dieser

Verbindungsstelle ein den unterschiedlichen Elastizitätsmoduli entsprechender Spannungssprung.

Werden die Spaltzugspannungen im Krafteinleitungsbereich jeweils zu resultierenden Spaltzugkräften für den direkt belasteten Querschnitt und den überstehenden Querschnitt zusammengefaßt, erhält man den in Bild 4.20 dargestellten Zusammenhang. Dabei ist der Wert der bezogenen Spaltzugkraft im direkt belasteten Kernquerschnitt nahezu konstant, während die aus den Spaltzugspannungen im überstehenden Querschnitt ermittelte Spaltzugkraft bei höherer Betongüte einen ansteigenden Verlauf aufweist. Das bedeutet, daß sich der Verlauf der Spannungstrajektorien im Gesamtquerschnitt nicht ändert sondern lediglich der Anteil der umgelenkten Spannungen zunimmt.

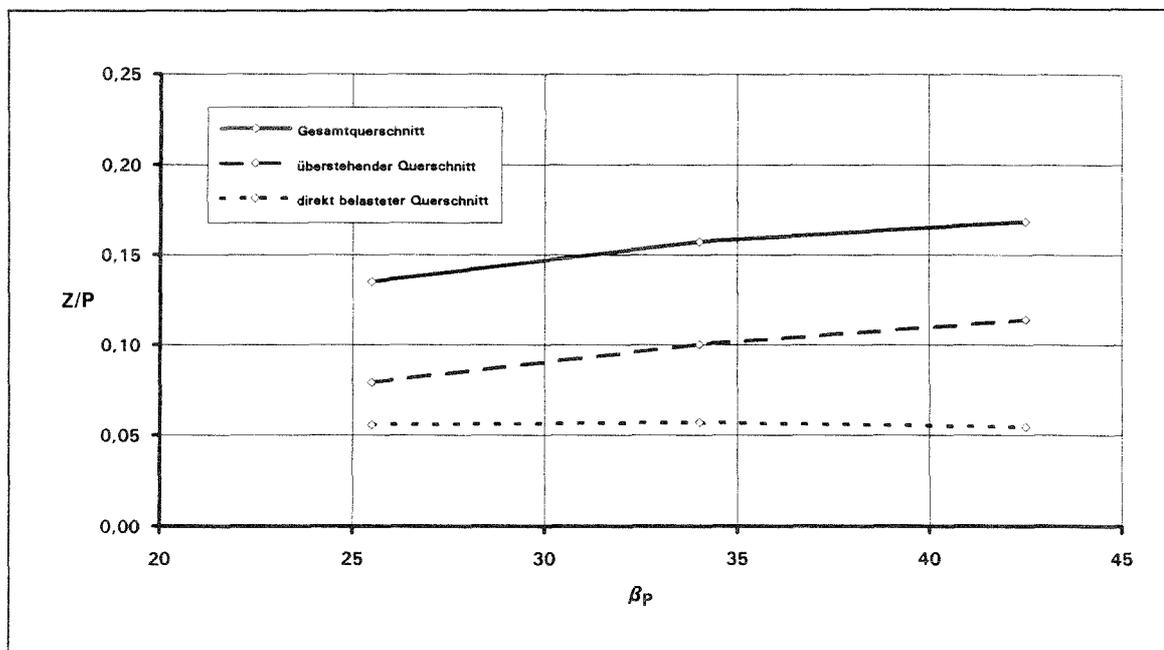


Bild 4.20: Spaltzugkräfte im direkt belasteten Querschnitt und im überstehenden Querschnitt in Abhängigkeit der Betongüte (B25/35/45) des überstehenden Querschnittes bei gleichzeitig konstanter Betongüte (B25) des direkt belasteten Querschnittes für eine Lastkonzentration  $a/d=0,7$ .

### 4.3 QUERDRUCKSPANNUNGEN

#### 4.3.1 ALLGEMEINES

Kann bei teilflächenbelasteten Betonkörpern das Versagen infolge radial verlaufender Spaltrisse z.B. durch Anordnen einer ausreichenden Querbewehrung ausgeschlossen

werden, wird als Bruchursache ein Überschreiten der Betondruckfestigkeit in axialer Richtung maßgebend. Die maximal erreichbare Betondruckfestigkeit ist dabei neben der Lastkonzentration  $a/d$  in starkem Maße von der unmittelbar im Einleitungsbereich vorgesehenen Querbewehrung abhängig. Die Größe der im Bruchzustand auftretenden Betondruckspannung kann dabei ein Vielfaches der einaxialen Betondruckfestigkeit betragen. Verursacht wird diese Spannungserhöhung zum einen durch die bei der Umlenkung der Druckspannungstrajektorien entstehenden Querdruckspannungen und zum anderen durch den querdehnungsbehindernden Einfluß des die Belastungsfläche umgebenden Betons. Durch die beiden sich in ihrer Wirkung addierenden Einflüsse wird direkt unterhalb der Belastungsfläche ein dreiaxialer Druckspannungszustand hervorgerufen, der eine Tragfähigkeitserhöhung der belasteten Kernzone bewirkt. Dieser auch bei unbewehrten teilflächenbelasteten Betonquerschnitten festzustellende Effekt kann zudem durch die Anordnung einer zusätzlichen Querbewehrung deutlich gesteigert werden. Um die Abhängigkeit der im Bruchzustand maximal erreichbaren Betondruckspannungen von den maßgebenden Parametern prinzipiell darzustellen, wird zuerst das Tragverhalten unbewehrter teilflächenbelasteter Druckglieder diskutiert.

#### **4.3.2 VERSUCHE UND BEMESSUNGSANSÄTZE FÜR UNBEWEHRTE QUERSCHNITTE**

Bei unbewehrten teilflächenbelasteten Querschnitten ist die im Versagenszustand maximal erreichbare Betondruckspannung im wesentlichen von betonspezifischen Eigenschaften abhängig. Erreichen die mit den Querdruckspannungen im Gleichgewicht stehenden Spaltzugspannungen die Größe der Betonzugfestigkeit  $\beta_{bz}$ , reißt der Beton auf, und eine weitere Laststeigerung ist nicht mehr möglich. Spieth /75/ untersucht deshalb in der ersten Versuchsserie den Einfluß der Serienfestigkeit  $\beta_{ws}$  bzw. der Betonzugfestigkeit auf die mögliche Traglast. Bei konstanter Lastkonzentration  $a/d$  steigt dabei die Bruchlast mit zunehmender Betongüte absolut gesehen an; wird jedoch der dimensionslose Faktor  $m$ , der das Verhältnis von maximaler Druckspannung  $p$  zur Serienfestigkeit  $\beta_{ws}$  beschreibt, über der Betongüte aufgetragen, zeigt sich bei zunehmender Betongüte ein nur gering abfallender Verlauf. In einer weiteren Versuchsreihe wird der Einfluß der Lastkonzentration  $a/d$  untersucht, die bei quadratischen Stützen das Seitenverhältnis von belasteter Fläche zur Körperbreite beschreibt. Um diesen Parameter unabhängig von der Betongüte untersuchen zu können, sind mit der in der Versuchsreihe 1 für  $a/d = 0,1$  ermittelten Beziehung auch die jeweiligen Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten umgerechnet worden. Für die in den Versuchen zwischen 0,1 und 0,9 variierenden Lastkonzentrationen leitet er für quadratische

Querschnitte mit ebenfalls quadratischer Belastungsfläche eine funktionale Beziehung zwischen der bezogenen Tragfähigkeit

$$m = \frac{p}{\beta_{ws}} = \frac{\left(\frac{P_u}{a^2}\right)}{\beta_{ws}} = \frac{0,85}{\left(\frac{a}{d}\right)} \quad (4.12)$$

und der Lastkonzentration  $a/d$  her.

Die Festlegung der Betondruckspannungen bei Teilflächenbelastung in DIN 1045, Abschnitt 17.3.3 /15/ beruht im wesentlichen auf den dargestellten Untersuchungen in /75/. Danach darf die zulässige Betondruckspannung im Gebrauchszustand im Flächenverhältnis der rechnerischen Verteilungsfläche zur Übertragungsfläche erhöht werden, wenn die Spaltzugkräfte aufgenommen werden können, sofern die bei Teilflächenbelastung ebenfalls entstehenden Spaltzugspannungen durch eine Querbewehrung oder andere Maßnahmen aufgenommen werden können. Für beliebige Querschnitts- und Belastungsformen können die Ergebnisse unter Berücksichtigung des Rechenwertes der Betondruckfestigkeit  $\beta_R$  und eines globalen Sicherheitsbeiwertes für ein Versagen ohne Vorankündigung in der Form

$$\sigma_1 = \frac{\beta_R}{2,1} \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq 1,4 \cdot \beta_R \quad (4.13)$$

dargestellt werden, wobei  $\sigma_1$  die im Gebrauchszustand zulässige Betondruckspannung bezeichnet. Zusätzlich sind in Gleichung (4.13) die Bezeichnungen  $A_1$  für die Übertragungsfläche und  $A$  für die rechnerische Verteilungsfläche eingeführt. Für die Bestimmung der rechnerischen Verteilungsfläche  $A$  sind jedoch folgende Einschränkungen zu berücksichtigen:

- Der Schwerpunkt der rechnerischen Verteilungsfläche  $A$  muß in Belastungsrichtung mit dem Schwerpunkt der Übertragungsfläche  $A_1$  übereinstimmen.
- Das Verhältnis der Seitenmaße zueinander darf in jeder Richtung drei nicht überschreiten.

Umfangreiche Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit unbewehrter Betonquerschnitte bei Teilflächenbelastung wurden von Niyogi /48/ durchgeführt. Versuchsparameter waren neben der Lastkonzentration  $a/d$  und der Betongüte die Form der Belastungsfläche sowie das Verhältnis von Körperhöhe zu Körperdicke ( $h/d$ ). In der

ersten Versuchsreihe wird die Abhängigkeit der bezogenen Tragfähigkeit  $m$  von der im Alter von 28 Tagen ermittelten Serienfestigkeit  $\beta_{WS}$  für mehrere Lastkonzentrationen  $a/d$  untersucht. Dabei zeigte sich für praxisrelevante Lastkonzentrationen  $a/d \geq 0,5$  nahezu keine Abhängigkeit zwischen dem Wert für  $m$  und der Serienfestigkeit des Betons. Der Einfluß der Lastkonzentrationen  $a/d$  und  $b/d$  auf die bezogene Tragfähigkeit kann mit folgender Näherungslösung

$$m = \frac{p}{\beta_{WS}} = 0,42 \cdot \left[ \frac{d}{a} + \frac{d}{b} + 1 \right] - 0,29 \cdot \sqrt{\left[ \left( \frac{d}{a} - \frac{d}{b} \right)^2 + 5,06 \right]} \quad (4.14)$$

für quadratische Querschnitte mit rechteckiger Belastungsfläche erfaßt werden. Für den Sonderfall einer quadratischen Belastungsfläche ergibt sich das Verhältnis

$$m = \frac{p}{\beta_{WS}} = 0,875 \cdot \left[ \frac{d}{a} \right] - 0,24 \quad (4.15)$$

wenn zusätzlich die Umrechnung der am Würfel mit 15 cm Kantenlänge ermittelten Druckfestigkeiten auf die nach DIN 1045 üblichen Würfeldruckfestigkeiten vorgenommen wird. Mit diesen, für das Verhältnis  $h/d = 1$  empirisch ermittelten Funktionen lassen sich die Versuchsergebnisse jedoch nur für höhere Lastkonzentrationen ( $a/d \leq 0,5$ ) zutreffend erfassen, während im Bereich  $a/d > 0,5$  die im Versuch ermittelten Bruchspannungen rechnerisch unterschätzt werden.

Die Ermittlung der im Gebrauchszustand zulässigen Betondruckspannung bei Teilflächenbelastung Für den Einfluß der relativen Prüfkörperhöhe ( $h/d$ ) auf das Spannungsverhältnis  $m$  wird zudem eine deutliche Abhängigkeit von der Lastkonzentration festgestellt. Während das Spannungsverhältnis bei hohen Lastkonzentrationen mit zunehmender relativer Prüfkörperhöhe ( $h/d > 1$ ) anwächst, sinkt dagegen das Spannungsverhältnis bei geringen Lastkonzentrationen ( $a/d > 0,3$ ) leicht ab. Dieser Einfluß läßt sich zum einen durch Prüfeinflüsse und zum anderen auch durch unterschiedliche Versagensarten der Prüfkörper erklären.

Für die Ermittlung der im Gebrauchszustand zulässigen Betondruckspannung bei Teilflächenbelastung ist in der Neufassung des CEB Model Code 90 ein Ansatz aufgenommen worden, mit dem zwischen den Auswirkungen unterschiedlicher Bruchmechanismen differenziert wird. Demnach lassen sich durch die Unterteilung des Laststeinleitungsbereiches in zwei Bereiche entsprechend dem Querspannungsverlauf in

der Symmetrieachse nach der Elastizitätstheorie prinzipiell zwei Bruchursachen unterscheiden. Im Bereich der Querdruckspannungen unmittelbar unter der Lastfläche bis rd.  $x/d = 0,4$  kann die Tragfähigkeit des Beton bei unbewehrten Querschnitten entweder infolge Überschreiten der Querkzugfestigkeit des umgebenden, nicht direkt belasteten Betons oder durch eine, dem Grundbruch in der Bodenmechanik vergleichbare Versagensform, begrenzt werden. Die vom Querschnitt aufnehmbare Betondruckfestigkeit bei Teilflächenbelastung im Bruchzustand ergibt sich schließlich als Minimalwert der zu einer der beiden Versagensarten zugehörigen Druckfestigkeit.

Für die erste Versagensform läßt sich die maximale Betondruckfestigkeit unmittelbar aus einer Gleichgewichtsbetrachtung des ungerissenen Querschnittes herleiten. Die Steigerung der einaxialen Betondruckfestigkeit infolge der querdehnungsbehindernden Wirkung des umgebenden Betons wird durch den rechnerischen Ansatz einer Betonzugfestigkeit von rd. 10% der mittleren Betondruckfestigkeit  $\beta_c$  berücksichtigt. Demnach ergibt sich vor dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit  $\beta_{ct}$  ein Kräftegleichgewicht der Form

$$\beta_q \cdot a = \beta_{ct} \cdot (d-a),$$

wobei mit  $\beta_q$  der aus der Querdehnungsbehinderung entstehende Querdruck auf den Kernbeton bezeichnet wird. Wird zudem die Beziehung zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit abgeschätzt, läßt sich der Querdruck

$$\beta_q = \frac{\beta_c \cdot (d-a)}{10 \cdot a}$$

in Abhängigkeit der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit darstellen. Durch den Querdruck  $\beta_q$  wird ein dreiaxialer Druckspannungszustand im Krafteinleitungsbereich hervorgerufen, wodurch die Betondruckspannung

$$\beta_{cc} = \beta_c + 5 \cdot \beta_q = \beta_c + 0,5 \cdot \beta_c \frac{(d-a)}{a} \quad (4.17)$$

über die einaxiale Betondruckfestigkeit ansteigt. Auf der sicheren Seite liegend läßt sich der in (4.17) dargestellte Funktionsverlauf durch die Beziehung

$$\beta_{cc} = 0,7 \cdot \beta_c \cdot \sqrt{\frac{A}{A_1}} = \beta_{ck} \cdot \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (4.18)$$

ersetzen, wenn die Zylinderdruckfestigkeit  $\beta_c = 1,3 \cdot \beta_{ck}$  durch die charakteristische Betondruckfestigkeit  $\beta_{ck}$  ersetzt wird. Mit der üblichen Umrechnung zwischen der Zylinder- und der Prismendruckfestigkeit läßt sich zeigen, daß die nach (4.18) errechnete Betondruckfestigkeit mit der Formulierung in DIN 1045 übereinstimmt.

Mit dem zweiten Bruchmechanismus kann näherungsweise die Größe der Betondruckfestigkeit beim Betonversagen durch Abscheren abgeschätzt werden. In Analogie zum bodenmechanischen Grundbruch-Modell kann die Betondruckfestigkeit unter Ansatz der Adhäsion und Vernachlässigung der inneren Reibung für runde oder quadratische Belastungsflächen zu

$$\beta_{cc} = 3,5 \cdot \beta_c$$

abgeschätzt werden. Wird die Bruchoberfläche dabei von den Körperändern geschnitten, muß dieser Wert entsprechend reduziert werden. Aufgrund der geometrischen Verhältnisse nachträglich verstärkter Stützenquerschnitte mit Verhältnissen  $a/d \geq 2/3$  ist dieser Ansatz jedoch nur von untergeordneter Bedeutung.

Aus der CEB-Mustervorschrift abgeleitet ist der in Eurocode 2, Kapitel 5.4.8.1 angegebene Ansatz für die Ermittlung der im Gebrauchszustand zulässigen Betondruckspannung bei Teilflächenbelastung. Die Nennfestigkeiten der Baustoffe sind in EC 2 analog zu DIN 1045 als 5%-Fraktile definiert, wobei der Ermittlung der Betonfestigkeitsklassen jedoch die Zylinderdruckfestigkeit zugrunde liegt. Da diese Zylinderdruckfestigkeit als "charakteristischer Wert" der Betonfestigkeit in den Bemessungsregeln verwendet wird, sind die maximalen bzw. zulässigen Druckspannungen nicht auf direktem Wege mit DIN 1045 vergleichbar. Die maximale Betondruckkraft

$$N_{Rdu} = A_1 \cdot \beta_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A}{A_1}} \leq 3,3 \cdot \beta_{cd} \cdot A_1 \quad (4.16)$$

auf der Widerstandsseite ergibt sich in einer mit (4.13) übereinstimmenden Form, wobei jedoch entsprechend des ebenfalls geänderten Sicherheitskonzeptes in EC 2 die Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cd} = \beta_{ck} / \gamma_c$$

als Quotient aus der charakteristischen Betondruckfestigkeit und dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton ermittelt wird. EC 2 läßt im Vergleich zu DIN 1045 höhere Teil-

flächenbelastungen zu; neben der geringfügig höheren Ausnutzung der Betondruckspannungen im Bruchzustand für Betongüten  $\geq$  B 25 darf das Flächenverhältnis von rechnerischer Verteilungsfläche  $A$  zu Übertragungsfläche  $A_1$  auf den Wert 3,3 angehoben werden.

#### **4.3.3 VERSUCHE UND BEMESSUNGSANSÄTZE FÜR BEWEHRTE QUERSCHNITTE**

Die Ermittlung der maximalen Bruchpressung bzw. der im Gebrauchszustand zulässigen Pressung bei Teilflächenbelastung beruht in allen relevanten Bemessungsvorschriften (DIN 1045; EC 2; MC 90) auf Versuchsergebnissen, die an unbewehrten Querschnitten ermittelt wurden. Die Teilflächenpressungen dürfen rechnerisch zudem nur dann berücksichtigt werden, wenn die Aufnahme der Querzugspannungen durch die Anordnung einer Spaltzugbewehrung oder vergleichbare Maßnahmen nachgewiesen werden kann. Wie jedoch zahlreiche Versuchsergebnisse zeigen, läßt sich durch die Anordnung einer Querbewehrung die Tragfähigkeit gegenüber den unbewehrten Querschnitten deutlich steigern. Die tragfähigkeitssteigernde Wirkung beruht dabei auf der Aktivierung eines dreiaxialen Druckspannungszustandes, der, vergleichbar mit wendelbewehrten Stützen, durch die querdehnungsbehindernde Wirkung der Querbewehrung hervorgerufen wird. Die Größe der Traglaststeigerung wird dabei neben der Bewehrungsform wesentlich von der Lage und der Stärke der Querbewehrung beeinflusst. Während bei unbewehrten teilflächenbelasteten Querschnitten mit quadratischen Abmessungen und Belastungsfläche der Ausnutzungsgrad bezogen auf die Tragfähigkeit außerhalb des St. Venantschen Störbereiches der jeweiligen Lastkonzentration  $a/d$  entspricht, ist es bei bewehrten Querschnitten prinzipiell möglich, im Lasteinleitungsbereich die Tragfähigkeit eines vollflächig belasteten Querschnittes zu erreichen. Damit ergibt sich im Krafteinleitungsbereich teilflächenbelasteter Stützen eine Betonüberlastung in der Größe der Traganteile des überstehenden Betons sowie der Bewehrung im Neuquerschnitt. Die Überlastung des Betons im Kopfbereich ist dabei abhängig von dem Verhältnis der Belastungsfläche zur Gesamtquerschnittsfläche ( $a/d$ ) sowie dem Längsbewehrungsgrad im überstehenden Beton und ist damit für die Traglast der Stütze von entscheidender Bedeutung.

Um beim Montagestoß von Fertigteilstützen die Traglast einer ungestoßenen Stütze zu erreichen, muß im Krafteinleitungsbereich der Kernbeton unter der Belastungsfläche in der Lage sein, die Gesamtlast aufnehmen zu können. Die Überlastung des Kernquerschnittes um den Traganteil des über die Belastungsfläche überstehenden Betons sowie der Längsbewehrung nimmt dabei durch die Trajektorienumlenkung bzw. die Lastaufnahme des überstehenden Betons stetig ab. Schäfer/Brandt/66/ geben in Ab-

hängigkeit der bezogenen Verlaufsordinate  $\xi = x/d$  für die Belastungszunahme stumpf gestoßener Fertigteilstützen einen durch die Kreisbogenfunktion

$$\frac{N_{b,\ddot{u}}(\xi)}{N_{b,\ddot{u}}} = \sqrt{\xi \cdot (2-\xi)} \quad (4.19)$$

beschriebenen Verlauf an. Damit ergibt sich als erste Ableitung dieser Funktion der Verlauf der Schubspannungen

$$\tau = \frac{(1-\xi)}{\sqrt{\xi \cdot (2-\xi)}}$$

in Stützenlängsrichtung entlang des Belastungsrandes. Die mathematische Formulierung dieses Schubspannungsverlaufes beruht dabei auf Versuchen von Müller/Eisenbiegler/46/ zur Lasteinleitung in die Längsbewehrung von Stahlbetondruckgliedern. Vereinfachend wird für die Lastaufnahme des Neubetons von der gleichen Verlaufsfunktion ausgegangen. Die Länge des Kräfteinleitungsbereiches wird dabei analog zum St. Venantschen Störbereich mit  $x = d$  angenommen.

Die Aufnahme zusätzlicher Druckspannungen über die einaxiale Betondruckfestigkeit hinaus ist jedoch nur möglich bei der Ausbildung eines dreiaxialen Druckspannungszustandes. Wie Versuche von Müller /47/ an wendelbewehrten Druckgliedern zeigen, kann die dreiaxiale Druckfestigkeit des Betons auch durch eine Umschnürungsbewehrung aktiviert werden. Die Querbewehrung verursacht dabei durch die wirkungsvolle Behinderung der Querdehnung einen passiven Querdruck auf den eingeschlossenen Beton. Die erforderliche Umschnürungsbewehrung ergibt sich hiernach durch eine Gleichgewichtsbetrachtung zwischen der Betonüberlastung und dem Traganteil der Wendelbewehrung nach DIN 1045. Nach DIN 1045, Abschnitt 17.3.2 ergibt sich der durch die Wendel aufnehmbare Lastanteil  $\Delta N$

$$\Delta N = v \cdot A_W \cdot \beta_{SW} = v \cdot \frac{Z_W \cdot \pi \cdot d_c}{\beta_{SW}} \cdot \beta_{SW} \quad (4.20)$$

in Abhängigkeit eines Wirksamkeitsfaktors  $v$  der Umschnürung und des Produktes aus dem - auf die Ganghöhe der Wendel - bezogenen Stahlvolumens  $A_W$  und der Materialgüte der Wendel. Die auf die Längeneinheit bezogene Zugkraft  $Z_W$  der Wendel

$$Z_W = \frac{1}{\pi \cdot v} \cdot \frac{\Delta N}{d_c}$$

ergibt sich durch Umformung der Gleichung (4.20). Diese für wendelbewehrte Rundstützen hergeleitete Beziehung wird dabei durch eine Gleichung der Form

$$Z_W = \frac{1}{2 \cdot v} \cdot \frac{\Delta N}{d_c} \approx 0,285 \cdot \frac{\Delta N}{d_c} \quad (4.21)$$

ersetzt, um die im Vergleich zur Wendelbewehrung geringere Wirksamkeit der Querbewehrung bei quadratischen Stützen zu berücksichtigen. Unter Verwendung von der in Gleichung (4.19) beschriebenen Verlaufsfunktion kann die örtliche Betonüberlastung

$$\Delta N(\xi) = (1 - \sqrt{\xi \cdot (2 - \xi)}) \cdot N_{b,\bar{u}} \quad (4.22)$$

im direkt belasteten Kernbeton in Abhängigkeit des Verhältnisses  $x/d$  beschrieben werden. Die gesamte aus der Betonüberlastung resultierende Querkraft

$$Z_v = \int_0^1 \frac{0,285}{d_c} \cdot (1 - \sqrt{\xi \cdot (2 - \xi)}) \cdot N_{b,\bar{u}} \cdot d \cdot d\xi = 0,061 \cdot N_{b,\bar{u}} \quad (4.23)$$

ergibt sich durch Einsetzen von Gleichung (4.21) in Gleichung (4.22) und nachfolgender Integration, wobei für die Betonüberlastung  $N_{b,\bar{u}}$  die Traganteile der Bewehrung sowie des überstehenden Betons anzusetzen sind. Zu beachten ist jedoch, daß die nach (4.23) ermittelte traglaststeigernde Querbewehrung im Vertikalschnitt und im Horizontalschnitt mit geringen Stababständen untereinander verlegt werden, weil ansonsten die rechnerische Wirksamkeit deutlich nachläßt.

Versuche zur Teilflächenbelastung bewehrter Betonquerschnitte sind ebenfalls von Wurm/Daschner /96/ durchgeführt worden. An dieser Stelle sollen jedoch nur die Versuchskörper mit einer Querbewehrung aus Bügeln behandelt werden, um Rückschlüsse auf das Tragverhalten und die Tragfähigkeit nachträglich verstärkter Stützen ziehen zu können, da bei nachträglich verstärkten Stützen aus bautechnischen Gründen nur diese Bewehrungsanordnung ausführbar ist. Die bügelbewehrten Versuchskörper erreichen im Vergleich zu wendelbewehrten Querschnitten geringere Traglasten, im Vergleich zu unbewehrten Querschnitten lassen sich jedoch, wie in Bild 4.21 dargestellt, erwartungsgemäß deutliche Traglaststeigerungen nachweisen. Daneben zeigt sich im Bruchzustand ein ausgesprochen duktileres Verformungsverhalten des Betons, d.h. der Beton durchläuft vor dem endgültigen Versagen einen Zustand plastischer

Verformungen. Diese starke Verformungszunahme bei nahezu konstanter Maximalbelastung kann sich bei nachträglich verstärkten Stützen ebenfalls einstellen, wodurch die Gesamtraglast, die als Summenlinie der Einzeltragfähigkeiten von Alt- und Neuquerschnitt gebildet wird, günstig beeinflusst werden kann. Anhand der in verschiedenen Höhen des Probekörpers durchgeführten Querdehnungsmessungen läßt sich als weiteres Ergebnis ableiten, daß auch am oberen Körperrand Querdzugspannungen auftreten, obwohl zumindest nach der Elastizitätstheorie in diesem Bereich ausschließlich Druckspannungen herrschen müßten. Der Verlauf der gemessenen Querdehnungen sowohl über die Körperhöhe als auch die lastabhängige Entwicklung stimmen dabei prinzipiell mit dem in Bild 4.17 - allerdings für die Lastkonzentration  $a/d = 0,7$  - dargestellten Verlauf der Randzugspannungen bei elastisch-plastischem Materialverhalten überein.

#### 4.3.4 ERGEBNISSE EIGENER FINITE-ELEMENT-BERECHNUNGEN

Die für Lastkonzentrationen  $a/d$  von 0,6 bis 0,9 mit elastisch-plastischem Materialverhalten durchgeführten FE-Berechnungen sind ebenfalls hinsichtlich der maximalen Betondruckspannung im Lasteinleitungsbereich ausgewertet worden. Diese Ergebnisse sind zum Vergleich zusammen mit den in Kapitel 4.3.2 aufgeführten Versuchsergebnissen für unbewehrte Querschnitte und mit den für die Lastkonzentration  $a/d = 0,5$  an bügelbewehrten Querschnitten ermittelten Ergebnissen von Wurm/Daschner in Bild 4.21 dargestellt. Zusätzlich sind die beiden Bemessungsansätze nach Gleichung (4.12) und (4.15) als strichlierte Linien eingezeichnet. Im Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt sich, daß die Tragfähigkeit mit dem Bemessungsansatz nach Gleichung (4.12) im Bereich praxisrelevanter Lastkonzentrationen  $a/d \geq 0,6$  überschätzt wird, während die mit der in Gleichung (4.15) beschriebenen Funktion ermittelten Traglasten im Vergleich zu den Versuchswerten zu gering ermittelt werden. Da der Bemessungsansatz bei Teilflächenbelastung in DIN 1045, Abschnitt 17.3.3 aus Gleichung (4.12) abgeleitet ist, würden die auf diese Weise ermittelten zulässigen Betondruckspannungen einen zu geringen Sicherheitsabstand gegenüber dem Bruchzustand aufweisen. Da bei Teilflächenbelastung jedoch entsprechend DIN 1045 die Aufnahme der Spaltzugspannungen durch eine Bewehrung oder vergleichbare Maßnahmen sicherzustellen ist und deren traglaststeigernder Einfluß rechnerisch nicht berücksichtigt wird, wird auf diese Weise der erforderliche Sicherheitsabstand gewährleistet. Die Versuche von Wurm/Daschner an bügelbewehrten Querschnitten mit einer Lastkonzentration  $a/d = 0,5$  belegen, daß eine deutliche Traglaststeigerung gegenüber unbewehrten Querschnitten auftritt. Bei einem Querbewehrungsgrad von  $\rho_q = (4 \cdot d_c \cdot A_{s,Bü}) / s_{Bü} \cdot d_c^2 = 2,79\%$  steigt dabei die bezogene Tragfähigkeit von  $m = 1,25$  auf  $m = 1,94$ , wobei die Traglaststeigerung jedoch auch von

den Bügelabmessungen beeinflusst wird. Einer Untersuchung von Spieth /75/ zufolge ist die bezogene Tragfähigkeit von dem Verhältnis der durch die Querbewehrung eingeschlossenen Fläche zur Belastungsfläche abhängig. Dabei ergeben sich die größten Tragfähigkeitssteigerungen in den Fällen, in denen die von der Querbewehrung eingeschlossene Fläche nur geringfügig größer als die Belastungsfläche ist, so daß sich bei den Versuchen nach /96/ mit anderen Bügelabmessungen vermutlich höhere Traglasten hätten erzielen lassen. Die Traglast einer vollflächig belasteten Stütze, die nach dem Ansatz von Schäfer/Brandt vorausgesetzt wird, kann sowohl bei der rechnerischen Simulation als auch bei den Versuchen von Wurm/Daschner nicht erreicht werden. Aber auch bei der Verwendung anderer Querbewehrungsformen wie z.B. einer Wendel oder Bewehrungsmatten, lassen sich bei den Versuchen von /96/ nicht die Traglasten vollflächig belasteter Querschnitte erreichen. Die aus den FE-Berechnungen ermittelten Bruchpressungen liegen oberhalb der Ergebnisse für unbewehrte Querschnitte; im Vergleich zu den bewehrten Querschnitten werden die maximalen Bruchpressungen jedoch nicht erreicht. Vergleichsberechnungen zu den von Schickert/Winkler /67/ durchgeführten Dreiaxialversuchen zeigen jedoch, daß der Berechnungsansatz für den dreiaxialen Druckspannungszustand programmintern sehr konservativ formuliert ist.

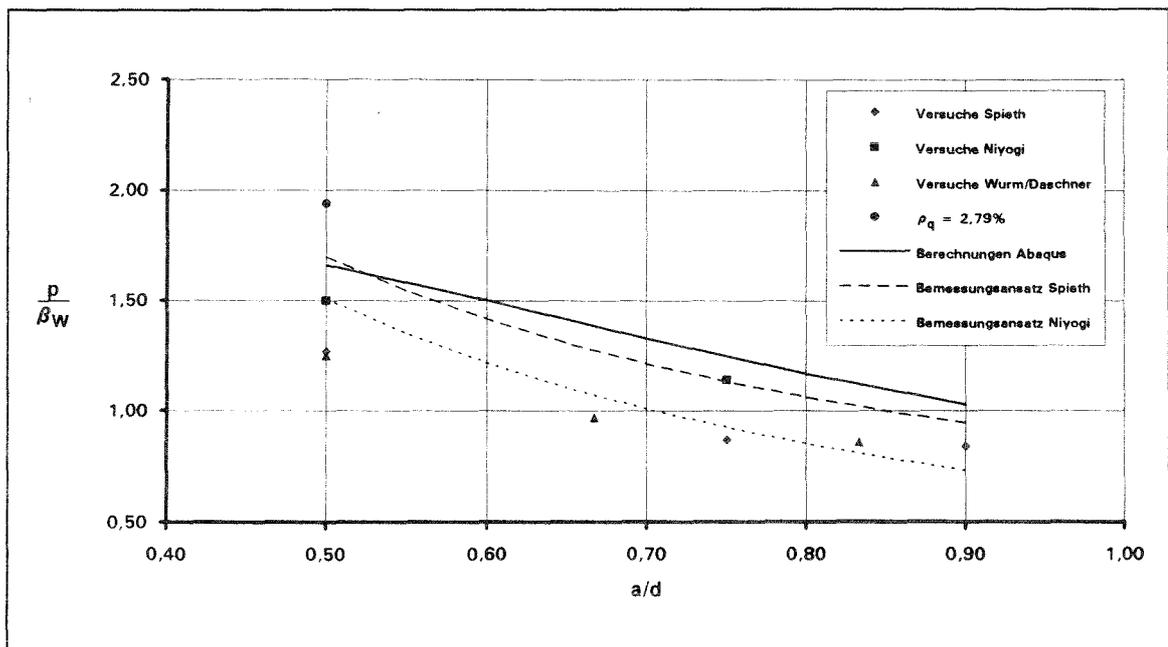


Bild 4.21: Vergleich der auf die Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{ws}$  bezogenen maximalen Beton-druckspannungen nach den FE-Berechnungen, den Versuchsergebnissen sowie den Bemessungsansätzen für unbewehrte und bewehrte Querschnitte unter Teil-flächenbelastung für verschiedene Lastkonzentrationen  $a/d$ .

## **5. TEILFLÄCHENBELASTUNG NACHTRÄGLICH VERSTÄRKTER STÜTZEN**

### **5.1 BEANSPRUCHUNGSZUSTAND IM LASTEINLEITUNGSBEREICH**

Wie in Kapitel 2.1 ausführlich erläutert ist, liegt auch bei nachträglich verstärkten Stützen eine Teilflächenbelastung vor, wenn die Ausbildung der Deckenkonstruktion nur eine Belastung über den Altquerschnitt zuläßt. Solange dabei die infolge der Teilflächenbelastung auftretenden Verbundspannungen die Haftfestigkeit der Fuge nicht überschreiten, unterscheidet sich eine Verbundstütze in ihrem prinzipiellen Tragverhalten nicht von einer monolithischen Stütze. Somit werden in diesem Fall durch die Lastaufnahme des Neuquerschnittes bzw. die Lastumlenkung ebenfalls Spaltzugspannungen hervorgerufen, für die eine geeignete Bewehrung angeordnet werden muß. Überschreiten jedoch die Verbundspannungen die Haftfestigkeit der Fuge zwischen Alt- und Neubeton, treten Relativverschiebungen auf, die ein geändertes Tragverhalten bewirken. In diesem Fall wird die Lastüberleitung in den Neuquerschnitt über den Reibungsverbund erfolgen, wobei die Schubspannungen von der Größe der senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Druckspannungen abhängig sind. Prinzipiell bedingen hohe Schubspannungen eine schnellere Lastüberleitung, wodurch sich eine gleichmäßige Spannungsverteilung eher einstellen kann und dadurch die Längsverformungen günstig beeinflußt werden. Die für die Übertragung der Verbundspannungen notwendigen Querdruckspannungen werden dabei unmittelbar von der Querbewehrung des Verstärkungsquerschnittes verursacht, die die Querdehnung des Betons behindert. Die Größe der Querdruckspannungen ist dabei jedoch nicht konstant, sondern einerseits von der belastungsabhängig zunehmenden Querdehnung des Betons und andererseits von dem mit steigendem Querbewehrungsgrad ebenfalls ansteigenden Maß der Querdehnungsbehinderung abhängig.

Ähnlich wie bei monolithischen Stützen kann bei nachträglich verstärkten Stützen eine Tragfähigkeitssteigerung nur dann erreicht werden, wenn die Betondruckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich über die einaxiale Druckfestigkeit gesteigert werden kann. Die Traglaststeigerung beruht dabei im wesentlichen auf dem Entstehen eines dreiaxialen Druckspannungszustandes im Altbetonquerschnitt, der durch die Umschnürungswirkung der Querbewehrung hervorgerufen wird. Da die Querbewehrung im Altquerschnitt in der Regel dafür nicht ausreichend ist und nachträglich nicht verändert werden kann, kann die Umschnürung nur durch eine im Verstärkungsquerschnitt angeordnete Bewehrung ermöglicht werden. Die Größe des zusätzlichen Traganteils wird dabei im wesentlichen vom Querbewehrungsgrad  $\rho_q$  bestimmt. Während die maximale Tragfähigkeit einer nachträglich verstärkten Stütze im Krafteinleitungsbereich im we-

sentlichen vom Querbewehrungsgrad des Verstärkungsmantels abhängig ist, werden sowohl die unter maximaler Belastung auftretenden Verformungen als auch das Verhalten im Gebrauchszustand maßgeblich von dem Verbund zwischen Alt- und Neubeton beeinflusst. Somit sind, wegen der starken Abhängigkeit des Tragverhaltens von den Verbundeigenschaften, bei der Teilflächenbelastung verstärkter Stützen gewisse Mindestanforderungen an den Verbund erforderlich.

## 5.2 DER VERBUND ZWISCHEN ALTBETON UND NEUBETON

### 5.2.1 ALLGEMEINES

Die in einer Kontaktfläche zwischen Altbeton und Neubeton übertragbaren Schubkräfte und auftretenden relativen Verschiebungen werden im wesentlichen von

- Oberflächenrauigkeit und Vorbehandlung
- Druckspannungen senkrecht zur Fuge
- Betonierverfahren

beeinflusst (vgl. CEB /6/). Diese Parameter werden im folgenden untersucht. Dagegen werden der Einfluß einer dübelartigen Bewehrung, die im Altbeton verankert wird, sowie einer zement- oder kunststoffgebundenen Haftbrücke hinsichtlich der übertragbaren Schubkräfte nicht untersucht, da sie nicht der üblichen Bauausführung von Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahmen bei Stützen entsprechen. Ebenso wird der Einfluß des relativen Betonalters zum Herstellungszeitpunkt des Verbundes, das nach Pfeffer /54/ wegen des unterschiedlichen Formänderungsverhaltens während der Erhärtungsphase bei Fugen aus arbeitstechnischen Gründen ebenfalls Einfluß auf die Verbundfestigkeit hat, als Einflußparameter nicht untersucht, da zwischen der Herstellung des ursprünglichen Querschnittes und dem Betonieren des Verstärkungsbetons ein wesentlich größerer Zeitraum als bei Arbeitsfugen vergangen ist.

Das Verbundverhalten kraftschlüssig verbundener Betone läßt sich wegen der Abhängigkeit der Schubspannung  $\tau$  von der Verschiebung  $s$  und der senkrecht zur Verbundfläche wirkenden Normalspannung  $\sigma$  nur in einer räumlichen Darstellung umfassend beschreiben. Da die Darstellung des Verbundverhaltens jedoch in der Regel in ebenen  $\tau$ - $\sigma$ -Diagrammen und  $\tau$ - $s$ -Diagrammen erfolgt, kann die Abhängigkeit von dem jeweils anderen Einflußparameter durch eine Kurvenschar erfaßt werden. Diese Kurvenscharen entstehen dabei durch die Projektion des funktionalen Zusammenhanges dieser drei Größen in die dargestellte Ebene für ausgewählte Stellen.

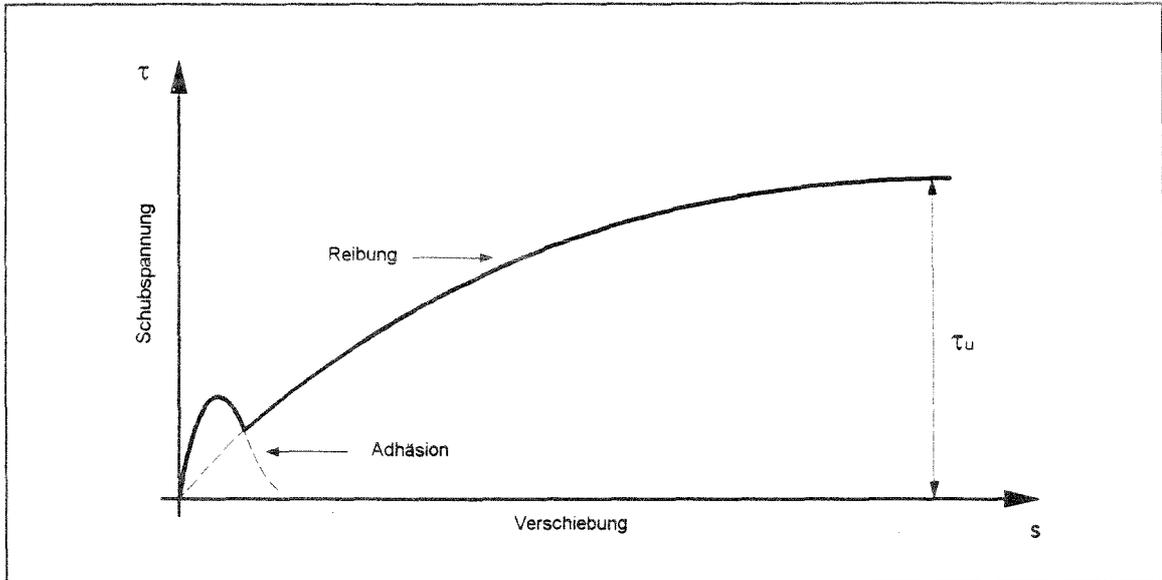


Bild 5.1: Bruchschubspannung  $\tau_u$  in Abhängigkeit von der Normalspannung  $\sigma$  für eine Verschiebung  $s_u$  nach [6].

Für die Bemessung der Schubtragfähigkeit einer Verbundfuge ist jedoch vielfach nur die Beziehung zwischen der maximal übertragbaren Schubspannung  $\tau_u$  und einer gleichzeitig wirkenden Normalspannung  $\sigma$  von Interesse, die für die im Versagenszustand auftretende Verschiebung  $s_u$  in Bild 5.1 qualitativ dargestellt ist. Entsprechend der üblichen Darstellungsform sind dabei die Normaldruckspannungen mit positivem Vorzeichen definiert. Die ausgezogene Kurve beschreibt die zum Verbundversagen führenden Spannungskombinationen von  $\tau$  und  $\sigma$  und hüllt somit die von der Verbundfuge aufnehmbaren Spannungskombinationen ein. Wird die Verbundfuge nur durch eine Zugspannung  $-\sigma$  bei  $\tau_u = 0$  beansprucht, tritt ein Versagen des Verbundes durch Überschreiten der zentrischen Zugfestigkeit ein. Wird die Verbundfuge dagegen durch eine reine Schubbeanspruchung belastet ( $\sigma = 0$ ), ist die Schubtragfähigkeit durch die Größe des Haftverbundes  $\tau_{u,H}$  begrenzt. Diese Schubspannung, die über eine Verbundfuge ohne gleichzeitig senkrecht zur Fuge wirkende Normalspannung übertragen werden kann, wird auch als Adhäsion bezeichnet. Dem weiteren Kurvenverlauf läßt sich entnehmen, daß eine äußere Normaldruckspannung den Absolutwert der Bruchschubspannungen ansteigen läßt. Die Verbundfestigkeit setzt sich in diesem Kurvenbereich aus zwei Anteilen zusammen, der Adhäsion und der Reibung. Der Anstieg der Bruchschubspannung  $\tau_u$  infolge der Normaldruckspannung  $\sigma$  wird vielfach auch durch das Coulombsche Reibungsgesetz mit einer konstanten Reibungszahl angenähert. Wird dieser Ansatz um einen additiven Anteil für den Haftverbund erweitert, kann, wie in Bild 5.1 als gestrichelte Linie eingezeichnet, die Bruchschubspannung  $\tau_u$  als Funktion der senkrecht zur Fugenebene wirkenden Normaldruckspannung  $\sigma$  für die jeweilige maximale Verschiebung  $s_u$  dargestellt werden. Diese Aufteilung der Verbundfestigkeit

in Adhäsion und Reibung wird bei den Ansätzen mit konstanter Reibungszahl unabhängig von der auftretenden Verschiebung beibehalten, obwohl die Adhäsion schon bei vergleichsweise geringen Verschiebungen überwunden wird. Da bei größeren Relativverschiebungen nur noch der Reibungsverbund wirksam ist, bedeutet diese Aufteilung, daß über Reibung übertragene Schubkräfte formal dem Haftverbund bzw. der Adhäsion zugewiesen werden.

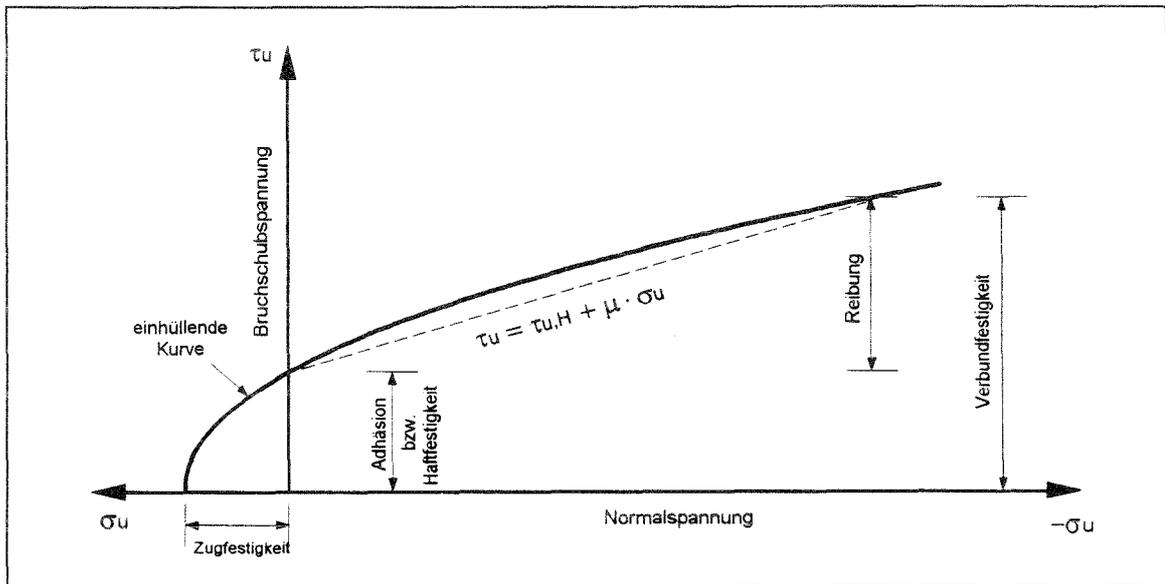


Bild 5.2: Schubspannung  $\tau$  in Abhängigkeit der Verschiebung  $s$  für eine konstante Normalspannung  $\sigma$  nach [6].

Erreicht dagegen die in der Fuge auftretende Relativverschiebung  $s$  nicht die maximale Verschiebung  $s_u$ , dann kann die zu einer gleichzeitig wirkenden Normalspannung  $\sigma$  zugehörige Bruchschubspannung  $\tau_u$  nicht aktiviert werden. Die Schubspannungen zeigen dann, wie in Bild 5.2 dargestellt, eine deutliche Abhängigkeit von den auftretenden Relativverschiebungen. Während die Schubspannung  $\tau$  infolge der Adhäsion schon bei sehr geringen Verschiebungen ( $s \leq 0,02$  mm) aktiviert wird, können die infolge des Reibungsverbundes übertragenen Schubspannungen erst bei größeren Verschiebungen hervorgerufen werden. Um die übertragbaren Schubspannungen  $\tau$  in Abhängigkeit der Relativverschiebung  $s$  beschreiben zu können, muß man diese  $\tau$ - $s$ -Beziehung auch verschiebungsabhängig formulieren. Zur Beschreibung des Verbundspannungsverlaufes als Funktion der Verschiebung werden in der Regel nicht-lineare Funktionen verwendet; für variierende Normaldruckspannungen ergibt sich dann eine Kurvenschar dieser Funktionen.

## 5.2.2 ADHÄSION

Die Adhäsion, die der Verbundfestigkeit bei einer reinen Schubbeanspruchung der Verbundfuge entspricht, wird schon bei sehr geringen Verschiebungen zwischen Alt- und Neubeton erreicht. Die Adhäsion wird neben weiteren Einflußfaktoren von der Rauheit der Oberfläche beeinflusst. Eine wirkungsvolle Rauheit der Betonoberfläche kann durch Verzahnung der Kontaktfläche, das Aufrauen mit einem Nagelrechen sowie durch Sandstrahlen erreicht werden. Die Verzahnungen bzw. die Bearbeitung mit dem Nagelrechen ist jedoch ausschließlich für frische Betonoberflächen geeignet, die planmäßig mit Ortbeton ergänzt werden. Für bereits erhärtete Betonoberflächen, wie sie bei nachträglichen Verstärkungen bzw. Instandsetzungen vorliegen, gilt das Sandstrahlen als die praxisgerechteste Oberflächenbehandlungsmethode. Für die gesandstrahlte Kontaktfläche zwischen Altbetonkörper und dem nachträglich anbetonierten Ortbeton hat Daschner /10/ einen mittleren Adhäsionswert von  $\tau = 1,7 \text{ N/mm}^2$  ermittelt; dieser im Vergleich zu den dreieckverzahnten Oberflächen mit  $\tau = 1,8 \text{ N/mm}^2$  recht hohe Wert wurde durch Extrapolation der Versuchswerte an einem in Bild 5.3 dargestellten Abscherkörper für Normalspannungen  $\sigma > 2 \text{ N/mm}^2$  gewonnen.

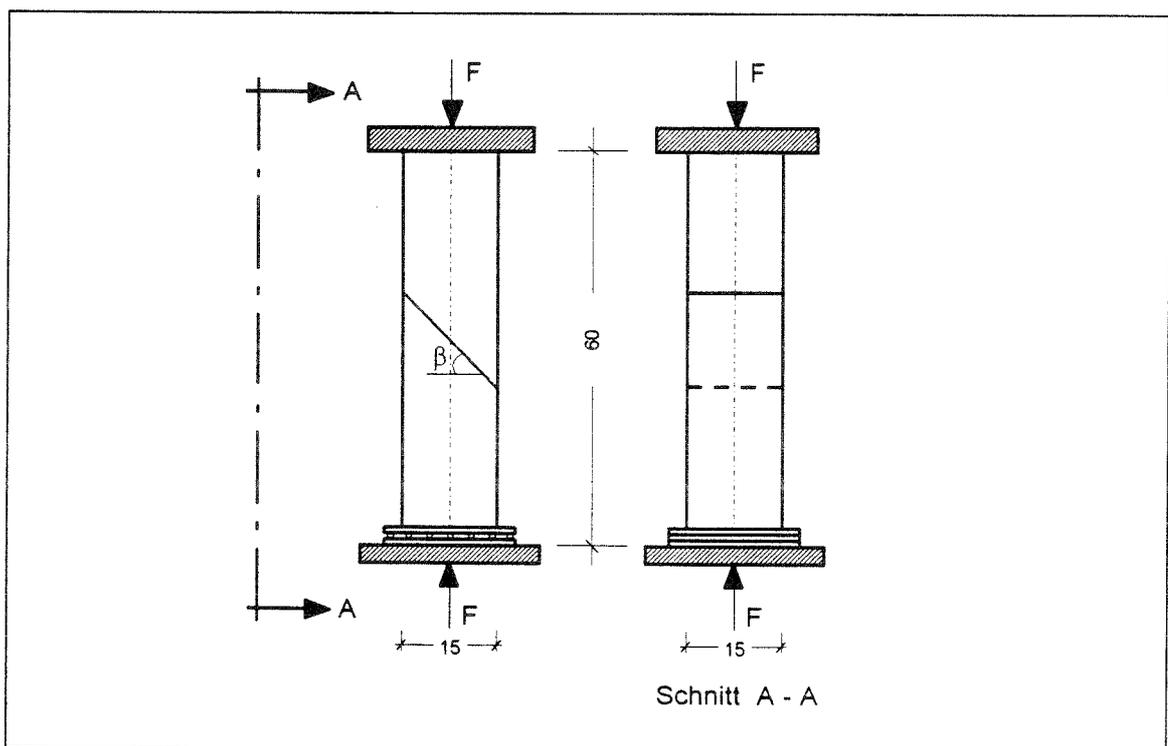


Bild 5.3: Probeform und Belastungsanordnung der Abscherkörper nach Daschner für Normalspannungen  $\sigma > 2 \text{ N/mm}^2$  (aus /10/).

Darüber hinaus wird der Haftverbund von dem Betonierverfahren und der Oberflächenvorbehandlung beeinflusst. Grundsätzlich sind bei der nachträglichen Querschnittsergänzung nur zwei Betonierverfahren einsetzbar, das Anbetonieren sowie die Verwendung von Spritzbeton. Der Einsatz von Spritzbeton bietet jedoch bei Überkopfarbeiten und vertikalen Anschlußflächen große verfahrensmäßige Vorteile. Für das Verbundverhalten der Kontaktfläche zwischen Altbeton und Spritzbeton liegen jedoch nur vereinzelt Untersuchungen vor. Steinwede /77/ ermittelte an nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Platten, deren Oberflächen flammgestrahlt wurden, Werte für den Haftverbund zwischen  $\tau = 1,5$  bis  $1,7$ .

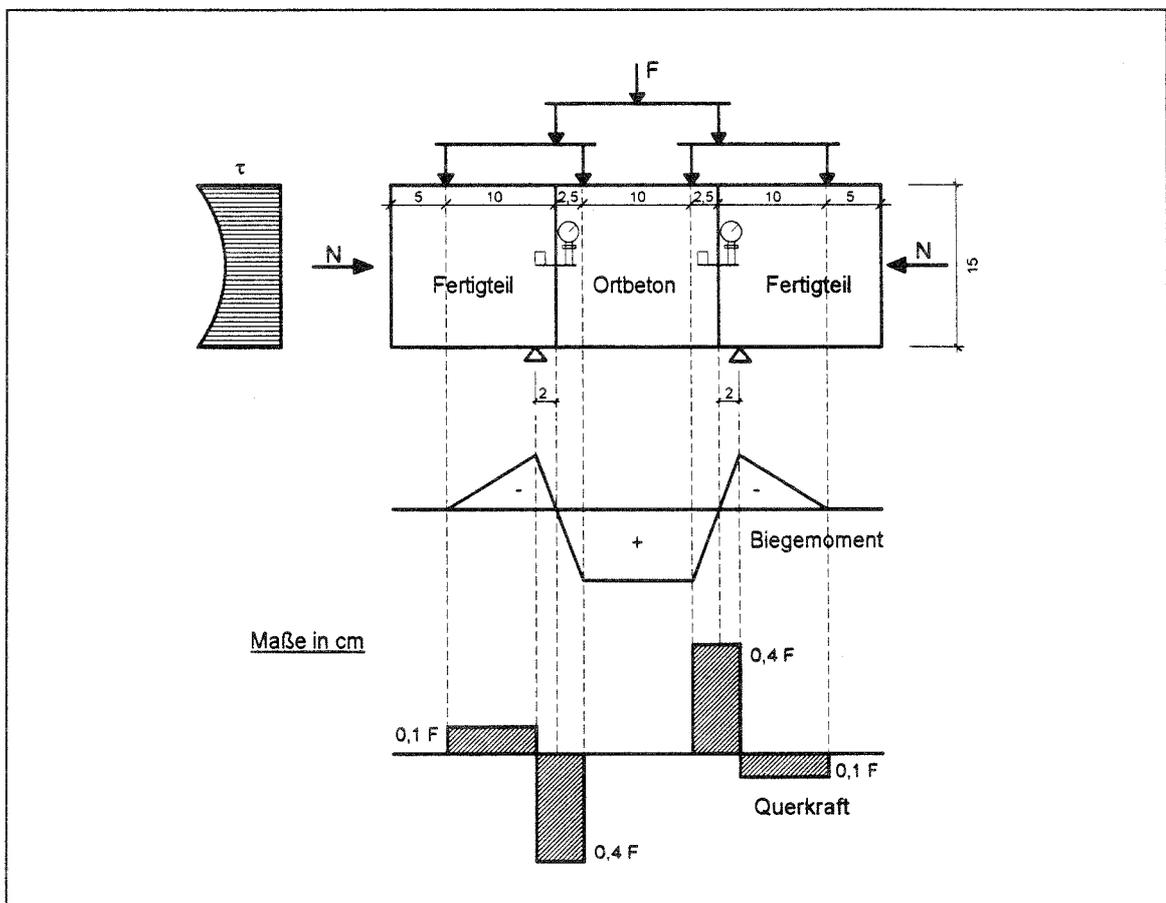


Bild 5.4: Probenform und Belastungsanordnung der Abscherkörper nach Daschner für Normalspannungen  $\sigma < 2 \text{ N/mm}^2$  (aus /10/).

Versuche zum Haftverbund von Spritzbeton und Altbeton in Abhängigkeit der Oberflächenvorbehandlung sind ebenfalls von Rathsack /59/ durchgeführt worden. Die Ergebnisse belegen, daß sich durch eine Grundrauheit, die bereits durch einen einzigen Strahlübergang erreichbar ist, gesicherte Verbundfestigkeiten ergeben; dies gilt

sogar bei vorher verschmutzten Oberflächen. Die für eine kraftschlüssige Verbindung zum Altbeton notwendige Rauheit erfordert nach Untersuchungen von Block /4/ mindestens eine Profilkuppenhöhe  $R_p = 0,6 \text{ mm}$ . Dieser Nachweis der ausreichenden Profilkuppenhöhe kann dabei in Analogie zum Sandflächenverfahren, das jedoch nur für horizontale Anschlußflächen angewendet werden kann, für vertikale Flächen mit einem Zementleim ermittelt werden.

Weitere Versuche zum Schubverbund zwischen Spritzbeton und Ortbeton wurden von Klönne /38/ durchgeführt. Aus Referenzgründen wurde dabei die in Bild 5.4 dargestellte Versuchsanordnung übernommen, die die Simulierung einer reinen Schubbeanspruchung der Fuge weitestgehend ermöglicht. Aus einer Regressionsanalyse ermittelt er dabei einen Wert für die Adhäsion von  $\tau = 2,3 \text{ N/mm}^2$ , der dem Vergleichswert der Bruchschubspannung von  $\tau = 2,5 \text{ N/mm}^2$  für einen monolithischen Probekörper sehr nahe kommt. Diese Versuchswerte können jedoch nicht unmittelbar auf die nachträgliche Verstärkung mit Spritzbeton übertragen werden, da - den speziellen Verhältnissen im Tunnelbau entsprechend - die Schubtragfähigkeit zwischen Spritzbeton als temporäre Sicherung und einer nachträglich kraftschlüssig verbundenen Ortbetonschale untersucht wird. In der Verstärkungspraxis im Hochbau ist jedoch die Betonierfolge genau umgekehrt und erzeugt somit eine andere Fugencharakteristik.

Aufgrund des unterschiedlichen Betonalters bei der Herstellung des Verbundes haben die Randfasern in der Fuge prinzipiell das Bestreben, sich infolge unterschiedlicher Formänderungsgeschwindigkeiten gegeneinander zu verschieben. Die Reißbilder, die sich in einer mit einer älteren Bodenplatte kraftschlüssig verbundenen Wand infolge der zeitabhängigen Vorgänge wie Schwinden und Kriechen ergeben, zeigen, daß die unterschiedlichen zeitabhängigen Vorgänge keinen Einfluß auf den Haftverbund haben.

### 5.2.3 REIBUNG

Nach dem Überschreiten der Haftverbundes können Schubkräfte zwischen Betonoberflächen über den Reibungsverbund übertragen werden. Das Aktivieren des Reibungsverbundes setzt relative Verschiebungen in der Fuge von mindestens rund  $0,02 \text{ mm}$  sowie das Vorhandensein einer äußeren Normalspannung, die senkrecht zur betrachteten Fugenebene wirkt, voraus. Die Größe der über Reibung übertragbaren Schubkräfte kann dabei entweder mit einer für die jeweilige Verschiebung konstanten Reibungszahl oder mit einem verschiebungsabhängigen Ansatz beschrieben werden. Prinzipiell lassen sich die durch eine Verschiebung aktivierten Reibungskräfte auf zwei Ursachen zurückführen. Einerseits werden diese Reaktionskräfte hervorgerufen durch die Mikrorauheit, die die lokale Oberflächenrauheit beschreibt, und andererseits werden sie durch die Makrorauheit der Fuge beeinflusst, die der Grobstruktur der Rei-

bungsoberflächen entspricht. Somit setzt sich die Kraftübertragung infolge des Reibungsverbundes bei aufgerauhten Oberflächen ebenfalls aus zwei Anteilen zusammen, der klassischen Gleitreibung und einem Abscherwiderstand, der auf das Verzahnen der Zuschlagkörner bei der Abscherbewegung zurückzuführen ist und auch mit "aggregate interlock" bezeichnet wird. Da die Bestimmung der Reibungszahl in der Regel an Abscherkörpern experimentell vorgenommen wird und eine Aufteilung der Schubspannungen entsprechend den Anteilen Gleitreibung und Abscheren nicht möglich ist, wird in der Regel nur eine mittlere Reibungszahl angegeben. Wenn auf eine Differenzierung dieser beiden Komponenten verzichtet wird, dann können auch Reibungszahlen  $\mu > 1$  auftreten.

Für den Reibungsverbund zwischen der gesandstrahlten Oberfläche eines Fertigteils und nachträglich ergänztem Ortbeton wird in /10/ eine Reibungszahl von  $\mu = 0,94$  angegeben. Eine noch höhere, mittlere Reibungszahl von  $\mu = 1,26$  wird in den Versuchen von /38/ ermittelt. In beiden Fällen wird der Reibungsverbund näherungsweise durch eine Regressionsgerade der Form  $\tau_R = \mu \cdot \sigma$  beschrieben; diese Formulierung zur Beschreibung des Reibungsverbundes eignet sich wegen der starken Abhängigkeit der Reibungszahl  $\mu$  von der Normalspannung  $\sigma$  in der Regel jedoch nur bei kleinen Relativverschiebungen.

Werden die zum Aktivieren des maximalen Reibungsverbundes notwendigen Relativverschiebungen nicht erreicht oder ist der funktionale Zusammenhang von übertragbarer Schubkraft und Verschiebung von Interesse, ist die Verwendung verschiebungsabhängiger Ansätze vorteilhafter, die in geschlossener Form die Abhängigkeit des Reibungsverbundes von der Relativverschiebung  $s$  und der Normaldruckspannung  $\sigma$  berücksichtigen. Ein entsprechend formulierter Ansatz ist zum Beispiel in den Entwurf zum Eurocode 8, Bauten in Erdbebengebieten, Teil 4 /26/ aufgenommen worden, wobei nach den Verschiebungsgrenzwerten  $2 > s > 0,1$  mm unterschieden wird. Bei einer Relativverschiebung von  $s_u \approx 2$  mm wird die maximal über Reibung übertragbare Schubspannung

$$\tau_{fr,u} = 0,40 \cdot \sqrt[3]{(\beta_{cd})^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (5.1)$$

aktiviert; sie ergibt sich demnach für eine raue Oberfläche in Abhängigkeit von der Betongüte  $\beta_{cd}$  und der einwirkenden Normalspannung  $\sigma_{cd}$ . Bei der Ermittlung der Schubspannung  $\tau_{fr,u}$ , die nach EC 8 auch als Entwurfswert für den Reibungswiderstand im rechnerischen Bruchzustand bezeichnet wird, sind in den Werten für die Betongüte  $\beta_{cd}$  und der Normalspannung  $\sigma_{cd}$  die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen.

Wenn die Relativverschiebung  $s$  den Wert  $s_u$  nicht erreicht, kann die dabei hervorgerufene Schubspannung in Abhängigkeit des Verhältnisses

$$\frac{s}{s_u} = 1,7 \cdot \left[ \left( \frac{\tau_{fr}}{\tau_{fr,u}} \right)^4 - 0,5 \cdot \left( \frac{\tau_{fr}}{\tau_{fr,u}} \right)^3 \right] + 0,05 \quad (5.2)$$

ermittelt werden, sofern die Relativverschiebung  $s > 0,1$  mm ist.

Für Verschiebungen  $s \leq 0,1$  mm ergibt sich die Schubspannung

$$\tau_{fr} = 5 \cdot \tau_{fr,u} \cdot s \quad (5.3)$$

in linearer Abhängigkeit von der auftretenden Verschiebung.

Ein verschiebungsabhängiges Reibungsmodell für eine aufgerauhte Kontaktfläche ist ebenfalls von Tassios/Vassiliou /82/ entwickelt worden. Bis zum Erreichen einer Relativverschiebung  $s = 0,1$  mm nimmt dabei die aktivierte Schubspannung linear zu und bleibt für Verschiebungen  $s > 0,1$  mm konstant. In diesem Bereich ergibt sich für eine Fuge mit aufgerauhter Oberfläche die maximale Schubspannung

$$\tau_{fr,u} = \mu \cdot \sigma \quad (5.4)$$

nur noch in Abhängigkeit der Normalspannung. Die Größe der Reibungszahl

$$\mu = 2,6 \cdot \sigma^{-0,65} \quad (5.5)$$

ist dabei wegen der Potenzfunktion stark von der Normalspannung  $\sigma$  abhängig.

Da in den Versuchen nach /10/ und /38/ bei Auftreten der maximalen Schubspannung Relativverschiebungen von  $s_u \approx 0,08$  mm gemessen wurden, sind die vier Ansätze in Bild 5.5 für diese Verschiebung vergleichend gegenübergestellt. Dargestellt sind dabei die maximal übertragbaren Schubspannungen in Abhängigkeit der Normalspannung

spannung, wobei aber berücksichtigt werden muß, daß der Funktionsverlauf für die Reibungsansätze nach /82/ und /26/ jeweils für Verschiebungen  $s \geq 0,1$  mm entwickelt wurde. Die im Verschiebungsbereich kleiner als 0,1 mm zusätzlich zum Reibungsverbund wirksamen Haftverbundspannungen können mit diesen Ansätzen jedoch nicht erfaßt werden.

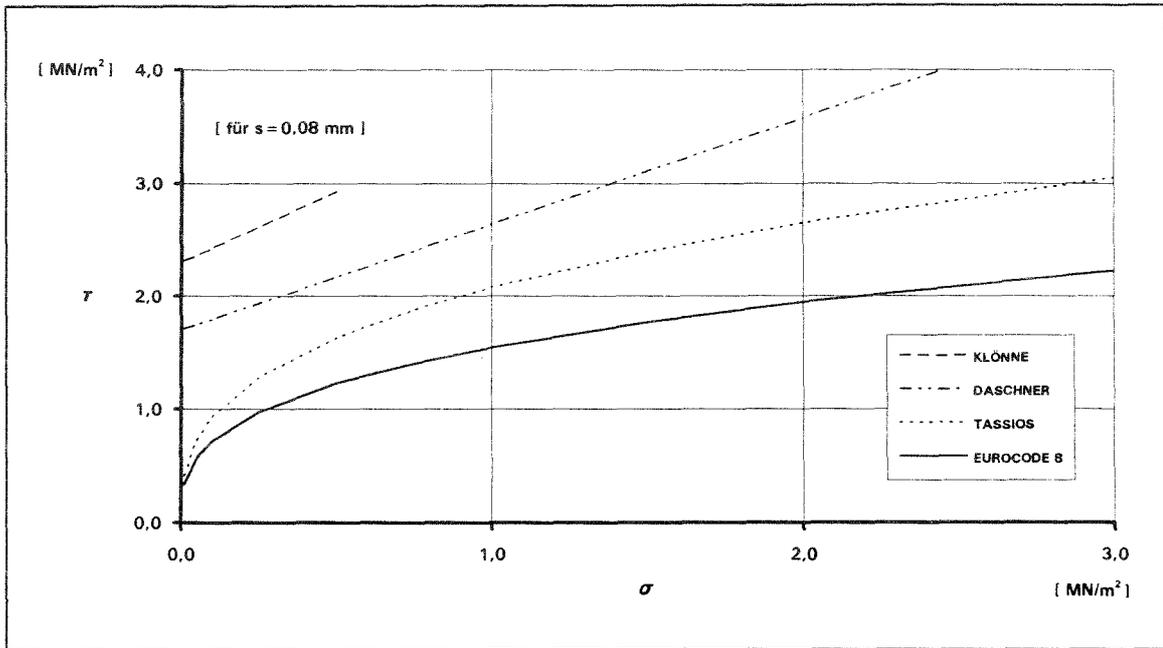


Bild 5.5: Rechenwerte für die übertragbaren Verbundspannungen nach verschiedenen Ansätzen (für  $s \approx 0,08$  mm).

Zusammenfassend ist anzumerken, daß die experimentell ermittelten Reibungszahlen und Haftfestigkeiten sehr stark streuen und großen Unsicherheiten unterliegen, was zum einen in der zufälligen Geometrie der Oberfläche sowie der unterschiedlichen Intensität der Vorbehandlung und zum anderen in den Prüfkörperabmessungen und der Versuchsdurchführung begründet liegt. Darüber hinaus ist festzustellen, daß für die bei einer nachträglichen Verstärkung übliche Fugenbeschaffenheit mit gesandstrahlter Altbetonoberfläche und anschließendem Spritzbetonauftrag keine systematischen Untersuchungen zum Verbundverhalten vorliegen, so daß die Verbundfestigkeiten nur näherungsweise angegeben werden können.

## 5.3 QUERDEHNUNGSBEHINDERUNG INFOLGE UMSCHNÜRUNG

### 5.3.1 ALLGEMEINES

Der traglaststeigernde Einfluß einer Umschnürung ist durch zahlreiche Versuche sowohl an wendelbewehrten als auch an bügelbewehrten vollflächig belasteten Stahlbetonstützen nachgewiesen worden. Die Traglaststeigerung beruht dabei im wesentlichen auf dem Entstehen eines dreiaxialen Druckspannungszustandes, der durch die querdehnungsbehindernde Wirkung der Querbewehrung hervorgerufen wird. Obwohl die mechanischen Ursachen für den Tragfähigkeitszuwachs bei wendel- und bügelbewehrten Stützen prinzipiell gleich sind, darf der zusätzliche Traganteil nach DIN 1045 bisher nur für wendelbewehrte Stahlbetonstützen angesetzt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, sich nur dann ein rechnerischer Zuwachs einstellt, wenn der aus der Wendelbewehrung resultierende Traganteil den Traganteil der im Bruchzustand nicht mehr mittragenden Betonschale übersteigt.

Die traglaststeigernde Wirkung der Querbewehrung kann auch dann nachgewiesen werden, wenn die Belastung nicht über die gesamte Querschnittsfläche, sondern als Teilflächenbelastung erfolgt. Wie in Kapitel 4.3 dargestellt ist, wird dabei die Tragfähigkeitsteigerung in starkem Maße von der Wahl und Anordnung der Querbewehrung beeinflusst. Bei ausschließlich bügelbewehrten monolithischen Querschnitten kann dabei in der Regel davon ausgegangen werden, daß die Tragfähigkeit eines flächengleichen vollflächig belasteten Querschnitts nicht erreicht wird.

Eine Teilflächenbelastung liegt auch bei nachträglich verstärkten Stützen vor, wenn die Ausbildung der Deckenkonstruktion nur eine Belastung über den Altquerschnitt zuläßt. Wie bei monolithischen Stützen kann eine Tragfähigkeitssteigerung nur dann erzielt werden, wenn die Betondruckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich über die einaxiale Druckfestigkeit gesteigert werden kann. Da die Querbewehrung des Altquerschnittes nachträglich nicht mehr verändert werden kann, ist der - für die Traglaststeigerung erforderliche - dreiaxiale Druckspannungszustand nur durch eine im Verstärkungsquerschnitt angeordnete Querbewehrung zu ermöglichen. Das Maß der Querdehnungsbehinderung des Betons und damit auch das Maß der Tragfähigkeitssteigerung wird dabei im wesentlichen vom Querbewehrungsgrad  $\rho_q$  beeinflusst. Über die Tragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich hinaus wird auch das Verbundverhalten zwischen Alt- und Verstärkungsbeton durch die Querbewehrung günstig beeinflusst. Dies gilt insbesondere dann, wenn der Haftverbund überwunden ist und eine Lastübertragung über den Reibungsverbund erfolgt, da die Größe der Schubspannungen von der Größe der senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Druckspannungen abhängt. Somit kann bei hohem Querbewehrungsgrad wegen höherer Schubspannungen eine schnellere Lastüberleitung erfolgen, wodurch einerseits die Länge des St. Venantschen Stör-

bereiches und andererseits auch die Gesamtverformungen der Stütze günstig beeinflusst werden.

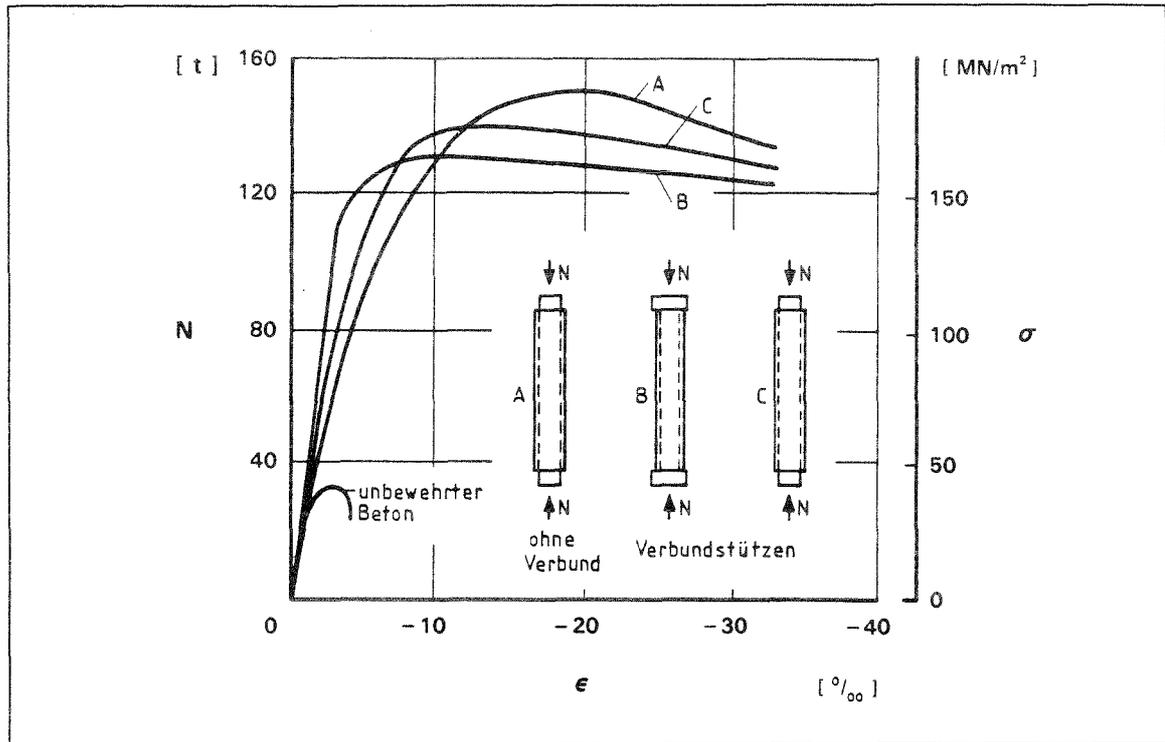


Bild 5.6: Tragverhalten runder ausbetonierter Stahlhohlprofilstützen unter zentrischer Belastung mit und ohne Verbund (aus /64/).

Welchen Einfluß der Verbund prinzipiell auf das Trag- und Verformungsverhalten umschnürter Stützen hat, kann den in Bild 5.1 dargestellten Versuchsergebnissen von Sator et. al. /64/ entnommen werden. Vergleichend gegenübergestellt sind dabei die Versuchsergebnisse an drei runden ausbetonierten Stahlhohlprofilstützen mit unterschiedlicher Lasteinleitung sowie Verbundeigenschaften. Während die Probekörper A und C nur über den Betonquerschnitt belastet werden, wird die Belastung beim Probekörper B über den gesamten Verbundquerschnitt eingeleitet. Bei gleicher Lasteinleitung unterscheiden sich die Probekörper A und C in den Verbundeigenschaften; im Gegensatz zu Körper A ist der Verbund zwischen Beton und Stahlrohr bei der Versuchsstütze C aufgehoben. Unabhängig von den Verbundeigenschaften und der Lasteinleitung kann bei allen Versuchsstützen eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung erreicht werden. Die maximale Traglast stellte sich bei der Versuchsstütze C ohne Verbund ein, bei dem - wegen der nur einaxialen Beanspruchung des Stahlrohres - die aktivierten Querdruckspannungen am größten sind. Deutliche Unterschiede zeigen sich ebenso im Verformungsverhalten der drei Stützen. Aufgrund der größeren Dehn-

steifigkeit der vollflächig belastete Verbundstütze B sind die Verformungen geringer als bei den anderen beiden Stützen, bei denen im Fall der Stütze A das Mittragen des Stahlrohres erst über Verbundspannungen aktiviert werden muß und im Fall der Stütze C der Beton die gesamte Belastung alleine übernehmen muß.

Diesen Untersuchungen kann entnommen werden, daß eine Umschnürungswirkung prinzipiell auch ohne Verbund erzeugt werden kann, die unter Höchstlast auftretenden Verformungen aber in starkem Maße von dem Verbundverhalten beeinflusst werden. Neben grundsätzlichen Anmerkungen zum dreiaxialen Spannungszustand sollen im folgenden geeignete Bemessungsansätze für umschnürte wendelbewehrte und bügelbewehrte Stützen vorgestellt werden.

### **5.3.2 VERFORMUNGSVERHALTEN DES BETONS**

Das Verformungsverhalten und die Festigkeit des unbewehrten Betons werden in erster Linie von den Eigenschaften des Zementsteins, des Zuschlags sowie der Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag bestimmt. Vereinfachend kann der heterogene Werkstoff Beton deshalb als Zweistoffsystem verstanden werden. Wird ein Betonkörper durch einen einaxialen Druckspannungszustand beansprucht, werden bei üblichen Betonen die äußeren Druckkräfte wegen unterschiedlicher Steifigkeit von Matrix und Zuschlag im wesentlichen von dem Zuschlaggerüst als Stützkräfte aufgenommen. Aufgrund der schrägen Stützkrafte entsteht dabei ein räumlicher Spannungszustand, der nicht nur Längs-, sondern auch Querverformungen hervorruft. Überschreiten die Querspannungen die Betonzugfestigkeit bzw. den Haftverbund zwischen Zuschlag und Zementstein, entstehen Mikrorisse im Beton, so daß der Beton ab diesem Belastungsgrad nicht länger als kontinuierliches System betrachtet werden kann. Die anfängliche - durch die Querdehnzahl vorgegebene - Proportionalität zwischen Querdehnung und Längsstauchung geht dabei ebenfalls verloren. Bei weiterer Laststeigerung setzt sich die Ribbildung in die Matrix fort, so daß der Beton zunehmend aus einer Reihe relativ schlanker, senkrecht orientierter Elemente zusammengesetzt ist. Bei einer rd. 70 - 90% der einaxialen Betondruckfestigkeit betragenden kritischen Beanspruchung, die sich in der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie durch ein starkes Abweichen von der Linearität verdeutlichen läßt, nimmt die innere Ribbildung stark zu und die Querdehnungen steigen überproportional an. Der unbewehrte Probekörper versagt bei weiterer Laststeigerung schließlich schlagartig durch ein Abfolge örtlicher Versagen in den durch Risse getrennten Elementen.

Wird ein Betonkörper dagegen mit einer spiralförmigen Querbewehrung oder einer Bügelbewehrung umschnürt, kann die Spannungs-Dehnungs Charakteristik des Betons deutlich verbessert werden. Da die umschnürende Wirkung der Querbewehrung erst

durch zunehmende Verformung des Betonkörpers in Querrichtung hervorgerufen wird, werden in den unteren Laststufen mit geringen Querdehnungen ebenfalls nur geringe Spannungen in der Querbewehrung erzeugt. Aus Gleichgewichtsgründen sind damit auch die auf den Beton wirkenden Querdruckspannungen gering und haben noch keinen Einfluß auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons. Erst wenn sich die Betonspannungen der einaxialen Betondruckfestigkeit annähern und das Betonvolumen infolge der inneren Rißbildung stärker zunimmt, wird von der Querbewehrung eine meßbare Umschnürungswirkung auf den Beton ausgeübt. Je stärker dabei die Querdehnung des Betons durch die Bewehrung behindert wird, desto größer sind auch die auf den Beton einwirkenden Querdruckspannungen. Dieser seitliche Widerstand verzögert dann bei Belastungssteigerung die weitere innere Rißbildung und verursacht eine Tragfähigkeitssteigerung, da das örtliche Versagen ebenfalls verzögert wird. Da mit den Querdruckspannungen die innere Rißbildung und damit das Abweichen von der Linearität der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie verzögert wird, stimmen auch die Spannungsdehnungslinien von unbewehrten und umschnürten Beton nicht länger überein.

### **5.3.3 DREIAXIALE BETONDRUCKFESTIGKEIT**

#### **5.3.3.1 ALLGEMEINES**

Die Druckfestigkeit des Betons ist in starkem Maße von dem Verhältnis der drei Hauptspannungen zueinander abhängig. Bei mehraxialer Druckbeanspruchung ist dabei die Druckfestigkeit des Betons immer größer als die einaxiale Betondruckfestigkeit, wobei die Größe des Spannungszuwachses im wesentlichen von dem jeweiligen Spannungsverhältnis  $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$  abhängig ist. Um den Spannungszuwachs in Richtung der Hauptspannung  $\sigma_1$  bei ungleichen Querdruckspannungen  $\sigma_2 \neq \sigma_3$  angeben zu können, können entweder empirische Gleichungen oder bruchmechanische Modelle verwendet werden. Da Versuche zum dreiaxialen Druckspannungszustand jedoch einen hohen versuchstechnischen Aufwand erfordern, existieren nur relativ wenige Versuchsergebnisse, deren Vergleich zudem durch materialbedingte Einflußparameter wie z.B. die Größe und die Art der Zuschlagstoffe und prüftechnische Einflüsse wie die Probekörperabmessungen oder die Maschinencharakteristik erschwert wird. Aus Versuchen hergeleitete Formulierungen zur Ermittlung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit beschränken sich aus diesem Grund auf ausgewählte Hauptspannungskombinationen. Um die dreiaxiale Betondruckfestigkeit  $\sigma_1$  jedoch in Abhängigkeit der Querdruckspannungen  $\sigma_2, \sigma_3$  für beliebige Verhältnisse  $\sigma_2 : \sigma_3$  ermitteln zu können, ist die Verwendung bruchmechanischer Modelle vorteilhaft. Zur Anwendung der theoretischen Modelle z.B. von Willam/Warnke /94/ oder Podgorski /56/ wird dabei eine nur vergleichsweise geringe Anzahl einfach durchzuführender Versuche benötigt, mit denen die Modellkonstanten festgelegt werden. Nach Festlegung dieser Konstanten

können die zum Versagen führenden Spannungskombinationen für beliebige Querdruckbeanspruchungen ermittelt werden.

Für die Berechnung umschnürter Stützen werden neben den Kenntnissen über das Bruchverhalten des Betons unter dreiaxialem Druckspannungszustand  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  insbesondere Bemessungsgrundlagen für den Spezialfall  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  benötigt. Dieser Spannungszustand liegt zum Beispiel bei quadratischen Stützen mit quadratischer Bügelbewehrung sowie bei runden Stützen mit Wendelbewehrung bzw. ringförmiger Bewehrung bei gleichen Querbewehrungsgraden in x- und y-Richtung vor. Da der versuchstechnische Aufwand zur Untersuchung dieses Spannungsverhältnisses wegen des Wegfalls der dritten - unabhängig von den anderen Hauptspannungen zu steuernden - Hauptspannung vergleichsweise gering ist, liegen für diese Spannungszustände zahlreiche Versuchsergebnisse vor. So setzt sich nach Versuchen von Richart/Brandtzaeg/Brown /60/ die Hauptdruckspannung

$$\sigma_1 = \sigma_0 + 4,1 \cdot \sigma_3 \quad (5.6)$$

aus der einaxialen Betondruckfestigkeit  $\sigma_0$  und einem additiven Anteil zusammen, der den - durch die Querdruckspannungen  $\sigma_2 = \sigma_3$  verursachten - Spannungszuwachs in Richtung der Hauptdruckspannung  $\sigma_1$  berücksichtigt. Durch die Darstellung der - für variierende Querdruckspannungen  $\sigma_2 = \sigma_3$  ermittelten - Versuchsergebnisse in Mohrschen Spannungskreisen läßt sich danach in dem untersuchten Spannungsbereich die Kurve der Spannungs-Grenzzustände durch eine lineare Beziehung annähern, wobei die Steigung dieser Ersatzfunktion mit k bezeichnet wird.

Die Bruchhypothese von Mohr ist zur Beschreibung der zum Versagen führenden Spannungskombinationen bei beliebigem dreiaxialen Druckspannungszustand nicht geeignet. Das liegt im wesentlichen daran, daß die Grenzspannungszustände nur von der größten und der kleinsten Hauptspannung, nicht jedoch von der mittleren Hauptspannung beeinflußt werden. Diese Annahme ist durch zahlreiche Versuche widerlegt worden. Weil die mittlere Hauptspannung nach dieser Schubspannungshypothese ohne Einfluß auf die kritischen Spannungszustände ist, können die Spannungskombinationen jedoch in ebenen Diagrammen dargestellt werden. Dabei müssen diese kritischen Spannungszustände eine gemeinsame Einhüllende haben, die für jedes Material versuchsmäßig bestimmt werden muß. Die Einhüllende weist dabei in der Regel mit zunehmendem Querdruck auch eine zunehmende Krümmung auf. Wird - wie in Bild 5.7 dargestellt - die Einhüllende abschnittsweise durch eine Gerade angenähert, kann der Steigungswinkel

$$\sin \vartheta = \frac{\left[ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_0}{2} \right]}{\left[ \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_0}{2} \right]} \quad (5.7)$$

in Abhängigkeit der Hauptspannungen ausgedrückt werden. Die Steigung der Ersatzgeraden entspricht dabei der Wirksamkeit der Querdruckspannung. Wird Gleichung (5.7) umgeformt, läßt sich die Hauptdruckspannung

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \frac{1 + \sin \vartheta}{1 - \sin \vartheta} \cdot \sigma_3 = \sigma_0 + \tan^2(45 + \vartheta/2) \cdot \sigma_3$$

in Abhängigkeit von der Querdruckspannung darstellen. Diese Darstellungsform kann bei konstantem Steigungswinkel  $\vartheta$  in die Form

$$\sigma_1 = \sigma_0 + k \cdot \sigma_3 \quad (5.8)$$

überführt werden, bzw. in der üblicheren Schreibweise

$$\beta_{cc} = \beta_c + k \cdot \sigma_3 \quad (5.9)$$

dargestellt werden, wobei  $\beta_c$  der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit entspricht.

Wie ein Vergleich mit Gleichung (5.8) zeigt, kann damit der aus der Mohrsche Bruchhypothese abgeleitete Ansatz für den Spannungszustand  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  empirisch bestätigt werden. Die Annahme eines konstanten Faktors  $k$  bzw. der konstanten Steigung der Ersatzgeraden steht jedoch im Widerspruch zu der - mit steigendem Querdruck - zunehmenden Krümmung der Mohrschen Einhüllenden. Wegen des Einflusses des Spannungsniveaus auf die Krümmung bleibt diese Darstellungsform somit auf den Bereich geringer Querdruckspannungen beschränkt. Für höhere Querdruckspannungen ist prinzipiell eine querdruckabhängige Funktion vorzuziehen, da sich der Spannungszustand für Querdrücke  $\sigma_3 \rightarrow \infty$  dem hydrostatischen Spannungszustand  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  annähert und der Faktor  $k$  damit formal den Wert Eins annehmen muß.

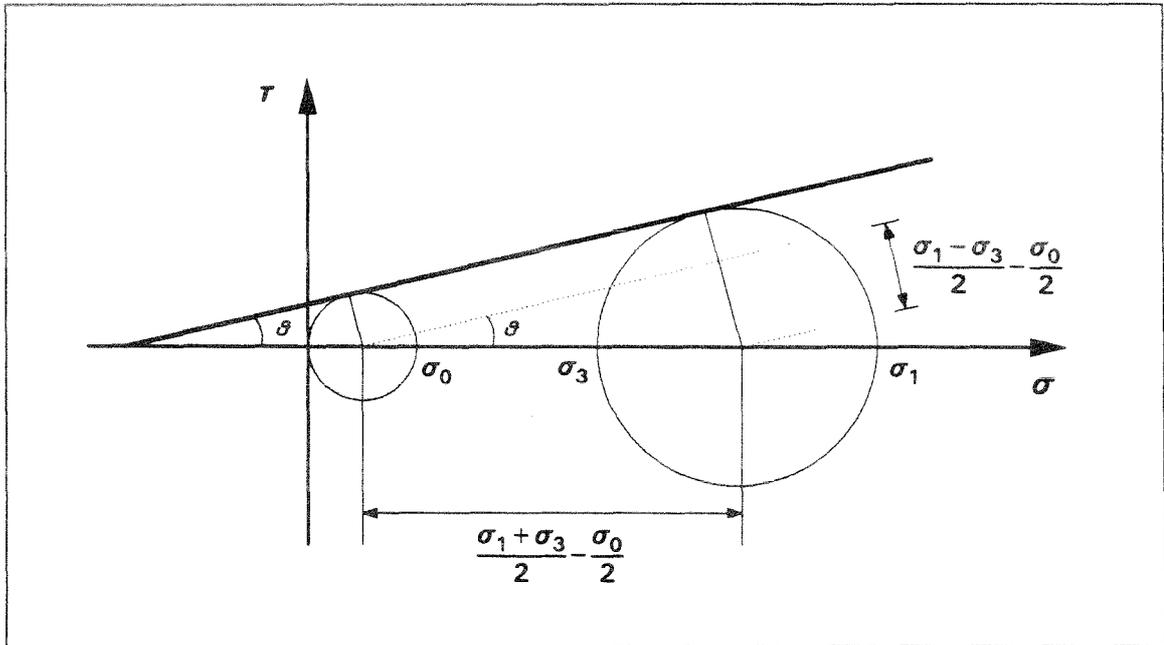


Bild 5.7: Annäherung des Kurvenverlaufes der Mohrschen Einhüllenden durch eine Ersatzgerade (aus /44/).

### 5.3.3.2 WENDELBEWehrte STÜTZEN

Untersuchungen von Richart/Brandtzaeg/Brown /61/ zeigen, daß die aus Dreiaxialversuchen hergeleitete Beziehung (5.6) zwischen Querdruck  $\sigma_3$  und dem Spannungszuwachs mit  $k = 4,1$  auch für spiralbewehrte Druckglieder Gültigkeit besitzt. Der Querdruck wird in diesem Fall jedoch nicht als Flüssigkeitsdruck aufgebracht, sondern entwickelt sich infolge der querdehnungsbehindernden Wirkung der Spiralbewehrung belastungsabhängig als passiver Querdruck. Eine geringere Wirksamkeit der Querbewehrung stellen Burdette/Hilsdorf /5/ in ihren Versuchen an zylindrischen Probekörpern fest, die mit teflonbeschichteten Stahlbändern umschnürt wurden. Als Bruchkriterium für Beton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung geben sie die Gleichung

$$\beta_{cc} = \beta_c + 3,5 \cdot \sigma_3$$

an. Weitere Versuche zur Bestimmung eines funktionalen Zusammenhanges zwischen Querdruck und Spannungszuwachs sind von Martinez/Nilson/Slate /43/ durchgeführt worden. Zusätzlich zum Bewehrungsgrad der Umschnürungsbewehrung und den Körperabmessungen ist dabei der Einfluß der Betondruckfestigkeit auf den Festigkeitsanstieg untersucht worden. Im Rahmen der untersuchten Betondruckfestigkeiten mit  $\beta_{c0} \approx 70 \text{ MN/m}^2$  konnte festgestellt werden, daß der Spannungszuwachs nahezu unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist, und somit nur von der Größe der effek-

tiven Umschnürungsspannung bestimmt wird. Für zylindrische wendelbewehrte Stützen ergibt sich die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = 0,85 \cdot \beta_c + 4,0 \cdot \sigma_3 \cdot \left[ 1 - \frac{s_W}{d_c} \right] \quad (5.10)$$

in einer mit (5.9) vergleichbaren Form, wobei jedoch der Spannungszuwachs proportional zur effektiven Umschnürungsspannung formuliert ist. Mit der effektiven Umschnürungsspannung wird dabei berücksichtigt, daß sich ein homogener Spannungszustand erst nach räumlicher Ausbreitung der linienförmig eingeleiteten Umschnürungskräfte einstellt. Da die an unbewehrten Vergleichskörpern ermittelte einaxiale Betondruckfestigkeit  $\beta_{c0}$  nur 85% der am Standard-Prüfzylinder ermittelten Zylinderdruckfestigkeit  $\beta_c$  beträgt, ist zudem in (5.10) ein Abminderungsfaktor eingeführt worden.

Menne /44/ nähert die Ergebnisse aus Dreiaxialversuchen verschiedener Versuchsprogramme durch die Funktionen

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 1 + 4,6 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c} \quad (5.11)$$

für Spannungsverhältnisse  $0 \leq \frac{\beta_{cc}}{\beta_c} \leq 5$ , und

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 2,5 + 2,9 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c}$$

für Spannungsverhältnisse zwischen 5 und 10, an. Da die Querdruckspannungen bei wendelbewehrten Druckgliedern nicht gleichmäßig, sondern näherungsweise ringförmig eingetragen werden, muß die räumliche Ausbreitung berücksichtigt werden. Wird dabei für den Bruchzustand von einer Ausbildung von parabelförmigen Bögen zwischen den Wendeln ausgegangen, so ist der zwischen den Parabelkronen verbleibende effektiv umschnürte Kerndurchmesser vom dem Ausstrahlungswinkel abhängig. Bei einem Ausstrahlungswinkel  $\theta = 45^\circ$  verliert die Umschnürung erst bei einem - dem doppelten Kerndurchmesser  $d_c$  entsprechenden Wendelabstand  $s_W$  - ihre Wirksamkeit, wogegen ein Winkel von  $\theta = 26,5^\circ$  die Umschnürung bereits bei  $s_W = d_c$  unwirksam werden läßt. Damit läßt sich unter Verwendung von (5.11) die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 1 + 4,6 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c} \left( 1 - \frac{s_W}{d_c} \right)$$

für wendelbewehrte Druckglieder ermitteln.

Eine vergleichende Auswertung von Dreiaxialversuchen und Versuchen an umschnürten Stützen zur Wirksamkeit  $\nu$  der Querdruckspannung ist von Müller /47/ durchgeführt worden. Läßt sich für Dreiaxialversuche die Wirksamkeit  $\nu$  der Querdruckspannung aus der Beziehung

$$\beta_{cc} = \beta_c + 2 \cdot \nu \cdot \sigma_3 \quad (5.12)$$

ermitteln, so kann die Wirksamkeit  $\nu$  der Querdruckspannung für Stützenversuche aus der Gesamttraglast

$$N_u = A_{cn} \cdot \left( 1 - \frac{(s_W - d_{sW})}{2} \right)^2 \cdot \left( \beta_{c0} + \nu \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{sW}}{A_c} \right) + A_{sL} \cdot \beta_{sL} \quad (5.13)$$

der umschnürten Stütze errechnet werden, wobei mit  $\beta_{c0}$  die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons bezeichnet wird, die rund  $0,8 \cdot \beta_c$  entspricht. Da die Ganghöhe der Wendel nicht vernachlässigbar klein ist und da die Querpressung somit konzentriert eingeleitet wird, kann jedoch nicht mehr von einem über den Kernquerschnitt homogenen Spannungszustand ausgegangen werden. Aus diesem Grund wird in Gleichung (5.13) die Gesamttraglast der umschnürten Stütze auf der Grundlage eines wirksamen Kernquerschnittes ermittelt. Der von der Querbewehrung verursachte Querdruck  $\sigma_3$

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot Z_W}{d_c \cdot s_W} = \frac{2 \cdot A_{sW} \cdot \beta_{sW}}{d_c \cdot s_W} \quad (5.14)$$

ergibt sich nach der Kesselformel aus der Gleichgewichtsbetrachtung zwischen dem Querdruck und der Stahlzugkraft  $Z_W$ . Wird zudem das Volumen der Wendel auf die Ganghöhe  $s_W$  der Wendel bezogen, ergibt sich die Querschnittsfläche

$$A_W = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_{sW}}{s_W}$$

im Horizontalschnitt. Damit kann Gleichung (5.14) umgeformt werden und unter Berücksichtigung der Kernquerschnittsfläche  $A_c$  kann der Querdruck

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c}$$

in Abhängigkeit der Querschnittsflächen von Querbewehrung und Beton-Kernquerschnitt dargestellt werden.

Wird die nach Gleichung (5.12) und (5.13) ermittelte Wirksamkeit  $\nu$  über dem Querdruck  $\sigma_3$  aufgetragen, läßt sich das mittlere Verhalten durch die Exponentialfunktion

$$\nu = 3,25 \cdot e^{-0,125 \cdot \sqrt[4]{10 \cdot \sigma_3}} \quad (5.15)$$

beschreiben, wobei die Querdruckspannung in  $\text{MN/m}^2$  einzusetzen ist. Mit dieser bis zu Querpressungen von  $500 \text{ MN/m}^2$  gültigen Beziehung wird zudem die zunehmende Abweichung von Linearität berücksichtigt, da die Wirksamkeit  $\nu$  in Abhängigkeit der Querbewehrung angegeben wird. Für Querdruckspannungen  $\sigma_3 \rightarrow \infty$  liefert die Funktion (5.15) jedoch nicht den theoretischen Grenzwert Eins, so daß in diesem Bereich andere Ansätze verwendet werden sollten.

Da die Auswertung der Stützenversuche im Gegensatz zu den Versuchen von Martinez/Nilson/Slate /43/ eine Abhängigkeit der Wendelwirksamkeit von der Betongüte zeigte, wird zusätzlich ein Faktor

$$k_\beta = 1 + \frac{\beta_c - 20}{100} \geq 1$$

eingeführt, mit dem die höhere Wendelwirksamkeit bei hohen Betongüten erfaßt werden kann.

Da die Berechnungsformel für die Kurzzeittragfähigkeit nicht knickgefährdeter, umschnürter Druckglieder unter zentrischer Belastung nach Gleichung (5.13) als Bemessungsvorschrift zu unbequem ist, schlägt Müller die aus (5.13) abgeleitete, vereinfachte Gleichung

$$N_u = A_{cn} \cdot \left[ \beta_{c0} + 1,7 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c} \right] + A_{sL} \cdot \beta_{SL} \quad (5.16)$$

vor, mit der die Tragfähigkeit für übliche Bewehrungsgehalte und Querschnittsabmessungen hinreichend genau ermittelt werden kann. Die in Analogie zu der bekannten Additionsformel aufgebaute Bemessungsgleichung (5.16) bildet in abgewandelter

Form auch die Grundlage der Bemessungsvorschrift für umschnürte Druckglieder in DIN 1045.

### 5.3.3.3 BÜGELBEWEHRTE STAHLBETONSTÜTZEN

Zahlreiche Versuche an bügelbewehrten Stahlbetonstützen haben gezeigt, daß die Spannungs-Dehnungs-Charakteristik des Betons auch durch eine quadratische oder rechteckige Bügelbewehrung deutlich verbessert werden kann. An diesen Versuchen läßt sich jedoch auch feststellen, daß quadratische oder rechteckige Bügel den Beton nicht so effektiv umschnüren wie ringförmige Bügel oder eine Wendelbewehrung. Die Ursache für die bei gleichem Querbewehrungsgrad geringere Wirksamkeit der Umschnürung liegt dabei in der Einleitung der Umschnürungsspannungen begründet. Während die - infolge der Querdehnungsbehinderung entstehenden - Umschnürungsspannungen bei einer Wendelbewehrung linienförmig entlang des Kernumfanges eingeleitet werden, kann bei bügelbewehrten Stützen die Umschnürungswirkung nur in den Bügelecken erzeugt werden. Eine linienförmige über die Kernquerschnittsseite konstante Spannungseinleitung ist dabei nicht möglich, da die Biegesteifigkeit der Querbewehrung nicht ausreichend ist, um die Ausdehnung des Betons entlang der gesamten Bügelseite zu behindern. Somit sind bei bügelbewehrten Stützen nur die Eckbereiche und eine Fläche in Querschnittsmitte effektiv umschnürt, deren Größe vom Verlauf der Druckbögen abhängig ist.

Wie bei zylindrischen Stützen wird dabei eine mögliche Tragfähigkeitssteigerung neben dem Querbewehrungsgrad von dem Verhältnis der effektiv umschnürten Fläche zur Kernquerschnittsfläche sowie bei monolithischen Stützen zusätzlich von dem Verhältnis der Kernquerschnittsfläche zur Gesamtquerschnittsfläche bestimmt. Das Flächenverhältnis von Kernquerschnitt zum Gesamtquerschnitt ist dabei deshalb von Bedeutung, weil die Betonüberdeckung bei den zum vollständigen Aktivieren des dreiaxialen Druckspannungszustand notwendigen hohen Längsstauchungen nicht mehr mitträgt und dieser Traganteil vom Kernquerschnitt zusätzlich übernommen werden muß.

Versuche von Roy/Sozen /62/ zeigen, daß bei ungünstiger Bewehrungsanordnung und geringen Körperabmessungen eine Steigerung der Tragfähigkeit nicht erreicht werden kann. Die Duktilität bzw. das Verformungsvermögen umschnürter Stützen unterscheidet sich in jedem Fall deutlich von dem Verformungsvermögen nicht umschnürter Stützen. Das durch den Flächeninhalt unter der Spannungsdehnungslinie beschriebene Verformungsvermögen nimmt dabei aufgrund des flacheren Entlastungsastes der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie für umschnürten Beton wesentlich zu.

Mit den Ergebnissen anderer Versuchsprogramme mit bügelbewehrten Stützen z.B. Park et. al. /51/, Soliman/Yu /72/, Burdette/Hilsdorf /5/, Stöckl /79/ kann jedoch

eine Tragfähigkeitssteigerung belegt werden. Für die Versuche von Park et. al. ergibt sich dabei ein Verhältniswert

$$K = 1 + \frac{\rho_q \cdot \beta_{Sq}}{\beta_c} \quad (5.17)$$

mit dem das Verhältnis von dreiaxialer zu einaxialer Betondruckfestigkeit beschrieben wird. Der Spannungszuwachs ist dabei proportional zum Querbewehrungsgrad  $\rho_q$ , der als das Verhältnis von Querbewehrungsfläche zur eingeschlossenen Betonquerschnittsfläche definiert ist, und der Stahlspannung  $\beta_{Sq}$  der Querbewehrung, für die vereinfachend von dem Erreichen der Streckgrenze ausgegangen werden kann. Um den in Gleichung (5.17) berücksichtigten Spannungszuwachs bügelbewehrter Stützen mit dem Spannungszuwachs bei wendelbewehrten Stützen zu vergleichen, wird die auf Versuchen von Richart et. al. beruhende Gleichung (5.6) umgeformt. Da der Querdruk  $\sigma_3$  proportional zum Querbewehrungsgrad  $\rho_q$  ist, kann die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = \beta_c + 2,05 \cdot \rho_q \cdot \beta_{Sq} \quad (5.18)$$

unter Verwendung der Kesselformel als Funktion von Querbewehrungsgrad und Stahlspannung angegeben werden. Der Vergleich von (5.17) mit (5.18) zeigt, daß bei gleichem Querbewehrungsgrad die Umschnürungswirkung bei bügelbewehrten Stützen nur ungefähr halb so groß ist wie bei wendelbewehrten Stützen.

Dagegen zeigen die Versuche von Soliman/Yu, daß der Querbewehrungsgrad als einziger Parameter neben der Stahlgüte zur Beschreibung der Spannungszuwachses nicht ausreichend ist. Der Umschnürungseffekt bei Vergrößerung der Querschnittsfläche der Querbewehrung wird demnach zwar erhöht, aber nicht proportional zur Zunahme des Querbewehrungsgrades. Von besonderer Bedeutung ist weiterhin der Bügelabstand, wobei mit Zunahme des Abstandes die Umschnürungswirkung nachläßt.

Eine deutliche Nichtlinearität zwischen dem Querbewehrungsgrad  $\rho_q$  und dem Spannungszuwachs zeigen auch die Versuche von Burdette/Hilsdorf. Als weitere Ergebnisse der Untersuchungen kann einerseits festgestellt werden, daß zusätzliche Zwischenstäbe einen Spannungszuwachs erzeugen und andererseits, daß die Biegesteifigkeit der Bügel im Rahmen üblicher Bügeldurchmesser nahezu keinen Einfluß auf die Einleitung der Umschnürungskräfte besitzt.

Neben einem Anstieg der Tragfähigkeit läßt sich an den Versuchen von Stöckl der Einfluß der Bügelverankerung und der Betongüte qualitativ ablesen. Während bei

hochfestem Beton die Verankerung der Bügel nahezu ohne Einfluß auf die Umschnüpfungswirkung blieb, konnte bei einem Beton niedriger Güte im Gegensatz zu den geschweißten Bügeln für hakenverankerte Bügel keine umschnürende Wirkung mehr festgestellt werden. Der Spannungszuwachs fiel zudem bei der höheren Betongüte spürbar größer aus.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß das Spannungs-Dehnungs-Verhalten und insbesondere der Tragfähigkeitszuwachs bei bügelbewehrten Stützen ungleich schwieriger als bei wendelbewehrten Stützen zu erfassen ist. Der Grund dafür liegt in der Tatsache, daß die Tragfähigkeitssteigerung nicht mehr direkt proportional zum Querbewehrungsgrad ist, sondern von weiteren Parametern beeinflusst wird. Umfassende Modelle, die neben dem Querbewehrungsgrad insbesondere die Anordnung der Quer- und Längsbewehrung sowie den Einfluß der Querschnittsabmessungen auf die Tragfähigkeitssteigerung berücksichtigen, werden im folgenden dargestellt.

#### **5.3.4 VERSCHIEDENE BEMESSUNGSANSÄTZE FÜR UMSCHNÜRTE STAHLBETONSTÜTZEN**

Ein analytisches Modell zur Bestimmung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens umschnürter bügelbewehrter Stahlbetonstützen ist von Sheikh/Uzumeri /70/,/71/ entwickelt worden. Im Gegensatz zu anderen Bemessungsansätzen, bei denen in der Regel nur der Einfluß des Volumenverhältnisses sowie der Stahlgüte der Querbewehrung auf die dreiaxiale Betondruckfestigkeit und das Verformungsverhalten berücksichtigt werden, ist dieser Ansatz zusätzlich um den Einfluß des Bügelabstandes sowie der Anordnung und Verteilung der Längsbewehrung erweitert worden. Da diese Einflußparameter das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des zwischen den äußeren Bügeln eingeschlossenen Kernbetons bestimmen, haben Sheikh/Uzumeri eine variable - in Abhängigkeit dieser Parameter formulierte - Spannungsdehnungslinie entwickelt. Der Verlauf dieser Spannungsdehnungslinie für umschnürten Beton ist in Bild 5.8 dargestellt.

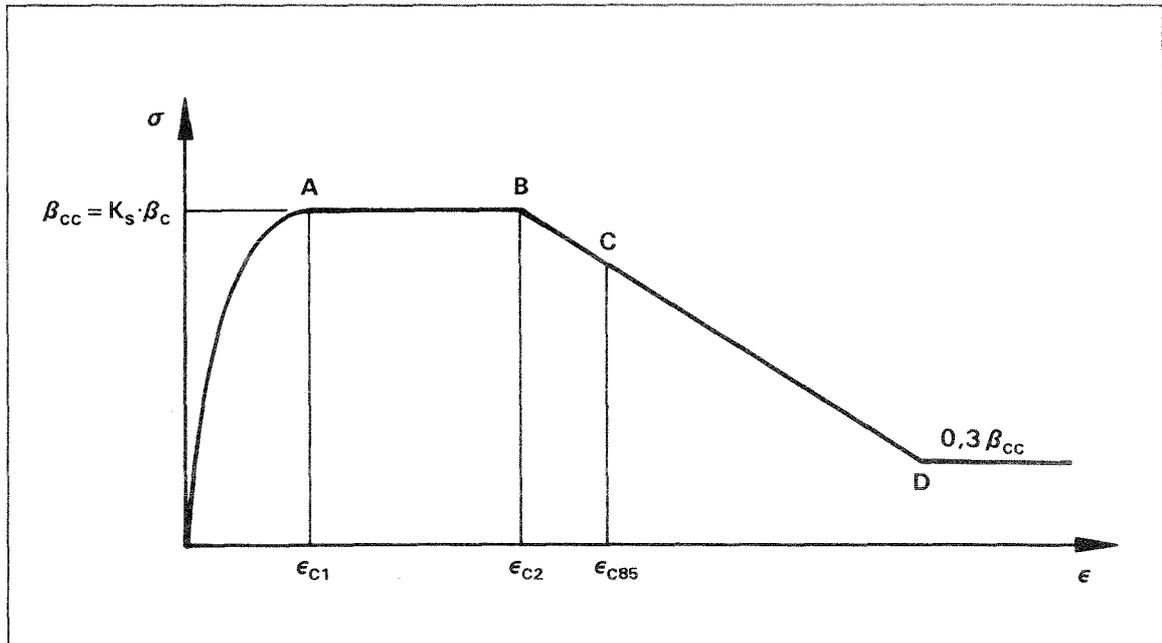


Bild 5.8: Spannungsdehnungslinie für umschnürten Beton nach /71/.

Diese Kurve läßt sich dabei prinzipiell in drei Bereiche unterteilen. Der Abschnitt OA wird durch eine Parabel zweiter Ordnung beschrieben, wobei sich der Punkt A als Schnittpunkt der dreiaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_{cc}$  und der Dehnung  $\epsilon_{c1}$  ergibt. Da sich der aus der Querdehnungsbehinderung resultierende Querdruck erst belastungsabhängig aufbaut, entsprechen sich die Anfangssteigungen sowie der anfängliche Verlauf der Spannungsdehnungslinien des umschnürten und des unbewehrten Betons. Die Gerade AB liegt als zweites Teilstück der Kurve zwischen den Punkten  $\epsilon_{c1}$  und  $\epsilon_{c2}$ , wobei dieser Funktionsabschnitt die durch die Querbewehrung ermöglichte Duktilitätssteigerung verdeutlicht. Dabei bezeichnen  $\epsilon_{c1}$  die zur dreiaxialen Betondruckfestigkeit zugehörige minimale Dehnung und  $\epsilon_{c2}$  die ebenfalls zu dieser Spannung zugehörige maximale Dehnung. Der dritte Bereich BC kennzeichnet das Spannungs-Dehnungsverhalten zwischen  $\epsilon_{c2}$  und  $\epsilon_{c85}$  auf dem Entlastungsgast, wobei  $\epsilon_{c85}$  die zum 85%-Wert der maximalen Spannung zugehörige Dehnung ist. Für den weiteren Kurvenverlauf des Entlastungsgastes über den Punkt C hinaus, wird die Gerade zwischen den Punkten B und C bis zum Punkt D verlängert, an dem die Spannung noch  $0,3 \cdot \beta_{cc}$  beträgt. Der Verlauf zwischen C und D sowie der nach Punkt D anschließende horizontale Verlauf sind jedoch nicht durch Versuchswerte bestätigt. Zur vollständigen Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens umschnürter Stützen ist somit die Kenntnis der vier Werte  $\beta_{cc}$ ,  $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{c2}$  und  $\epsilon_{c85}$  erforderlich.

Die Ermittlung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit sowie der Duktilitätssteigerung infolge der Umschnürungswirkung erfolgt dabei auf der Grundlage der "effektiv um-

schnürten" Fläche. Dadurch kann dieser Ansatz bei beliebiger Anordnung der Quer- und Längsbewehrung angewendet werden. Als effektiv umschnürt werden nach dieser Modellvorstellung diejenigen Stützenbereiche bezeichnet, in denen entsprechend der räumlichen Ausbreitung der Querdruckspannungen ein dreiaxialer Druckspannungszustand entsteht. Sie unterscheiden sich damit von dem nicht effektiv umschnürten Restquerschnitt der Stütze mit vorwiegend einaxialem Druckspannungszustand. Die Größe dieser Fläche wird von der Bügelanordnung, der Verteilung der Längsbewehrung entlang des Kernumfanges sowie dem Bügelabstand bestimmt, wobei die effektiv umschnürte Fläche in jedem Fall kleiner ist als die durch die Mittellinie der äußeren Bügel begrenzte Kernquerschnittsfläche  $A_c = b_c \cdot d_c$ . Während bei ringförmigen Bügeln die effektiv umschnürte Fläche in Höhe einer Bügellage mit der Kernquerschnittsfläche übereinstimmt, muß bei rechteckigen Bügelformen aufgrund der konzentrierten Einleitung der Querdruckspannungen bereits in der Bügelebene eine Reduzierung der Kernquerschnittsfläche berücksichtigt werden.

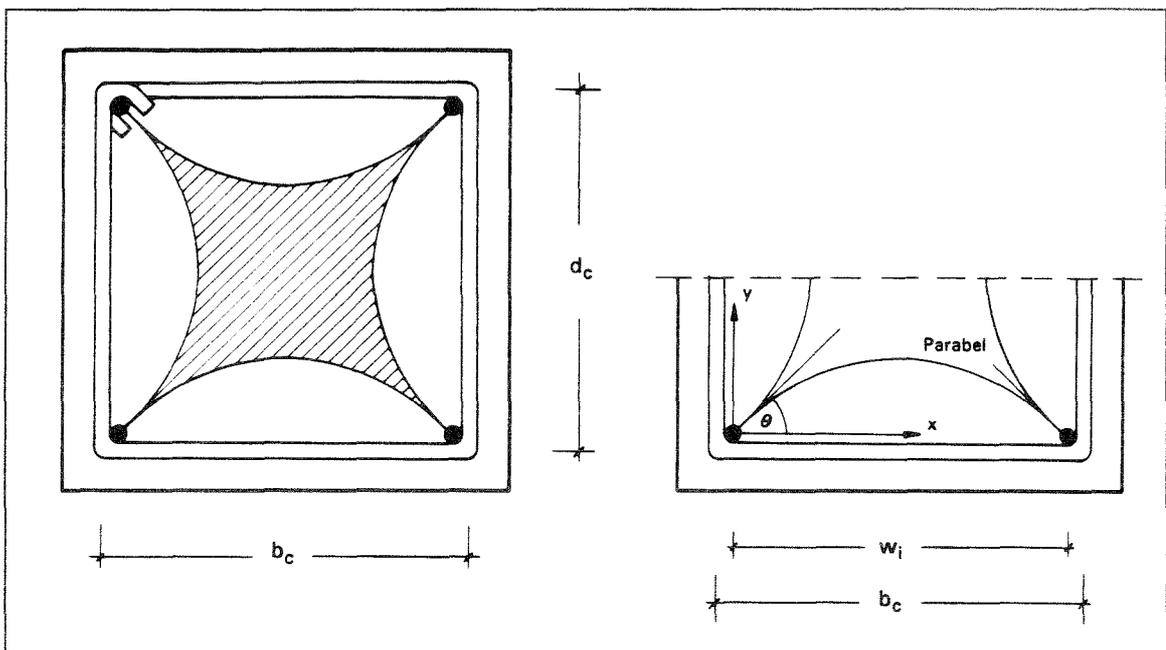


Bild 5.9: Darstellung der effektiv umschnürten Querschnittsfläche in der Bügelebene im Horizontalschnitt (aus /71/).

Wie in Bild 5.9 am Beispiel eines Querschnittes mit vier Eckstäben dargestellt ist, werden nur an den Stellen, an denen die Längsbewehrung durch Bügel zurückgehalten wird, nach innen gerichtete - aus den Bügelzugkräften resultierende - Umlenkkräfte in den Kernquerschnitt eingeleitet. Eine gleichmäßige Einleitung der Umlenkkräfte über den Bügelumfang ist bei umschnürten Rechteckstützen aufgrund der geringen

Biegesteifigkeit der Bügel nicht möglich. Somit bilden sich jeweils zwischen den Stützstellen Druckbögen aus, die durch die Ausbreitung der - durch die Umlenkkräfte hervorgerufenen - horizontalen Querdruckspannungen verursacht werden. Mit Hilfe dieser Druckbögen, die prinzipiell mit der Stützlinie des Bogens vergleichbar sind, lassen sich effektiv umschnürte Querschnittsbereiche mit dreiaxialem Druckspannungszustand von den nicht umschnürten Bereichen mit einaxialem Druckspannungszustand unterscheiden.

Der Flächeninhalt der vom Druckbogen eingeschlossenen Querschnittsfläche im ebenen Schnitt ist neben dem Abstand der Stützstellen  $w_i$  von der mathematischen Formulierung der Funktion für den Bogen abhängig. Wird dabei der Anfangswinkel des Druckbogens mit  $\theta$  bezeichnet, kann der Flächeninhalt

$$\Delta A_i = \frac{w_i^2}{\eta} \cdot \cot \theta$$

mit einem von der gewählten Funktion abhängigen konstanten Beiwert  $\eta$  in allgemeiner Form ausgedrückt werden. Da der genaue Funktionsverlauf nicht bekannt ist, müssen die Größe des Beiwertes  $\eta$  und des Winkels  $\theta$  abgeschätzt werden. Wird als Funktionsverlauf, wie in Bild 5.9 dargestellt, eine quadratische Parabel angenommen, ergibt sich ein Wert von  $\eta = 6$ ; als empirisch ermittelte Konstante wird für  $\alpha$  einen Wert von 5,5 angegeben. Der Anfangswinkel  $\theta$  wird dabei in Anlehnung an den Trajektorienverlauf bei teilflächenbelasteten Querschnitten zu  $45^\circ$  gewählt, wodurch sich  $\cot \theta = 1$  ergibt. Die effektiv umschnürte Fläche in Bügelebene läßt sich dann durch Subtraktion aller Flächen  $\Delta A_i$  von der Kernquerschnittsfläche  $A_c$  ermitteln und kann, auf die Kernquerschnittsfläche  $A_c$  bezogen, als Verhältniswert

$$\lambda = 1 - \frac{\sum w_i^2}{\eta \cdot A_c} \quad (5.19)$$

ausgedrückt werden. Wird zusätzlich noch die Ausbreitung der horizontalen Querdruckspannungen in Stützenlängsrichtung berücksichtigt, muß die effektiv umschnürte Fläche entsprechend angepaßt werden. Die Druckbögen in Stützenlängsrichtung, die wiederum die Bereiche mit horizontalen Querzugspannungen von den Bereichen mit dreiaxialem Druckspannungszustand trennen, werden analog zum Horizontalschnitt ermittelt. Die Basis der Druckbögen wird dabei durch den Bügelabstand  $s_{Bü}$  in Stützenlängsrichtung vorgegeben. Ausgehend von der Kernquerschnittsfläche ergibt sich in der Mitte zwischen den Bügelebenen die reduzierte Fläche

$$(b_c - 0,5 \cdot s_{Bü} \cdot \tan \theta) \cdot (d_c - 0,5 \cdot s_{Bü} \cdot \tan \theta),$$

wenn für den Funktionsverlauf eine quadratische Parabel angesetzt wird. Werden die bisher im Horizontal- und Vertikalschnitt getrennt betrachteten Abminderungen in ihrer Wirkung überlagert, ergibt sich für  $\theta = 45^\circ$  die in Bild 5.10 dargestellte maßgebende effektiv umschnürte Fläche

$$A_{\text{eff}} = \lambda \cdot (b_c - 0,5 \cdot s_{Bü}) \cdot (d_c - 0,5 \cdot s_{Bü}) = \lambda^* \cdot A_c \quad (5.20)$$

in der Mitte zwischen zwei Bügelebenen. Diese effektiv umschnürte Fläche beschreibt dabei den minimalen Stützenquerschnitt, dessen dreiaxialer Druckspannungszustand für die rechnerische Tragfähigkeitserhöhung angesetzt werden darf.

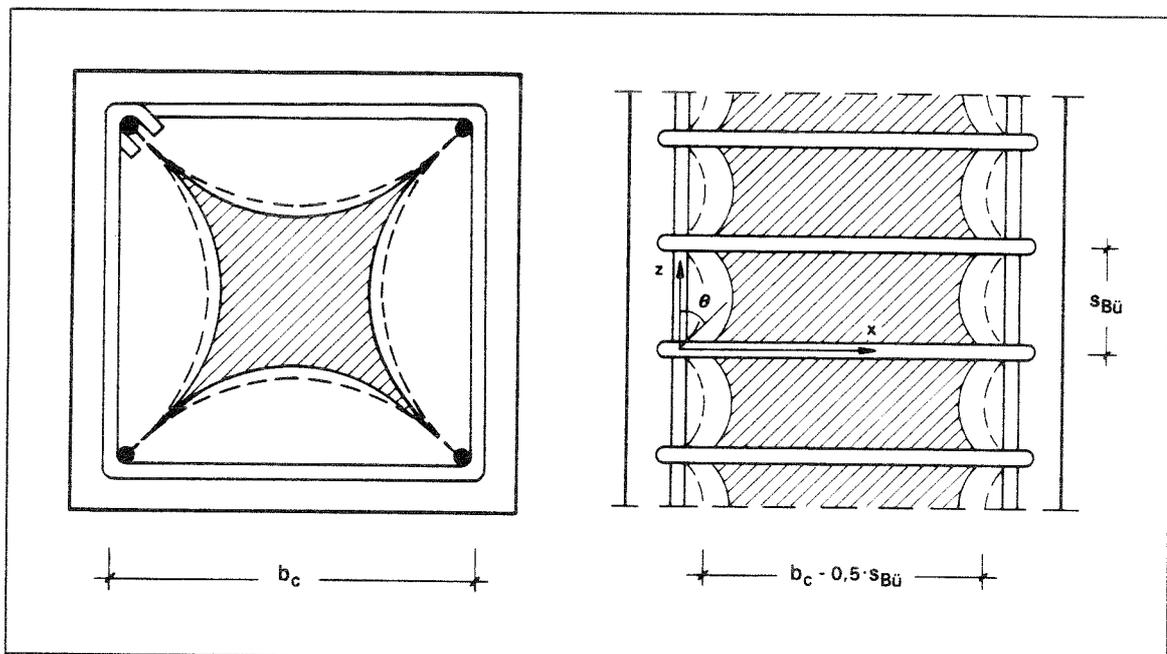


Bild 5.10: Darstellung der effektiv umschnürten Querschnittsfläche zwischen zwei Bügelebenen (aus /71/).

Während vielfach eine lineare Abhängigkeit zwischen dem Spannungszuwachs und dem Querbewehrungsgrad  $\rho_q$  angenommen wird, wird bei diesem Ansatz diese Abhängigkeit durch eine Potenzfunktion ersetzt. Der Einfluß der horizontalen Umschnürungsspannung auf den Spannungszuwachs in Tragrichtung wird dabei proportional zu  $(\rho_q \cdot \beta_{Sq})^\delta$  angenommen, wobei  $\rho_q$  den Querbewehrungsgrad bezeichnet und der Exponent  $\delta$  immer ein Wert kleiner eins ist. Wird zusätzlich noch die empirisch

ermittelte Proportionalitätskonstante C eingeführt, läßt sich die Tragfähigkeitssteigerung des Kernquerschnittes

$$N_{\text{add}} = A_{\text{eff}} \cdot C \cdot (\rho_q \cdot \beta_{\text{Sq}})^\delta \quad (5.21)$$

unter Berücksichtigung der effektiv umschnürten Fläche angeben. Die Konstante C sowie die Potenzfunktion werden durch eine statistische Auswertung von 24 Versuchskörpern ermittelt und nehmen demnach Werte von  $C = 0,0071$  bzw.  $\delta = 0,5$  an. Mit diesen Konstanten kann der aus dem dreiaxialen Druckspannungszustand resultierende Spannungszuwachs

$$\Delta\sigma = 7,17 \cdot \sqrt{\rho_q \cdot \beta_{\text{Sq}}}$$

in SI-Einheiten dargestellt werden, wenn der Vorfaktor die Dimension  $\sqrt{\text{MN}/\text{m}^2}$  erhält. Unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitssteigerung des effektiv umschnürten Kernquerschnittes  $N_{\text{add}}$  nach (5.21) kann die Betontragfähigkeit des Kernquerschnittes auf die Betontragfähigkeit eines flächengleichen nicht umschnürten Querschnittes  $N_c$  bezogen werden und das Verhältnis dieser Betontragfähigkeiten durch einen Steigerungsfaktor  $K_s$

$$K_s = 1 + \frac{N_{\text{add}}}{N_c} = 1 + \frac{A_{\text{eff}}}{0,85 \cdot \beta_c \cdot (A_c - A_{\text{SL}})} \cdot C \cdot \sqrt{\rho_q \cdot \beta_{\text{Sq}}} \quad (5.22)$$

ausgedrückt werden. Werden die Gleichungen (5.19) und (5.20) in Gleichung (5.22) eingesetzt, läßt sich (5.22) in folgender Form darstellen

$$K_s = 1,0 + \frac{1}{N_c} \left[ 1 - \frac{\Sigma w_i^2}{\eta \cdot A_c} \right] \left[ 1 - \frac{0,5 \cdot s_{\text{Bü}}}{b_c} \right] \left[ 1 - \frac{0,5 \cdot s_{\text{Bü}}}{d_c} \right] \cdot b_c \cdot d_c \cdot C \cdot \sqrt{\rho_q \cdot \beta_{\text{Sq}}} \quad (5.23)$$

Gleichung (5.23) läßt sich bei quadratischen Stützen und gleichmäßiger Verteilung der Längsbewehrung entlang des Umfanges des Kernquerschnittes weiter vereinfachen, und kann für SI-Einheiten in der Form

$$K_s = 1,0 + \frac{b_c^2 \cdot 10^6}{140 \cdot N_c} \left[ 1 - \frac{n \cdot w^2}{5,5 \cdot b_c^2} \right] \left[ 1 - \frac{s_{\text{Bü}}}{2 \cdot b_c} \right]^2 \cdot \sqrt{\rho_q \cdot \beta_{\text{Sq}}}$$

dargestellt werden. Der die mittlere Traglaststeigerung des Kernquerschnittes beschreibende Steigerungsfaktor  $K_s$  kann ebenfalls für die Ermittlung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit verwendet werden. Nach diesem Ansatz ergibt sich die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = K_s \cdot (0,85 \cdot \beta_c) = K_s \cdot \beta_{c0}$$

als Produkt des Faktors  $K_s$  und der einaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_{c0}$  der Versuchskörper, die im Vergleich zu den an Prüfländern ermittelten Zylinderdruckfestigkeiten  $\beta_c$  niedriger ist. Die zur maximalen Druckfestigkeit zugehörige Dehnung

$$\epsilon_{c1} = 80 \cdot K_s \cdot \beta_c \cdot 10^{-6} \quad (5.24)$$

kann ebenfalls mit dem Faktor  $K_s$  bestimmt werden, wobei (5.24) auf einem Ansatz von Soliman/Yu basiert. Die für die weitere Konstruktion der Spannungsdehnungslinie erforderlichen Dehnungen

$$\epsilon_{c2} = \epsilon_c \cdot \left[ 1 + \frac{0,248}{w_i} \cdot \left( 1 - 5 \cdot \left( \frac{s_{Bü}}{b_c} \right)^2 \right) \cdot \frac{\rho_q \cdot \beta_{Sq}}{\sqrt{\beta_c}} \right]$$

und

$$\epsilon_{c85} = 0,225 \cdot \rho_q \cdot \sqrt{\frac{b_c}{s_{Bü}}} + \epsilon_{s2}$$

ergeben sich durch Modifikation der Ansätze von Vallenias et al. /90/ bzw. Kent/Park /37/ für  $\epsilon_{c85}$ .

Neben dem Querbewehrungsgrad hat die Größe der effektiv umschnürten Fläche einen großen Einfluß auf die mögliche Tragfähigkeitssteigerung des Kernquerschnittes. Wie in Bild 5.11 dargestellt ist, nimmt dabei die Größe der - durch den Verhältniswert  $\lambda^*$  ausgedrückt - effektiv umschnürten Fläche mit abnehmenden Bügelabstand vom Grenzwert  $\lambda^* = 0$  bei  $s_{Bü}/b_c = 2$  zu. Das Maß der Zunahme wird dabei von der Bewehrungsanordnung der Längs- und Querbewehrung bestimmt. Bei einer Bewehrungsanordnung mit vier Eckstäben (Bewehrungsanordnung O) läßt sich ein dreiaxialer Druckspannungszustand demnach auch bei sehr geringem Bügelabstand nur in einem kleinen Teil der Kernquerschnittsfläche erzeugen. Der Tragfähigkeitszuwachs des Kernquerschnittes führt jedoch nicht zwangsläufig zu einer Steigerung der Ge-

samttragfähigkeit der umschnürten Stütze, da die Betonüberdeckung der Stütze bei den - zum Aktivieren des dreiaxialen Druckspannungszustandes erforderlichen - hohen Längsstauchungen abplatzt und dieser Traganteil kompensiert werden muß. Bei den für monolithische Stützen üblichen Flächenverhältnissen von Kernquerschnitt zu Gesamtquerschnitt von rd. 0,75 ist es deshalb bei dieser Bewehrungsanordnung nur bei hohem Querbewehrungsgrad und geringem Bügelabstand möglich, die Gesamttraglast zu steigern. Bei üblichem Querbewehrungsgrad wird sich jedoch die maßgebende rechnerische Traglast durch die Addition der Betontraganteile des Gesamtquerschnittes und der Längsbewehrung ergeben. Wird dagegen eine Stütze nachträglich verstärkt, läßt sich bei entsprechender Querbewehrung im Neuquerschnitt mit der gleichen Bewehrungsanordnung eine vergleichsweise große Querschnittsfläche des Altquerschnitts effektiv umschnüren und damit der Verhältniswert  $\lambda^*$  deutlich steigern.

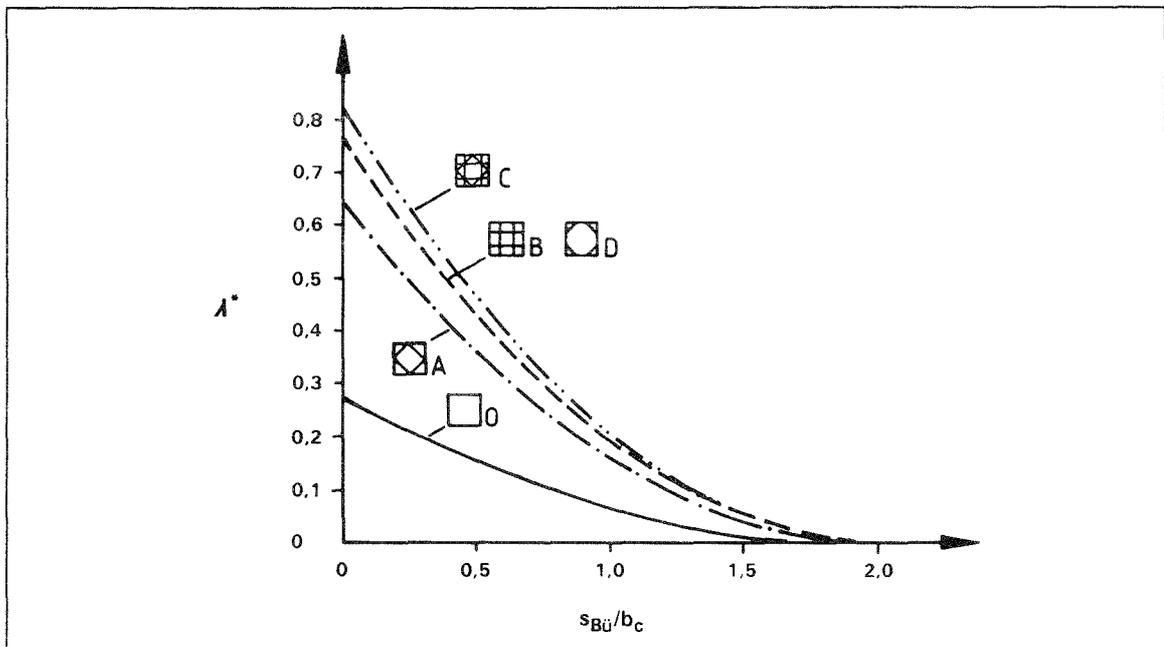


Bild 5.11: Größe der effektiv umschnürten Fläche in Abhängigkeit von Bügelabstand und Abmessungen des Kernquerschnittes für verschieden Bewehrungsanordnungen nach /71/.

Während die Spannungsdehnungslinie des umschnürten Betons nach üblichen Modellen punktweise konstruiert wird, geben Mander/Priestley/Park /41/,/42/ hierfür einen geschlossenen Funktionsverlauf an. Für die vollständige Angabe der Spannungsdehnungslinie nach Bild 5.12 werden dabei neben der einaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_{c0}$  und der zugehörigen Dehnung  $\epsilon_{c0}$  die dreiaxiale Betondruckfestigkeit  $\beta_{cc}$  und die maximale Betonstauchung  $\epsilon_{cu}$  benötigt. Die Betondruckspannung

$$\sigma_b = \frac{\beta_{cc} \cdot x \cdot r}{r-1+x^r} \quad (5.25)$$

läßt sich dann für monotone Belastung als Potenzfunktion in Abhängigkeit des jeweiligen Dehnungsverhältnisses  $x$  ermitteln. Der Verhältniswert

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

beschreibt als Steuerungsparameter der Funktion das Verhältnis der Betonstauchung  $\epsilon_c$  zu der zur dreiaxialen Betondruckspannung zugehörigen Stauchung und bestimmt damit die Steigung der Funktion nach Gleichung (5.25). Für Stauchungen  $\epsilon_c < \epsilon_{cc}$  ergibt sich demnach ein monoton steigender Verlauf, während der Funktionsverlauf für Dehnungen größer als  $\epsilon_{cc}$  monoton fallend ist. Die Funktion zur Bestimmung der Dehnung

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \cdot \left[ 1 + 5 \cdot \left( \frac{\beta_{cc}}{\beta_{c0}} - 1 \right) \right]$$

bei Erreichen der dreiaxialen Betondruckfestigkeit entspricht dabei einem Vorschlag von Richart et al. /60/. Die die Krümmung der Funktion (5.25) bestimmende Konstante

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{cc}}$$

ergibt sich aus dem Tangenten-Elastizitätsmodul  $E_c$  und dem Sekanten-Elastizitätsmodul  $E_{cc}$ , wobei der Tangenten-Elastizitätsmodul

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{\beta_{c0}}$$

in Abhängigkeit der einaxialen Betondruckfestigkeit ermittelt werden kann und für den Sekanten-Elastizitätsmodul

$$E_{cc} = \frac{\beta_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

gilt. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des nicht umschnürten Beton außerhalb des Kernquerschnittes wird im Entlastungsast bei Dehnungen  $\epsilon_c > 2\epsilon_{c0}$  durch eine Gerade angenähert, die ihren Nulldurchgang bei  $\epsilon_{sp}$  aufweist. Bei dieser Dehnung  $\epsilon_{sp}$  wird die Tragfähigkeit der Betonüberdeckung rechnerisch nicht mehr berücksichtigt.

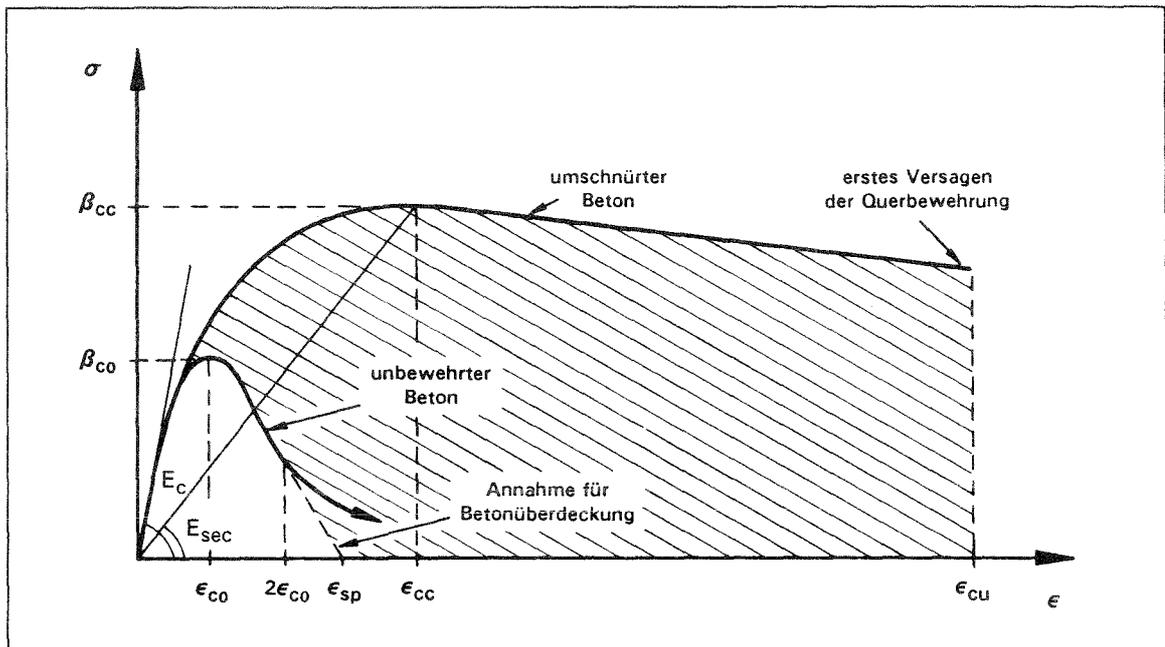


Bild 5.12: Spannungsdehnungslinie des umschnürten Betons nach /41/.

Der für die Berechnung der Tragfähigkeit einer umschnürten Stütze notwendige Zusammenhang zwischen der - durch die Querbewehrung erzeugten - passiven Umschnürungsspannung und dem Spannungszuwachs in Belastungsrichtung bzw. der dreiaxialen Betondruckfestigkeit wird in der Regel aus Versuchsergebnissen abgeleitet. Vielfach werden dabei runde oder quadratische Probekörper mit ebenfalls runder oder quadratischer Bewehrung untersucht, bei denen bei zentrischer Belastung in x- und y-Richtung ein gleichgroßer horizontaler Querdruck entsteht. Die für Hauptdruckspannungskombinationen  $\sigma_1 = \sigma_2 < \sigma_3$  hergeleiteten empirischen Ansätze sind somit nicht auf beliebige Spannungskombinationen übertragbar. Unterschiedliche Spannungskombinationen  $\sigma_1 \neq \sigma_2 < \sigma_3$  können jedoch bei Rechteckstützen durch unterschiedliche Querbewehrungsgrade in x- und y-Richtung hervorgerufen werden.

Im Gegensatz zu empirischen Modellen ist dieser Bemessungsvorschlag auf einem bruchmechanischen Modell aufgebaut. Dieser Ansatz basiert auf einem 5-Parameter-Modell von Willam/Warnke /94/, bei dem zur vollständigen Beschreibung der zum Bruch führenden Spannungskombinationen 5 Konstanten benötigt werden. Diese Ma-

terialkonstanten können rechnerisch bestimmt werden, wenn die einaxiale Betondruck- und Betonzugfestigkeit, die zweiachsigkeit sowie Ergebnisse von Versuchen mit Spannungskombinationen  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  und  $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$  vorliegen. Mit diesen Steuerungsparametern kann in einem entsprechenden Koordinatensystem ein räumlicher Bruchkörper konstruiert werden, der die nicht zum Bruch führenden Spannungskombinationen einschließt und auf dessen Oberfläche die zum Versagen führenden Spannungskombinationen liegen. Dem Ansatz von Mander et. al. zur Ermittlung der dreiachsigkeit liegen dabei die Dreiachsigversuche von Schickert/Winkler /67/ zur Bestimmung der Materialkonstanten zugrunde. Somit ist es nach diesem Ansatz ebenfalls möglich, die dreiachsigkeit bei umschnürten Druckgliedern mit seitenweise unterschiedlichem Querdruck zu bestimmen.

Für die Ermittlung der maximalen Druckfestigkeit des umschnürten Betons bei gleichem Querdruck in x- und in y-Richtung wird die Gleichung

$$\beta_{cc} = \beta_{c0} \cdot \left[ -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot \beta_{q',x=y}}{\beta_{c0}}} - 2 \cdot \frac{\beta_{q',x=y}}{\beta_{c0}} \right] \quad (5.26)$$

angegeben. Dagegen kann die dreiachsigkeit bei Rechteckstützen mit unterschiedlichem Querbewehrungsgrad in x- und y-Richtung nicht mehr nach (5.26) errechnet, sondern in Abhängigkeit der ungleichen Umschnürungsspannungen mit Hilfe eines in /41/ angegebenen Diagrammes graphisch ermittelt werden. Die Größe der dreiachsigkeit ist im wesentlichen von der Größe der effektiven Umschnürungsspannung  $\beta_{q'}$  abhängig. Die effektive horizontale Umschnürungsspannung

$$\beta_{q'} = \beta_q \cdot k_e \quad (5.27)$$

ergibt sich dabei als Produkt der von der Querbewehrung hervorgerufenen Querdruckspannung  $\beta_q$  und einem Beiwert  $k_e$ , mit dem die Effektivität der Umschnürung berücksichtigt wird. Dabei wird von der Vorstellung ausgegangen, daß die von der Querbewehrung erzeugte Querdruckspannung  $\beta_q$  als gleichmäßig verteilter Querdruck um den Kernumfang wirkt, dessen räumliche Ausbreitung durch den Beiwert  $k_e$  erfaßt wird. Damit wird analog zu dem Ansatz nach /71/ berücksichtigt, daß nicht in dem von den Bügeln eingeschlossenen Kernquerschnitt, sondern nur in der effektiv umschnürten Kernquerschnittsfläche ein dreiachsigkeit Druckspannungszustand herrscht. Der prinzipiell mit dem Verhältniswert  $\lambda^*$  nach in /71/ vergleichbare Beiwert

$$k_e = \frac{A_{\text{eff}}}{A_c \cdot (1 - \rho_L)} = \frac{A_{\text{eff}}}{A_{\text{cn}}} \quad (5.28)$$

ist definiert als das Verhältnis der effektiv umschnürten Fläche  $A_{\text{eff}}$  zur Netto-Kernquerschnittsfläche, wobei die Größe der effektiv umschnürten Fläche wiederum im wesentlichen von der Bewehrungsanordnung abhängig ist. Während jedoch der Funktionsverlauf der - sich bei größeren Querdehnungen einstellenden - Druckbögen in Bügelebene und vertikaler Richtung in dem Ansatz nach /71/ empirisch ermittelt wird, wird hier der Funktionsverlauf durch eine quadratische Parabel mit einem Steigungswinkel von  $45^\circ$  angenähert. Als Basis der Druckbögen in Bügelebene und in vertikaler Richtung werden jedoch nicht die Achsabstände der Längsbewehrungsstäbe bzw. der Bügelabstand, sondern die jeweils lichten Abstände angesetzt. Damit ergibt sich für Rechteckstützen die effektiv umschnürte Fläche

$$A_{\text{eff}} = \left[ b_c \cdot d_c - \sum \frac{(w'_i)^2}{6} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{\text{Bü}'}}{2b_c} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{\text{Bü}'}}{2d_c} \right] \quad (5.29)$$

bzw. der Verhältniswert

$$k_e = \frac{\left[ 1 - \sum \frac{(w'_i)^2}{6} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{\text{Bü}'}}{2b_c} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{\text{Bü}'}}{2d_c} \right]}{(1 - \rho_L)}$$

wenn Gleichung (5.29) in Gleichung (5.28) eingesetzt wird. Mit dem Beiwert  $k_e$  läßt sich dann nach (5.27) der effektive Umschnürungsdruck in x- und y-Richtung

$$\beta_{q' \ x,y} = k_e \cdot \rho_{q \ x,y} \cdot \beta_{Sq}$$

ermitteln, wenn zusätzlich der jeweilige Querbewehrungsgrad  $\rho_{q \ x,y}$  sowie die Stahlspannung der Querbewehrung eingesetzt werden. Da die Umschnürungswirkung der Querbewehrung erst bei höheren Querdehnungen wirksam wird, wird dabei vereinfachend von dem Erreichen der Streckgrenze der Querbewehrung ausgegangen. Der Querbewehrungsgrad in x-Richtung

$$\rho_{qx} = \frac{A_{sx}}{s_{\text{Bü}} \cdot d_c}$$

wird dabei ebenso wie der Querbewehrungsgrad in y-Richtung als Verhältnis der aufsummierten Stahlquerschnittsfläche zur jeweiligen Betonquerschnittsfläche definiert.

Die Bruchlängsstauchung des umschnürten Betons  $\epsilon_{cu}$  wird nach diesem Ansatz erreicht, wenn die Querbewehrung an einer Stelle reißt, da mit dem Versagen der Querbewehrung der passive Querdruck wegfällt und somit ein plötzlicher Abfall der Tragfähigkeit entsteht. Zudem können die Längsstäbe bei Versagen der Querbewehrung nicht mehr wirkungsvoll am Ausknicken gehindert werden. Da die Duktilitätssteigerung bzw. der Tragfähigkeitszuwachs umschnürter Stützen durch die in der Querbewehrung gespeicherte Energie ermöglicht wird, kann die Bruchlängsstauchung über eine Energiebilanz ermittelt werden. Die Energiebilanz läßt sich dabei als eine Gleichgewichtsbeziehung zwischen der in der Querbewehrung gespeicherten Energie  $U_{sq}$  sowie der in der Längsbewehrung gespeicherten Energie  $U_{sL}$  und der im Betonkernquerschnitt - im Vergleich zum nicht umschnürten Beton - zusätzlich gespeicherten Energie nach /41/ in der Form

$$U_{sq} = U_c - U_{c0} + U_{sL} \quad (5.30)$$

aufstellen. Da die Fläche unterhalb einer Spannungsdehnungslinie dem Arbeitsvermögen bzw. der Energieaufnahme eines Materials entspricht, kann die in Gleichung (5.30) verwendete Energiedifferenz  $U_c - U_{c0}$  zwischen der Energieaufnahme des umschnürten Kernquerschnittes  $U_c$  und der gespeicherten Energie des nicht umschnürten Kernquerschnittes  $U_{c0}$  als Flächendifferenz bzw. als schraffierte Fläche in Bild 5.12 dargestellt werden. Wird das Energiegleichgewicht nach (5.30) in Integralform dargestellt

$$\rho_q \cdot A_{cn} \cdot \int_0^{\epsilon_{su}} \sigma_{sq} \cdot d\epsilon_s = A_{cn} \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} \beta_c \cdot d\epsilon_c - A_{cn} \cdot \int_0^{\epsilon_{sp}} \beta_c \cdot d\epsilon_c + \rho_L \cdot A_{cn} \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} \sigma_{sL} \cdot d\epsilon_c \quad (5.31)$$

läßt sich die Gleichung nach der einzigen Unbekannten  $\epsilon_{cu}$  auflösen. Wie Versuche an Betonstählen mit unterschiedlichen Durchmesser und Güten gezeigt haben, ist die Energieaufnahme der Querbewehrung - wiederum durch die Fläche unter der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie ausgedrückt - nahezu konstant. Wird zudem noch die Fläche unter der Spannungsdehnungslinie des nicht umschnürten Betons abgeschätzt, kann (5.31) weiter vereinfacht und nach /41/ in der Form

$$110 \cdot \rho_q = \int_0^{\epsilon_{cu}} \beta_c \cdot d\epsilon_c - 0,017 \cdot \sqrt{\beta_{c0}} + \rho_L \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} \sigma_{sL} \cdot d\epsilon_c \quad [\text{MJ/m}^3]$$

dargestellt werden.

Angaben zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten des umschnürten Betons sind ebenfalls in Eurocode 8 /26/ bzw. CEB Model Code 90 /7/ enthalten. Zur Konstruktion der in Bild 5.11 angegebenen Spannungsdehnungslinie nach EC 8 sind dabei als materialabhängige Parameter die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit  $\beta_c$ , die zugehörige Dehnung  $\epsilon_c$  und die Dehnung bei  $0,85 \cdot \beta_c$  zu bestimmen; zur Berechnung des Spannungszuwachses und der Duktilitätssteigerung ist darüber hinaus der effektive Umschnürungsdruck  $\beta_q'$  zu ermitteln.

Während für die Berechnung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_{cc}$  vielfach von einem linearen - und damit von der Größe der Querdruckspannungen unabhängigen - Anstieg der Betondruckfestigkeit ausgegangen wird, ist diese lineare Beziehung in diesem Ansatz durch eine bilineare Funktion ersetzt worden. Auf diese Weise wird bei niedrigen Umschnürungsspannungen ein vergleichsweise größerer Spannungszuwachs als bei hohen Umschnürungsspannungen berücksichtigt. Für Querdruckspannungen  $\beta_q' < 0,05 \cdot \beta_c$  ergibt sich damit die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = \beta_c \cdot \left(1,0 + 5,0 \cdot \frac{\beta_q'}{\beta_c}\right) \quad (5.21)$$

als Summe aus der einaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_c$  und einem Spannungszuwachs in Haupttragrichtung, der dem fünffachen effektiven Querdruck entspricht. Bei größeren Umschnürungsspannungen  $\beta_q' > 0,05 \cdot \beta_c$  ergibt sich nach diesem Ansatz mit dem zweieinhalbfachen effektiven Querdruck ein nur halb so großer Spannungszuwachs, so daß sich die dreiaxiale Betondruckfestigkeit in der Form

$$\beta_{cc} = \beta_c \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\beta_q'}{\beta_c}\right) \quad (5.22)$$

darstellen läßt. Die absolute Größe des effektiven Umschnürungsdruckes

$$\beta_q' = 0,5 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot \omega_w \cdot \beta_c \quad (5.9)$$

wird dabei neben der Zylinderdruckfestigkeit  $\beta_c$  durch die Bewehrungsanordnung - ausgedrückt durch das Produkt  $\lambda \cdot \lambda_s$  - und den mechanischen Bewehrungsgrad  $\omega_w$  maßgeblich beeinflusst. In Analogie zur Ermittlung der effektiv umschnürten Fläche nach /71/ beschreibt der Reduktionsfaktor

$$\lambda = 1 - \frac{n \cdot \left( \frac{w'_i}{6} \right)^2}{b_c^2}$$

die Größe der auf den Kernquerschnitt bezogenen effektiv umschnürten Fläche in Bügelebene und der Reduktionsfaktor

$$\lambda_s = \left( 1 - \frac{s_{Bü}'}{2 \cdot b_c} \right)^2$$

die vom Bügelabstand abhängige Verkleinerung der effektiv umschnürten Fläche in Stützenlängsrichtung. Für rechteckige Stützenquerschnitte sind die Kernabmessungen entsprechend anzupassen. Mit dem Reduktionsfaktor  $\lambda^* = \lambda \cdot \lambda_s$  können die jeweils ebenen Reduzierungen zusammengefaßt werden, und es kann berücksichtigt werden, daß sich der dreiaxiale Druckspannungszustand wegen der räumlichen Ausbreitung der horizontalen Querdruckspannungen nicht gleichmäßig verteilt im nominellen Kernvolumen einstellt. Der in Gleichung (5.9) verwendete mechanische Bewehrungsgrad

$$\omega_w = \rho_q \cdot \frac{\beta_{Sq}}{\beta_c}$$

ergibt sich dabei als Produkt des Querbewehrungsgrades  $\rho_q$  mit dem Verhältnis der Streckgrenze der Querbewehrung  $\beta_{Sq}$  zur einaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_c$ .

Die sich bei Erreichen der maximalen dreiaxialen Betondruckfestigkeit  $\beta_{cc}$  einstellende Dehnung

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \cdot \left( \frac{\beta_{cc}}{\beta_c} \right)^2$$

steigt mit dem Verhältnis von dreiaxialer Betondruckfestigkeit zur einaxialen Betondruckfestigkeit überproportional an. Die maximale Dehnung des umschnürten Betons

$$\epsilon_{c,85} = \epsilon_{c',85} + 0,2 \cdot \frac{\beta_{q'}}{\beta_c} = \epsilon_{c',85} + 0,1 \cdot \lambda^* \cdot \alpha \cdot \omega_w$$

ist nach diesem Ansatz erreicht, wenn die dreiaxiale Betondruckfestigkeit nur noch 85% der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit beträgt. Diese Dehnung ist neben dem Reduktionsfaktor  $\lambda^*$  vom mechanischen Bewehrungsgrad abhängig, weil mit der Größe des mechanischen Bewehrungsgrades die Neigung des abfallenden Astes der Spannungsdehnungslinie beschrieben wird.

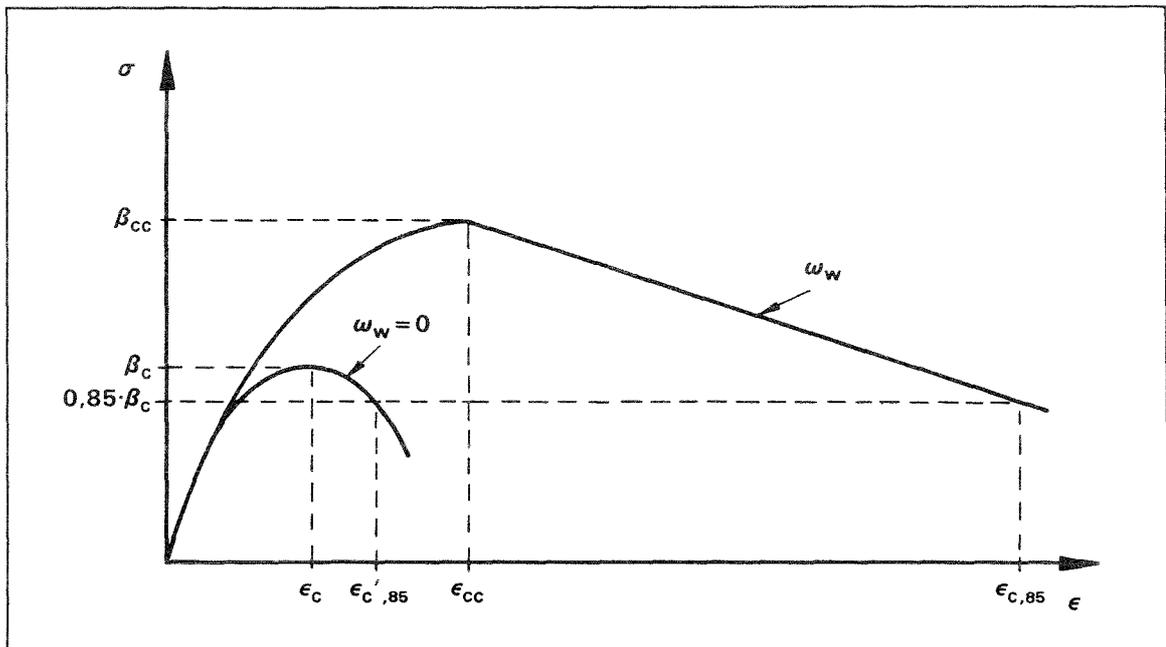


Bild 5.11: Spannungsdehnungslinie für umschnürten Betons nach /26/ und /7/.

Ausgehend von dem in EC 8 und in Bild 5.11 angegebenen Verlauf der Spannungsdehnungslinie für umschnürten Beton ist in CEB Model Code 90 die in Bild 5.12 dargestellte idealisierte  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie angegeben. Die Veränderungen betreffen dabei neben den für die Konstruktion der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie signifikanten Dehnungen  $\epsilon_c$  und  $\epsilon_{c',85}$ , die zu 2‰ bzw. 3,5‰ festgesetzt werden, auch den Verlauf der Spannungsdehnungslinie. Da die idealisierte Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Bild 5.12 Bemessungsgrundlage ist, werden in den zur Konstruktion der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie notwendigen Gleichungen (5.21) bis (5.24) die Zylinderdruckfestigkeiten durch charakteristischen Werte der Zylinderdruckfestigkeiten  $\beta_{ck}$  ersetzt, wodurch der Verlauf entsprechend verzerrt wird. Da der charakteristische Wert der dreiaxialen Betondruckspannung entsprechend der Definition der 5%-Fraktile deutlich kleiner als die dreiaxiale Betondruckfestigkeit  $\beta_{cc}$  ist, kann der abfallende Ast der Spannungsdehnungslinie ohne Überschätzung des Arbeitsvermögens des umschnürten Betons durch einen konstanten Verlauf ersetzt werden. Für eine Bemessung mit dem in Bild 5.12 dargestellten Dia-

gramm müssen zusätzlich noch die üblichen Teilsicherheitsbeiwerte für Beton berücksichtigt werden.

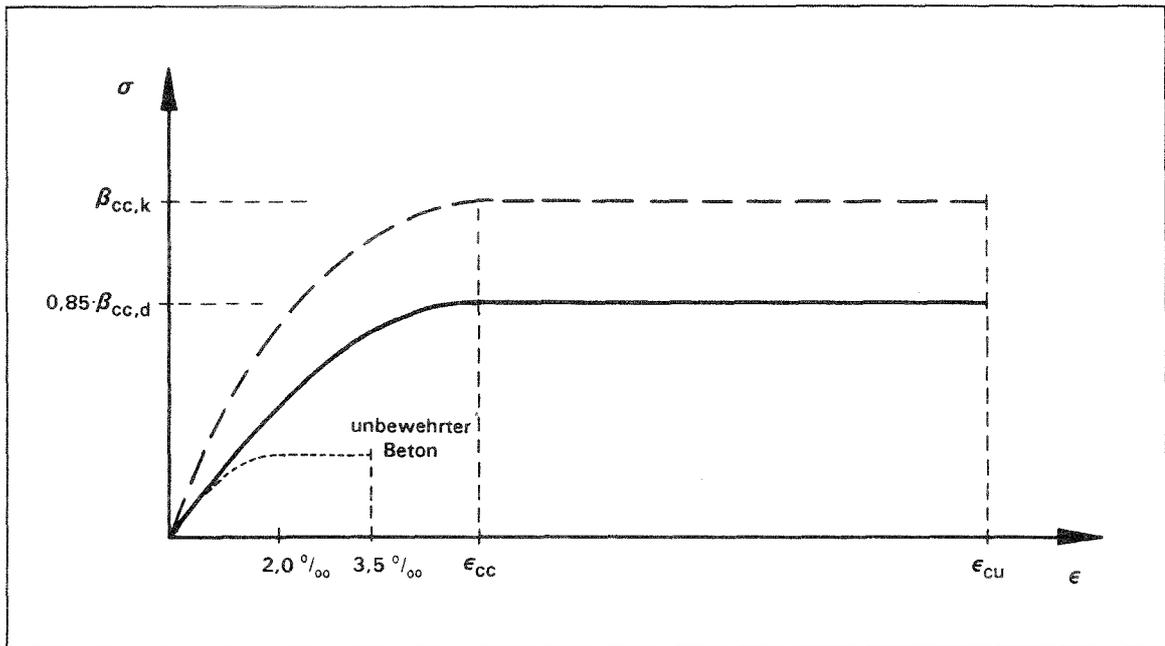


Bild 5.12: Idealierte Spannungsdehnungslinie für umschürten Beton nach /7/.

## **6. PLANUNG UND DURCHFÜHRUNG EIGENER VERSUCHE**

### **6.1 VERSUCHSPROGRAMM UND BEGRÜNDUNG**

Sowohl im Rahmen der in Kapitel 3 und 5 durchgeführten theoretischen Bearbeitung als auch bei der Diskussion bisheriger Bemessungsansätze wurde deutlich, daß zur nachträglichen Verstärkung von Stützen noch eine Vielzahl offener Fragen existieren, die nur durch experimentelle Untersuchungen beantwortet werden können. Diese Fragen betreffen dabei - unabhängig von der Lasteinleitungssituation - in erster Linie das Verformungsverhalten sowie die Tragfähigkeit des Verbundquerschnittes. Über diese grundsätzlichen Fragestellungen hinaus gibt es zahlreiche Teilaspekte, die insbesondere bei der jeweiligen Lasteinleitungsvariante von Interesse sind. So ist zum Beispiel bei der vollflächigen Belastung zu untersuchen, ob der Traganteil der nicht kraftschlüssig angeschlossenen Längsbewehrung im Verstärkungsquerschnitt bei der Berechnung der Gesamttraglast herangezogen werden kann und ob sich die Tragfähigkeit durch eine erhöhte Querbewehrung analog zu umschnürten Stützen erhöhen läßt. Bei teilflächenbelasteten Verbundquerschnitten ist die Größe des Querbewehrungsgrades von besonderer Bedeutung. Bei dieser Belastungsart muß die Querbewehrung des Verstärkungsmantels einerseits die Tragfähigkeit des direkt belasteten Altquerschnittes durch eine wirkungsvolle Umschnürung sicherstellen und beeinflußt andererseits maßgeblich die Verbundeigenschaften zwischen Alt- und Verstärkungsbeton. Da die Lastaufnahme des Verstärkungsquerschnitt ausschließlich über die Verbundfuge erfolgt, kommt dem Verbund zwischen den Betonen im Gegensatz zu vollflächig belasteten Stützen eine vergleichsweise große Bedeutung zu. Im einzelnen machen diese Ausführungen deutlich, daß als vorrangige Parameter des Versuchsprogrammes die Lasteinleitung in die Verbundkonstruktion und der Querbewehrungsgrad des Verstärkungsquerschnittes variiert werden müssen.

Das gesamte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6.1 dargestellt. Es umfaßt dabei im einzelnen

- 4 spritzbetonverstärkte Stützen der ersten Versuchsserie (VS I),
- 2 Stützen ohne Verbund zwischen Altbeton und Neubeton (VS Z),
- 7 spritzbetonverstärkte Stützen der zweiten Versuchsserie (VS II),
- 3 monolithische Vergleichsstützen (VS III)

in insgesamt vier Versuchsserien.

Stütze Nr.	Versuchsreihe	Querbewehrung Neuquerschnitt <sup>1</sup>	$\rho_q$ [%]	Belastungsart <sup>2</sup> (am Stützenkopf)	Bemerkungen
1	I	E: $\varnothing 8/5$ M: $\varnothing 8/16$	1,46	Teilflächenbelastung nach Bild 6.7 b	Belastung über Kontaktdruck ermöglicht
2	I	$\varnothing 10/5$	2,28	vollflächig	-
3	I	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	0,91	Teilflächenbelastung nach Bild 6.7 b	Belastung über Kontaktdruck ermöglicht
4	I	$\varnothing 8/8$	0,91	vollflächig	nicht vorgespannt
5	Z <sup>3</sup>	$\varnothing 8/8$	0,91	Belastung der Altbetonstütze	ohne Verbund zwischen Alt- und Neubeton
6	Z	$\varnothing 8/5$	1,46	Belastung der Altbetonstütze	ohne Verbund zwischen Alt- und Neubeton
7	II	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	0,91	Teilflächenbelastung	mit Fuge
8	II	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	0,91	Teilflächenbelastung	mit Fuge (identisch mit Stütze 7)
9	II	E: $\varnothing 10/5$ M: $\varnothing 10/16$	2,28	Teilflächenbelastung	mit Fuge
10	II	$\varnothing 8/8$	0,91	vollflächig	-
11	II	$\varnothing 10/5$	2,28	vollflächig	-
12	II	$\varnothing 12/5$	3,28	Teilflächenbelastung	mit Fuge
13	II	-	-	vollflächig	ohne Bewehrung im Verstärkungsquerschnitt
VA	III	-	-	vollflächig	monolithischer Vergleichskörper Altquerschnitt
VB	III	-	-	vollflächig	monolithischer Vergleichskörper Gesamtquerschnitt
VC	III	-	-	vollflächig	monolithischer Vergleichskörper Altquerschnitt

Tabelle 6.1: Versuchsprogramm und Darstellung der Untersuchungsparameter (E=Einleitungsbereich; M=Stützenmittelbereich).

<sup>1</sup> vgl. Bild 6.2

<sup>2</sup> vgl. Bild 6.7

<sup>3</sup> erläuternde Angaben in Kapitel 6.7

Um aus den Versuchsergebnissen einen Bemessungsansatz ableiten zu können, wurden die - ausschließlich als Kurzzeitversuche konzipierten - Versuche überwiegend an praxisnahen Probekörpern durchgeführt. Da Stahlbetonstützen vor der Verstärkung in der Regel nicht entlastet werden, wurden auch die Versuchskörper unter Belastung verstärkt, wobei der zusätzliche Betonquerschnitt - wie bei Verstärkungsmaßnahmen im Hochbau üblich - als Spritzbeton im Trockenspritzverfahren aufgebracht wurde. Alle Probekörper wurden unter ausschließlich zentrischer Belastung geprüft; der Einfluß einer planmäßigen Lastausmitte wurde nicht untersucht.

Um die Versuchsergebnisse untereinander vergleichen zu können, wurden die Abmessungen und die Längs- bzw. Querbewehrung der in Bild 6.1 dargestellten Altbetonstützen bei allen spritzbetonverstärkten Probekörpern beibehalten. Somit unterschieden sich diese Probekörper ausschließlich im Querbewehrungsgrad des Verstärkungsquerschnittes und in der untersuchten Lasteinleitungsvariante. Während der Bügelabstand im Verstärkungsquerschnitt im Stützenmittelpunkt bei den teilflächenbelasteten Versuchsstützen 1,3,7,8 und 9 mit Ausnahme der Versuchsstütze 12 gegenüber dem - vom unteren Rand der Stützkopfverbreiterung gemessenen - 42 cm langen Einleitungsbereich vergrößert wurde, ist bei den vollflächig belasteten Stützen 2,4, 10 und 11 auf eine Abstufung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt verzichtet worden. Ebenfalls nicht abgestuft wurde die Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt der beiden Versuchsstützen 5 und 6 der Versuchsreihe Z, bei denen der Verbund zwischen Alt- und Neubeton durch eine Folie ausgeschlossen wurde. Abweichend vom üblichen Versuchsprogramm wurde bei diesen Versuchsstützen - bei denen der Verstärkungsquerschnitt zudem aus Normalbeton hergestellt wurde - auf die Ausbildung der oberen Stützkopfverbreiterung der Altbetonstütze verzichtet, um die Lastaufnahme des Verstärkungsquerschnittes über Kontaktdruck auszuschließen. Während die im Rahmen der Versuchsserie III hergestellten monolithischen Vergleichsstützen VA und VC mit den übrigen Altbetonstützen identisch waren, wurde bei der Versuchsstütze VB, deren Querschnittsabmessungen den Abmessungen der spritzbetonverstärkten Probekörper entsprach, eine gegenüber den anderen Versuchskörpern geänderte Bewehrung vorgesehen. Die Längsbewehrung dieser Stütze bestand aus  $4\varnothing 20$ , die Querbewehrung aus Bügeln  $\varnothing 8/8$  cm bzw. 16 cm mit den Bügeln des Verstärkungsquerschnittes entsprechenden Abmessungen.

In Tabelle 6.2 sind zusätzlich zu den im Versuch erreichten Bruchlasten die wichtigsten Versuchsbeobachtungen aufgeführt. Die angegebenen Bruchlasten enthalten dabei neben der von der Prüfmaschine aufgetragenen Belastung auch die Zusatzbelastung infolge Vorspannung, die in den Fällen zu berücksichtigen war, in denen die Gesamtstauchung der Probekörper geringer als die Vordehnung des Spannstahls gewesen ist.

Stütze Nr.	Versuchs- serie	Bruchlast [kN]	Bemerkungen
1	I	3101	flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung der Bügelbewehrung des Neuquerschnittes im Einleitungsbereich
2	I	3773	flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung der Bügelbewehrung des Neuquerschnittes beginnend vom Stützenfuß
3	I	3124	flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung der Bügelbewehrung des Neuquerschnittes im Einleitungsbereich
4	I	3904	örtlich begrenzter Betonausbruch unterhalb der oberen Stützkopfverbreiterung
5	Z	2273	Betonmantel durchgehend in Seitenmitte gerissen; Rißbildung ab Laststufe 1600 kN; Versagen im Stützenmittelbereich
6	Z	2443	Betonmantel durchgehend in Seitenmitte gerissen; Versagen im Stützenmittelbereich
7	II	2560	Haftverbund überwunden bis rd. 50 cm; Rißbildung ab Laststufe 1700 kN; Hauptriß Stützenecke (S. 3/S. 4)
8	II	2673	Haftverbund überwunden bis rd. 60 cm; Rißbildung ab Laststufe 1800 kN; Hauptriß Stützenecke (S. 1/S. 2)
9	II	3060	Haftverbund überwunden bis rd. 45 cm; Rißbildung ab Laststufe 2000 kN; Hauptriß Stützenecke (S. 3/S. 4)
10	II	3433	flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung der Bügelbewehrung des Neuquerschnittes im Einleitungsbereich (vorwiegend S. 2)
11	II	3600	flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung der Bügelbewehrung des Neuquerschnittes im Einleitungsbereich (vorwiegend S. 3+4)
12	II	3598	Haftverbund überwunden bis rd. 50 cm; Rißbildung ab Laststufe 2200 kN; Hauptriß Stützenecke (S. 3/S. 4 und S. 2/S. 3)
13	II	3323	schlagartiges Ablösen des Spritzbetonmantels durch Verbundversagen; Bruchebene verläuft stellenweise durch den Altbeton
VA	III	1605	Prüfkörper verkippt! Versagen im Stützenmittelbereich; Ausknicken der Längsbewehrung
VB	III	3147	Versagen im Einleitungsbereich unmittelbar unter der Lastplatte durch Ablösen des Betons über der Bewehrung
VC	III	2013	Versagen im Einleitungsbereich

Tabelle 6.2: Bruchlasten und Versuchsbeobachtungen.

## 6.2 ABMESSUNGEN UND DIMENSIONIERUNG DER VERSUCHSKÖRPER

### 6.2.1 DER ALTQUERSCHNITT

Bei der Festlegung der Abmessungen wurde zunächst davon ausgegangen, daß einerseits die in DIN 1045 vorgeschriebenen Mindestabmessungen für stehend hergestellte Druckglieder eingehalten werden und andererseits das für nachträglich verstärkte Stützen charakteristische Seitenverhältnis von Altbeton zu Verbundquerschnitt von  $a/d \geq 2/3$  nicht unterschritten wird. Darüber hinaus wurde die Querschnittswahl auch noch von einer Reihe versuchstechnischer Faktoren beeinflusst. So ließ der zwischen den Säulen der Druckprüfmaschine zur Verfügung stehende Arbeitsraum von 60 cm nur Querschnittsbreiten der Verbundquerschnitte von höchstens 35 cm zu, da im Versuch Setzdehnungsmessungen vorgesehen waren. Ähnliche Querschnittsabmessungen ergeben sich für die maximal zur Verfügung stehende Prüfkraft von 5000 kN bei Ansatz einer mittleren Betonfestigkeit von  $35 \text{ MN/m}^2$ . Bei einer vorgesehenen allseitigen Schichtdicke des Spritzbetons von rund 5 cm und eines angestrebten Seitenverhältnisses von Altbeton- zu Verbundquerschnitt von  $a/d = 0,7$  wurden die Querschnittsabmessungen des quadratischen Altquerschnittes zu  $b/d = 23/23 \text{ cm}$  festgelegt. Die Höhe des in Bild 6.1 dargestellten Altbetonkörpers ergibt sich aus der Forderung nach ausreichend großen Lasteinleitungsbereichen an beiden Stützenenden sowie einem unmittelbar an diese anschließenden ebenfalls ausreichend dimensionierten Stützenmittelbereich. Da im Rahmen des Forschungsvorhabens ausschließlich nicht-knickgefährdete Stützen untersucht werden sollten, wurde die Probekörperhöhe aus Gründen der Schlankheit begrenzt. Die Gesamthöhe des Versuchskörpers wurde schließlich unter zusätzlicher Beachtung meßtechnischer Einschränkungen zu  $h = 1,44 \text{ m}$  festgelegt. Dieses Maß ergibt sich dabei für einen 32 cm langen Stützenmittelbereich, die jeweils 42 cm langen Stützenendbereiche, sowie die - in Kapitel 6.2.3 näher beschriebenen - jeweils 14 cm langen Querschnittsverbreiterungen am Stützenkopf und Stützenfuß.

Die Wahl der unteren Grenze des Längsbewehrungsgrades ergibt sich zunächst aus der Forderung der Richtlinien /15/ bezüglich der Mindestbewehrung. Hierfür wird ein Mindestbewehrungsgrad  $\rho_L = 0,8\%$  gefordert, der auf den statisch erforderlichen Betonquerschnitt zu beziehen ist. Ein Bewehrungsgrad von  $\rho_L \approx 3\%$  gilt in der Regel dagegen als obere Grenze wirtschaftlich bewehrter Druckglieder. Der sich für den Altquerschnitt mit  $4 \varnothing 16$  ergebende Längsbewehrungsgrad  $\rho_L = 1,5\%$  liegt somit in den für Stützen üblichen Grenzen. Da die Verankerungslänge der Längsbewehrung mit rund  $40 d_{sL}$  in den 14 cm langen Stützkopfverbreiterungen nicht ausreichend war,

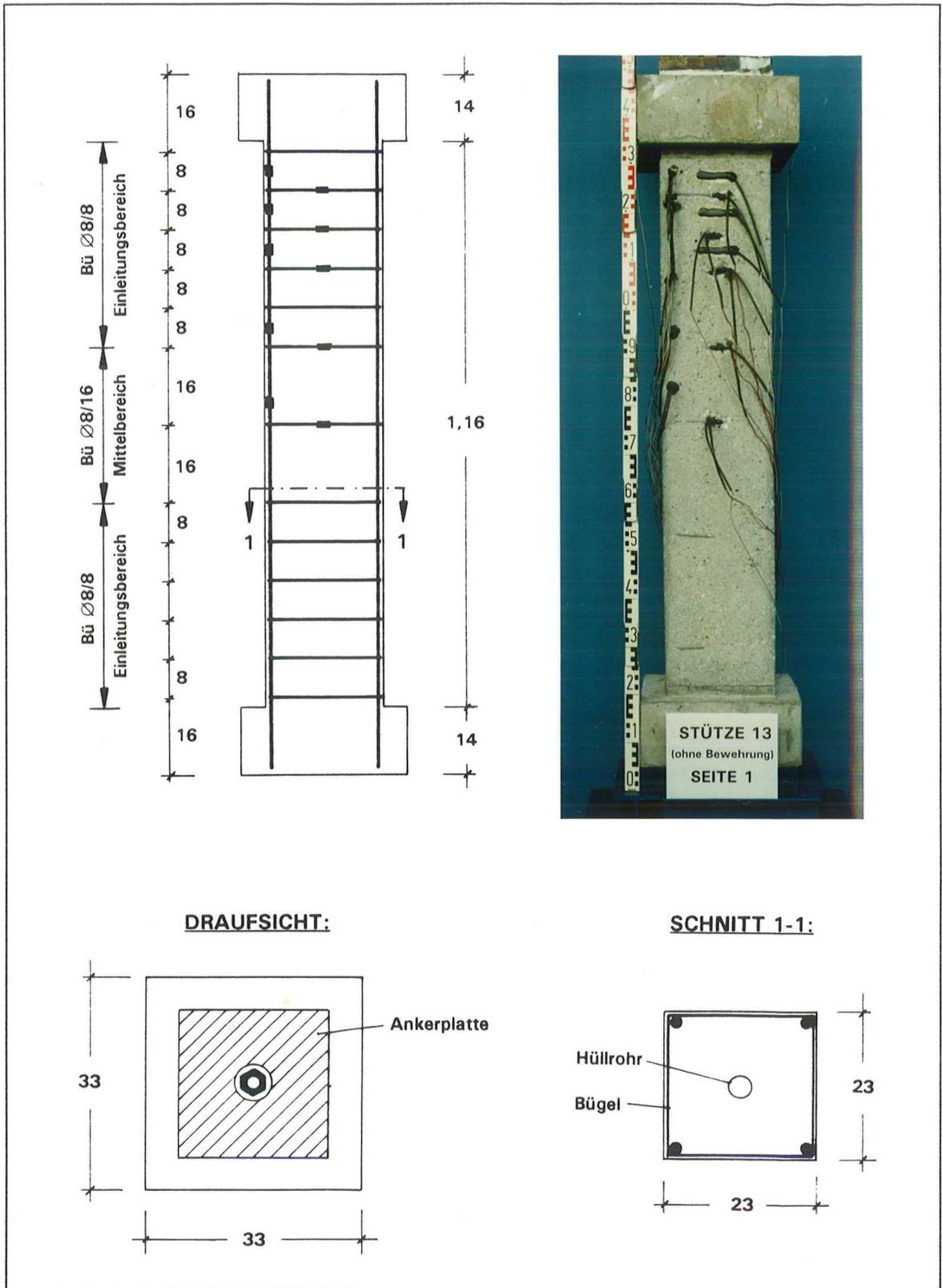


Bild 6.1: Abmessungen und Bewehrung der Altbetonstütze.

wurde die Bügelbewehrung in den Stützenendbereichen entsprechend DIN 1045, Abschnitt 25.2.2 verstärkt. Damit ergaben sich - wie in Bild 6.1 dargestellt - für alle

Versuchskörper in diesen Bereichen Bügelabstände  $s_{Bü} = 8$  cm, als Bügeldurchmesser wurde ebenfalls einheitlich  $d_{s,Bü} = 8$  mm gewählt. Im Stützenmittelbereich wurde der Bügelabstand auf  $s_{Bü} = 16$  cm verdoppelt, wobei der zulässige Bügelabstand von  $12d_{sL}$  nicht ausgenutzt wurde. Die Bügel wurden normgemäß nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.2.2, Bild 61 geschlossen und die Bügelhaken über die Stützenlängsachse versetzt. Die Querbewehrung erhielt keine Betonüberdeckung, so daß die Bügelaußenabmessungen mit 23/23 cm den Altbetonabmessungen entsprachen. Die Abmessungen und die Bewehrung der Altbetonstütze waren für alle Versuchskörper einheitlich; eine Ausnahme stellten nur die Probekörper 5 und 6, bei denen auf die obere Stützkopfverbreiterung verzichtet wurde, sowie die monolithische Vergleichsstütze VB dar, die unmittelbar in den endgültigen Abmessungen des Verbundquerschnittes hergestellt wurde.

## 6.2.2 DER VERBUNDQUERSCHNITT

Mit dem in der Versuchskonzeption festgelegten Seitenverhältnis  $a/d = 0,7$  und einer Schichtdicke der Spritzbetonummantelung von  $d = 5$  cm, konnten unter Berücksichtigung weiterer versuchstechnischer Randbedingungen ebenfalls die Abmessungen des Verbundquerschnittes festgelegt werden. Die Schichtdicke der Spritzbetonummantelung ergab sich dabei aus den Anforderungen an die Betonüberdeckung der Bewehrung nach DIN 1045, Abschnitt 13.2, Tabelle 10, wobei für den Spritzbeton eine Güte B25 angestrebt wurde. Diese Auftragsstärke entspricht ebenfalls den Anforderungen nach ZTV-SIB /99/. Da bei der ersten Versuchsreihe die Oberfläche spritzrauh belassen werden sollte, wurde die Schichtdicke normgemäß um 5 mm erhöht. Dagegen entsprach die Schichtdicke in der zweiten Versuchsserie genau der beabsichtigten Stärke. Für die erste Versuchsreihe ergeben sich damit Querschnittsabmessungen des Verbundquerschnittes von  $d/b = 34/34$  cm, während die Abmessungen in der zweiten Versuchsreihe  $d/b = 33/33$  cm betragen.

Da der Längsbewehrungsgrad des Verstärkungsquerschnittes kein vorrangiger Untersuchungsparameter war, wurden alle Versuchskörper konstruktiv mit  $4\phi 14$  bewehrt. Während die Bewehrungsstäbe am Stützenfuß unmittelbar auf der Verbreiterung aufstanden, war am Stützenkopf zwischen Stabende und Verbreiterung jeweils ein Zwischenraum von 1 cm vorgesehen. Der sich bei den Versuchskörpern 1 und 3 sowie bei allen vollflächig belasteten Versuchskörpern einstellende Spitzendruck über den Längsbewehrungsstäben des Verstärkungsquerschnittes wurde dabei nicht ausgeschlossen. Als Querbewehrung wurde bei allen Versuchsstützen eine Bügelbewehrung eingebaut, deren Abstände sich nach dem Versuchsprogramm in Tabelle 6.1 richteten. Während bei den teilflächenbelasteten Stützen - mit Ausnahme der Stütze 12 - die Bügelabstände im Stützenmittelbereich (M) auf das zulässige Maß von  $12d_{sL}$  gegen-



erbracht werden kann. Die geraden Bügelenden der von den gegenüberliegenden Seiten aufgesteckten Kappenbügel wurden dabei - um den Bügeldurchmesser höhenversetzt - miteinander verschweißt, wobei sich die Übergreifungslänge nach der - für eine tragende Verbindung - erforderlichen Länge der Schweißnaht entsprechend DIN 4099 /17/, Bild 1 ergab. Da bei dem Überlappstoß im Vergleich zum Bügelschloß keine örtliche Nachgiebigkeit auftreten kann, wurde auf ein Verschwenken der Stoßstelle in Stützenlängsrichtung verzichtet. Bei der Herstellung der Kappenbügel wurde neben dem erforderlichen Biegerollenradius zusätzlich darauf geachtet, daß das Achsmaß der gegenüberliegenden Bügelschenkel unabhängig vom Bügeldurchmesser konstant blieb.

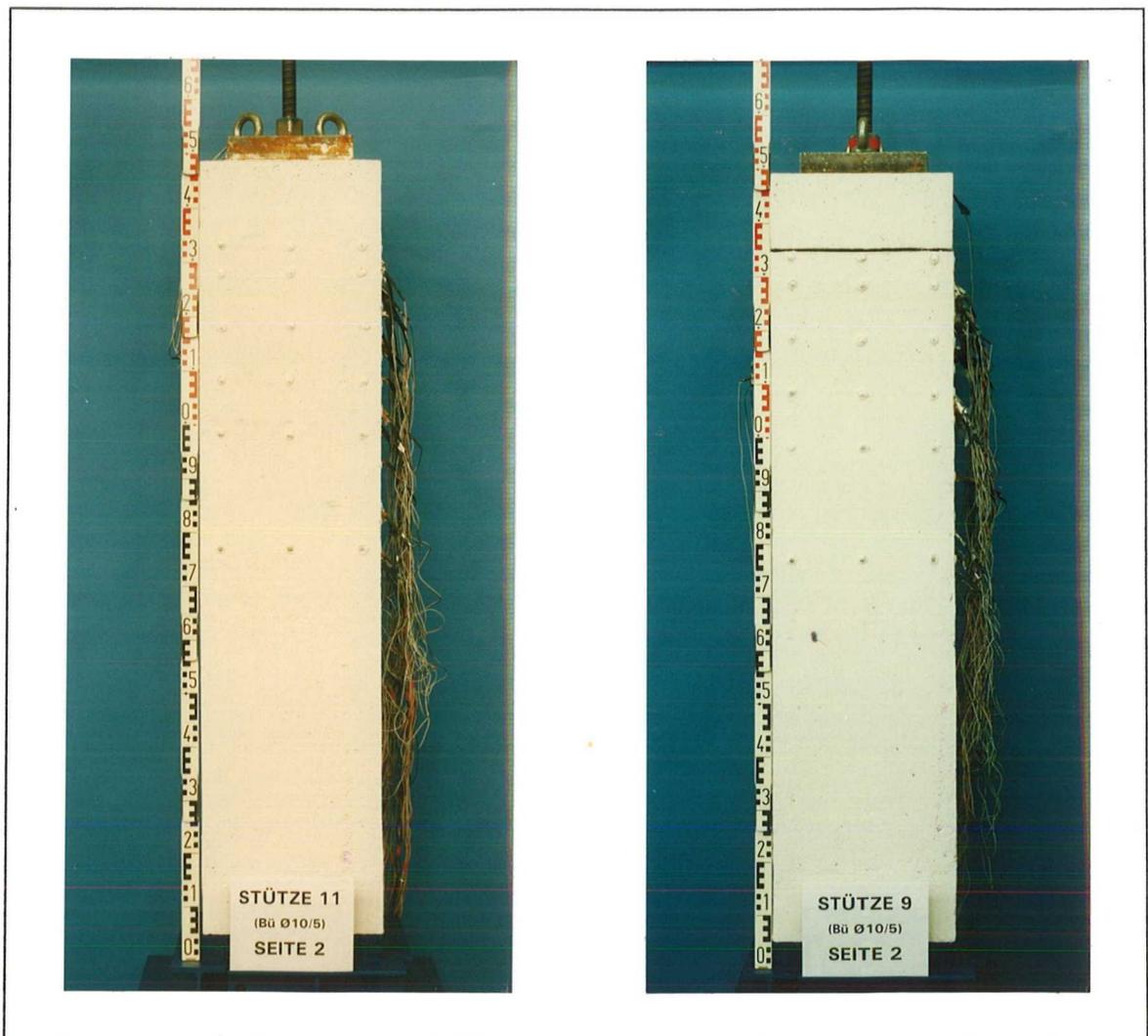


Bild 6.3: Spritzbetonverstärkte Verbundstützen.

Die Bewehrung des Verstärkungsquerschnittes ist am Beispiel der teilflächenbelasteten Versuchsstütze 9 in Bild 6.2 dargestellt. Darüber hinaus kann dieser Darstellung die - in Abhängigkeit der Versuchsparameter variierende - Lage und Anordnung der Dehnungsmeißstreifen entnommen werden. Bild 6.3 zeigt zwei spritzbetonverstärkte Stützen der Versuchsserie II vor dem Versuch. Während bei den - in der linken Hälfte des Bildes exemplarisch dargestellten - vollflächig belasteten Stützen 2,4,10, 11 und 13 sowie den Stützen 1 und 3 der ersten Versuchsserie die Spritzbetonschicht bis unmittelbar zum unteren Rand der Stützkopfverbreiterung reichte, wurde bei den teilflächenbelasteten Stützen 7,8, 9 und 12 eine Fuge zwischen unterem Rand der Stützkopfverbreiterung und der Spritzbetonschicht angeordnet, um die Belastung des Neuquerschnittes ausschließlich über den Altbetonstütze und die Verbundfuge einzuleiten.

### **6.2.3 AUSBILDUNG DER KRAFTEINLEITUNGSBEREICHE**

Um die Bauwerkssituation möglichst realistisch nachzubilden, wurden am Stützenkopf und Stützenfuß des Altquerschnittes Verbreiterungen vorgesehen, die bei den Versuchen mit vollflächiger Lasteinleitung einen breiten Unterzug bzw. einen Ausschnitt aus einer Deckenkonstruktion darstellen sollten. Mit den verbreiterten Endbereichen sollte zudem sichergestellt werden, daß die Lasteinleitung in die Stützenlängsbewehrung des Altquerschnittes zu Beginn des Untersuchungsbereiches weitgehend abgeschlossen ist und daß sich ein querdehnungsbehindernder Einfluß der Lastplatten nicht auf die Meßwerte auswirkt. Die Querschnittsabmessungen der - zusammen mit dem Altbetonquerschnitt hergestellten - Verbreiterungen entsprachen bei beiden Versuchsreihen den Abmessungen der Verbundquerschnitte. Somit konnten die Verbreiterungen beim Spritzvorgang auch als Sollvorgabe für den endgültigen Verbundquerschnitt verwendet werden. Nach Untersuchungen von Eisenbiegler /24/ zur Lasteinleitung in druckbeanspruchte Längsstäbe ist für die vorgesehenen Stabdurchmesser ein rund 15 cm langer Einleitungsbereich ausreichend. Die Höhe der Verbreiterungen am Stützenkopf und Stützenfuß wurde somit zu 14 cm gewählt und mit je 6 Schlaufen  $\varnothing 10$  in beide Richtungen bewehrt. Vorversuche mit variierender Lasteinleitung haben gezeigt, daß bei dieser Bewehrungsanordnung die maximal mögliche Prüfmaschinenkraft aufgenommen werden konnte, so daß ein vorzeitiges Versagen der Probekörper in den Krafteinleitungsbereichen ausgeschlossen werden konnte. Diese Ausbildung der Stützenendbereiche des Altbetonquerschnittes wurde mit Ausnahme der beiden Versuchskörper 5 und 6 sowie des monolithischen Vergleichskörpers B für alle anderen Versuchskörper beibehalten.

## 6.3 BAUSTOFFE

### 6.3.1 BETONSTAHL

Die Eigenschaften des ausschließlich verwendeten Betonstahls BSt 500 S wurden für die beiden Versuchsreihen getrennt in den Tabellen 6.3 und 6.4 zusammengefaßt. Diese Werte wurden den nach DIN 50145 /21/ versuchsmäßig ermittelten  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien des Stahls entnommen und stellen jeweils Mittelwerte aus drei Versuchen dar. Den Tafeln ist weiterhin zu entnehmen, daß die vorhandene Streckgrenze  $R_{p0,2}$  in allen Fällen höher liegt als die Mindeststreckgrenze nach DIN 488 /13/ und daß die ebenfalls überprüfte Zugfestigkeit  $R_m$  bei allen Betonstählen die Mindestwerte nach DIN 488 deutlich überschreitet. Wie der Vergleich der in Spalte 5 aufgeführten Werte für die Bruchdehnungen  $A_{10}$  mit den zulässigen Werten (zul.  $A_{10} = 10\%$ ) zeigt, werden die Anforderungen in keinem Fall unterschritten. Kontrolliert wurde darüber hinaus der Nennquerschnitt der Bewehrungsstäbe, der bei allen Proben im zulässigen Toleranzbereich lag.

Durchmesser [mm]	Querschnittsfläche [cm <sup>2</sup> ]	Streckgrenze $R_{p0,2\%}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung $A_{10}$ [%]
8	0,507	566,2	635,3	17,9
10	0,779	575,9	654,0	15,5
14	1,556	563,1	678,8	19,7
16	2,031	535,2	620,1	16,3

Tabelle 6.3: Eigenschaften der in Versuchsserie I verwendeten Betonstähle.

Durchmesser [mm]	Querschnittsfläche [cm <sup>2</sup> ]	Streckgrenze $R_{p0,2\%}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $R_m$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung $A_{10}$ [%]
8	0,504	532,0	601,5	18,5
10	0,784	543,2	570,1	19,1
12	1,133	549,8	622,2	17,2
14	1,556	563,1	678,8	19,7
16	2,028	578,0	673,6	15,6

Tabelle 6.4: Eigenschaften der in Versuchsserie II verwendeten Betonstähle.

Die Bewehrungsstäbe, die zur Messung der Stahldehnungen mittels Dehnungsmeßstreifen vorgesehen waren, wurden nach dem Feilen der Stahloberfläche erneut mit einer Feinwaage gewogen, so daß die prozentuale Querschnittsschwächung ermittelt werden konnte. Die gemittelten und bei der Auswertung berücksichtigten Querschnittsschwächungen betragen bei den für die Querbewehrung verwendeten Bewehrungsstäben  $\varnothing 8/\varnothing 10/\varnothing 12$  mm rund 7%, 4% und 2%, und bei den als Längsbewehrung verwendeten Durchmesser 14 mm und 16 mm wegen größerer DMS-Abmessungen rund 4,5% bzw. 3%. An querschnittsgeschwächten Bewehrungsstäben ebenfalls durchgeführte Zugversuche zeigen, daß sowohl die Streckgrenze als auch die Zugfestigkeit nahezu unverändert bleiben. Über einen Vergleich der Dehnsteifigkeiten der querschnittsgeschwächten bzw. nicht abgefeilten Bewehrungsstäbe konnten darüber hinaus die zuvor durch Wägung ermittelten rechnerischen Querschnittsschwächungen kontrolliert werden.

### 6.3.2 SPANNSTAHL

Da Stützen in der Regel vor ihrer Verstärkung mit Ausnahme des Verkehrslastanteils nicht entlastet werden, war in dem Versuchsprogramm vorgesehen, die Probekörper ebenfalls unter Belastung zu verstärken. Zur Simulierung einer Vorbelastung wurde der Altbetonquerschnitt zentrisch vorgespannt; die Höhe der Vorspannung betrug rund 80% der zulässigen rechnerischen Gebrauchslast des Altbetonquerschnittes. Die Vorspannung wurde dabei mit DYWIDAG-Einzelspanngliedern als Vorspannung ohne Verbund ausgeführt. Da bei der Vorspannung ohne Verbund berücksichtigt werden mußte, daß die zeitabhängigen Formänderungen bis zum Versuch die ursprünglich aufgebrachte Vorspannkraft verminderten, wurde ein möglichst großer Spannweg wegen der prozentual geringeren Spannkraftverluste angestrebt. Aus diesem Grund wurde die Vorspannung mit einem Gewindestab  $\varnothing = 26,5$  mm der Güte St 1080/1230 aufgebracht, der bei der gewählten Vorspannkraft von 500 kN eine Spannstahlspannung von rund  $0,75 \beta_Z$  aufweist. Da die Spannstahlspannung damit im Bereich der 0,01%-Proportionalitätsgrenze liegt, wurde vor dem Vorspannen eine gemittelte Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls konstruiert, anhand der auch die erforderliche Dehnung ermittelt werden konnte. Die Streckgrenze der verwendeten Gewindestäbe ergab als Mittel aus drei Versuchen zu  $\beta_S = 1152 \text{ MN/m}^2$ , die Zugfestigkeit betrug  $\beta_Z = 1267 \text{ MN/m}^2$  bei einer Bruchdehnung von  $A_{10} = 7,1 \%$ .

Da zudem wegen der hohen Spannstahlspannungen ein erhöhter Spannkraftverlust infolge Relaxation und ebenfalls ein zeitabhängiges Verhalten des Klebers zwischen DMS und Spannstahl erwartet werden konnte, wurde vor Versuchsbeginn ein Relaxationsversuch durchgeführt. Dieser Versuch erstreckte sich über drei Monate und entsprach damit dem mittleren Zeitraum zwischen Vorspannen und Prüftermin. Zu die-

sem Zweck wurde ein Spannglied, auf dem 2 DMS in Viertelbrückenschaltung sowie zusätzlich zur unabhängigen Dehnungskontrolle ein Mehrzweckdehnungsaufnehmer (Hersteller: HBM, Typbezeichnung: DD1) angebracht waren, in einem Rahmen vorgespannt. Die Kraft wurde dabei über eine 50 to Hohlkraftmeßdose (Hersteller: HBM, Typbezeichnung: C6, Genauigkeitsklasse 0,5%) aufgenommen. Die bei einer anfänglichen Spannstahlspannung von  $0,75 \beta_Z$  nach 1000 h auftretenden prozentualen Spannkraftverluste betragen demnach rund 4,4% und sind damit größer als der in der Zulassung für  $0,7 \beta_Z$  angegebenen Wert von 3,3%.

### 6.3.3 BETON

Für den Altquerschnitt der 16 Versuchskörper war ein Beton der Festigkeitsklasse B25 vorgesehen. Die Betondruckfestigkeit des Altbetons entspricht damit der üblicherweise verwendeten Betongüte und wird häufig auch von älteren nacherhärteten Betonen niedrigerer Güte erreicht. Zur Herstellung des Betons wurde ein Zement PZ 35F der Firma Firma Dyckerhoff, Werk Neubeckum, verwendet.

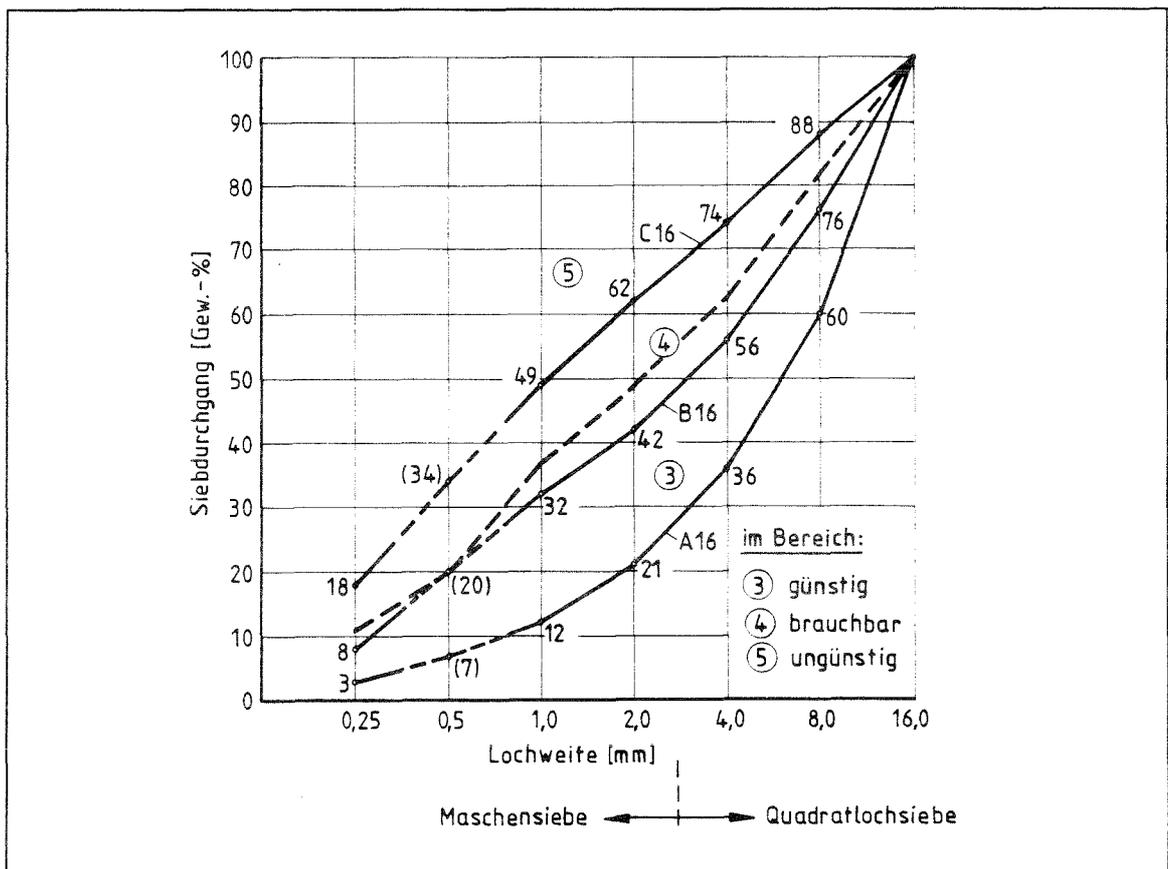


Bild 6.4: Sieblinie des verwendeten Zuschlaggemisches für den Altbeton.

Der w/z-Wert wurde nach vorheriger Eignungsprüfung zu 0,65 bei einem Zementgehalt von 300 kg/m<sup>3</sup>-Beton festgelegt. Da die Oberflächenstruktur des Altquerschnittes für die Lastübertragung vom Altquerschnitt auf den Neuquerschnitt von wesentlicher Bedeutung ist, wurde beim Betonentwurf eine für den Reibungsverbund ungünstige Kornzusammensetzung mit hohem Feinkornanteil gewählt. Die für die Betonzusammensetzung des Altbetons verwendete und in Bild 6.4 dargestellte stetige Sieblinie des Zuschlaggemisches liegt nach DIN 1045 im brauchbaren Bereich zwischen den Sieblinien B 16 und C 16. Der Betonzuschlag aus quarzitischem Rundkorn wurde dabei aus sechs getrennten Korngruppen bei einem Größtkorn von 16 mm zusammengesetzt. Der Beton enthielt keine Zusatzmittel und keine Zusatzstoffe.

Stütze Nr.	Versuchs- serie	$\beta_{W,V}$ [MN/m <sup>2</sup> ] Würfeldruck- festigkeit Vor- spannzeitpunkt	$\beta_{W,G}$ [MN/m <sup>2</sup> ] Würfeldruck- festigkeit Güteprüfung	$\beta_{W,E}$ [MN/m <sup>2</sup> ] Würfeldruck- festigkeit Versuchstag	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ] Vorspann- zeitpunkt	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ] Versuchstag
1	I	27,29	32,80	36,25	29600	29800
2	I	27,29	32,80	39,04	29600	32200
3	I	27,29	32,80	36,25	29600	29800
4	I	27,29	32,80	39,04	29600	32200
5	Z	32,28	32,63	41,25	28700	29600
6	Z	32,28	32,63	41,08	28700	30400
7	II	32,38	30,58	37,88	30300	32000
8	II	32,38	30,58	41,50	30300	31100
9	II	32,38	30,58	38,13	30300	31100
10	II	32,38	30,58	40,19	30300	31800
11	II	32,96	30,62	38,00	30400	33000
12	II	32,96	30,62	40,75	30400	33300
13	II	32,96	30,62	37,86	30400	33000
VA	III	30,79	33,56	37,17	30700	31100
VB	III	30,79	33,56	37,17	30700	31100
VC	III	32,28	32,63	40,25	28700	30400

Tabelle 6.5: Festigkeitskennwerte der Betonprüfungen der Altbetonstützen.

Zusammen mit den zusätzlichen Versuchskörpern und den monolithischen Vergleichskörpern wurden die Altbetonkörper an insgesamt fünf Betonierterminen hergestellt. Zur Überprüfung der Betongüte nach 28 Tagen wurden zu jedem Betoniertermin jeweils 3 Würfel der Kantenlänge 20 cm hergestellt und entsprechend DIN 1048 /16/, Teil 1 gelagert. Je drei weitere Würfel wurden zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit zum Vorspannzeitpunkt verwendet. Für jede Versuchsstütze waren darüber hinaus je drei weitere Würfel vorgesehen, die jeweils im Rahmen der Erhärtungsprüfung zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit am Versuchstag geprüft wurden. Die Erhärtungskörper wurden dabei bis zum Zeitpunkt der Versuche unmittelbar neben den Versuchsstützen gelagert. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach DIN 1048 sowie der Prismenfestigkeit wurden zusätzlich zu jedem Betoniertermin E-Modul-Körper mit Querschnittsabmessungen 10/15/70 cm in Körpermitte und mit verbreiterten Endbereichen hergestellt. In der Regel wurden für jede Stütze zwei dieser Versuchskörper hergestellt, wovon jeweils einer zum Vorspannzeitpunkt geprüft wurde, und der andere Versuchskörper zur Bestimmung des E-Moduls sowie der Prismenfestigkeit zum Versuchszeitpunkt vorgesehen war. Einige dieser Körper wurden dabei mit Dehnungsmeßstreifen versehen, um die Spannungsdehnungslinie des Altquerschnittes kontinuierlich aufzeichnen zu können. Die Ergebnisse dieser Baustoffprüfungen sind in Tabelle 6.5 ersichtlich.

#### **6.3.4 SPRITZBETON**

Verfahrensbedingt wurde für die Herstellung des Spritzbetons ein als Sackware angeliefertes Spritzbeton-Trockengemisch verwendet, das aus Vergleichsgründen für beide Versuchsserien vom gleichen Hersteller bezogen wurde. Verwendet wurde ein Spritzbeton mit 8 mm Größtkorn der Fa. quick-mix GmbH mit der Bezeichnung RB 8S/35. Laut Werksmitteilung weist das Spritzbeton-Trockengemisch einen Zementgehalt von 462 kg/m<sup>3</sup>-Beton PZ 35 F, der Fa. Schwenk, Mergelstetten auf. Die im günstigen Bereich zwischen den Sieblinien A8 und B8 nach DIN 1045 liegende Sieblinie des Zuschlaggemisches ist in Bild 6.5 dargestellt. Darüber hinaus ist der Ausgangsmischung ein Abbindebeschleuniger (Guttacrete BE) beigemischt, der - auf die Zementeinwaage bezogen - mit 3,0-Gew.-% dosiert ist.

Zu jedem der beiden Spritzbetontermine wurden normgemäß Spritzplatten mit den Abmessungen 50/50/12 cm in der bei der Bauausführung vorwiegend vorkommenden Spritzrichtung hergestellt. Eine weitere Platte mit den Abmessungen 80/80/30 cm diente zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls und zusätzlicher Festigkeitskennwerte. Aus diesen Platten wurden in Spritzbetonalter von drei Tagen Bohrkerne mit einem Durchmesser von 10 cm gezogen und anschließend auf die vorgesehene Probekörper

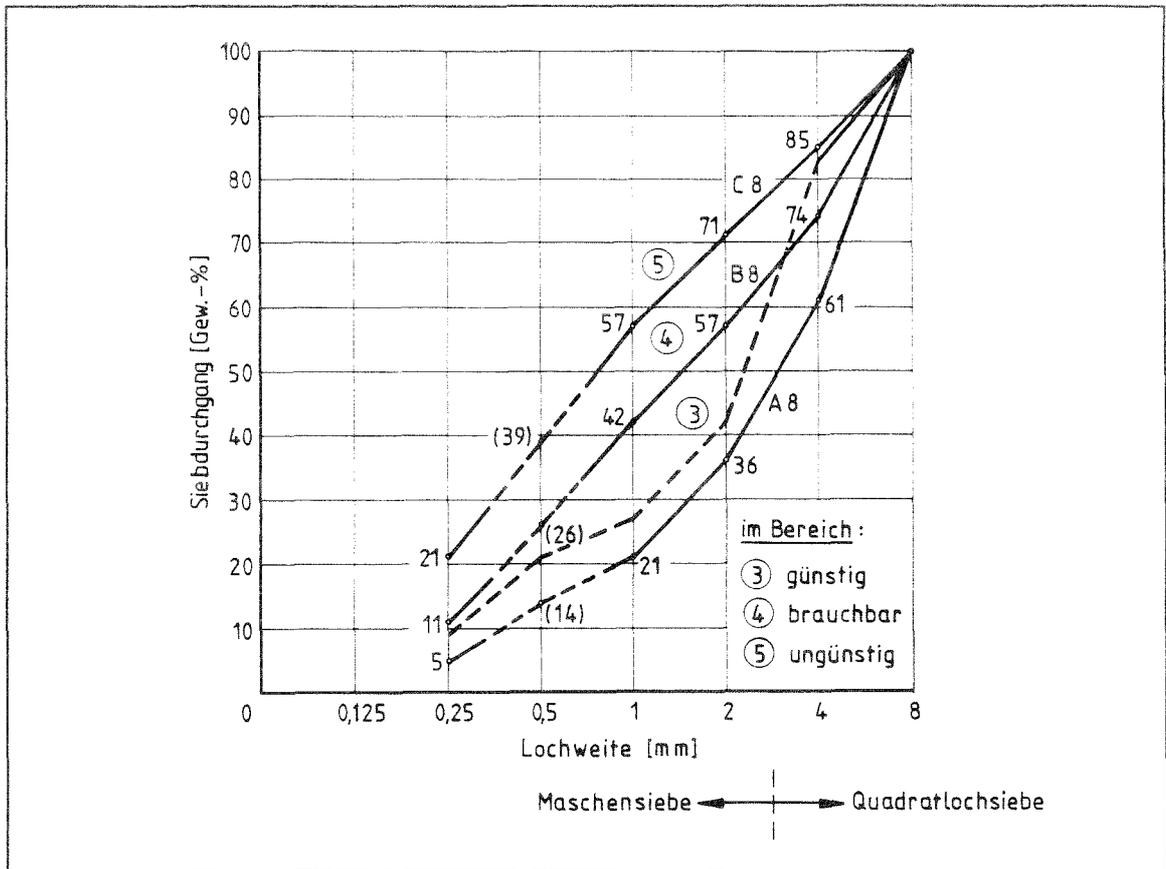


Bild 6.5: Sieblinie des verwendeten Zuschlaggemisches für den Spritzbeton in beiden Versuchsserien.

höhe gekürzt. Während sich nach dem Planschleifen der Oberflächen für die Probekörper zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit ein Verhältnis von Probekörperhöhe zu Probekörperdurchmesser von  $h/d = 1$  ergab, wurde die Höhe der E-Modulkörper zur Durchführung von Setzdehnungsmessungen auf 20 cm verdoppelt. Danach wurden die Probekörper bis zum Versuchstermin neben den Versuchsstützen gelagert. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen des Spritzbetons sind in Tabelle 6.6 aufgeführt.

Versuchsstützen Nr.:	$\beta_{C,100}$	E-Modul
1;3	39,46	24200
2;4	37,34	nicht ermittelt
7-13	35,59	25700

Tabelle 6.6: Festigkeitskennwerte der Betonprüfungen des Spritzbetons.

Die Bohrkern wurden dabei jedoch nicht nur in Spritzrichtung entnommen, sondern ebenfalls senkrecht zur Spritzrichtung, um einen eventuell vorhandenen Einfluß der Spritzrichtung auf die Festigkeitskennwerte zu untersuchen. Während die den 12 cm hohen Platten entnommenen zylindrischen Prüfkörper ausschließlich zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit verwendet wurden, konnte an den Proben mit einem Verhältnis  $h/d = 2$  zusätzlich der Elastizitätsmodul und ein Beiwert für die Probekörperschlankheit untersucht werden. Zusammen mit dem E-Modul-Versuch und der Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeiten wurden an diesen Körpern auch Spannungsdehnungslinien unter zentrischen Belastung ermittelt. In Bild 6.6 sind die aus zwei bzw. drei Versuchen gemittelten Spannungsdehnungslinien für beide Versuchsreihen sowohl in, als auch senkrecht zur Spritzrichtung aufgetragen. Im Gegensatz zur Zylinderdruckfestigkeit, die sich bei beiden Versuchsreihen als nahezu unabhängig von der Spritzrichtung erweist, lassen sich beim Verformungsverhalten tendenzielle Unterschiede erkennen. Dabei wird ersichtlich, daß die Proben, die wie im Bauwerk senkrecht zur Spritzrichtung belastet werden, einen höheren Anfangs-Elastizitätsmodul aufweisen und sich bei gleicher Spannung weniger verformen als die in Spritzrichtung belasteten Probekörper. Die Verformungsunterschiede bei den E-Modul-Prüfungen bestätigen damit Versuchsergebnisse von Wind/Kern /95/, die sowohl für die Druckfestigkeit als auch für den Elastizitätsmodul eine Abhängigkeit von der Spritzrichtung festgestellt haben.

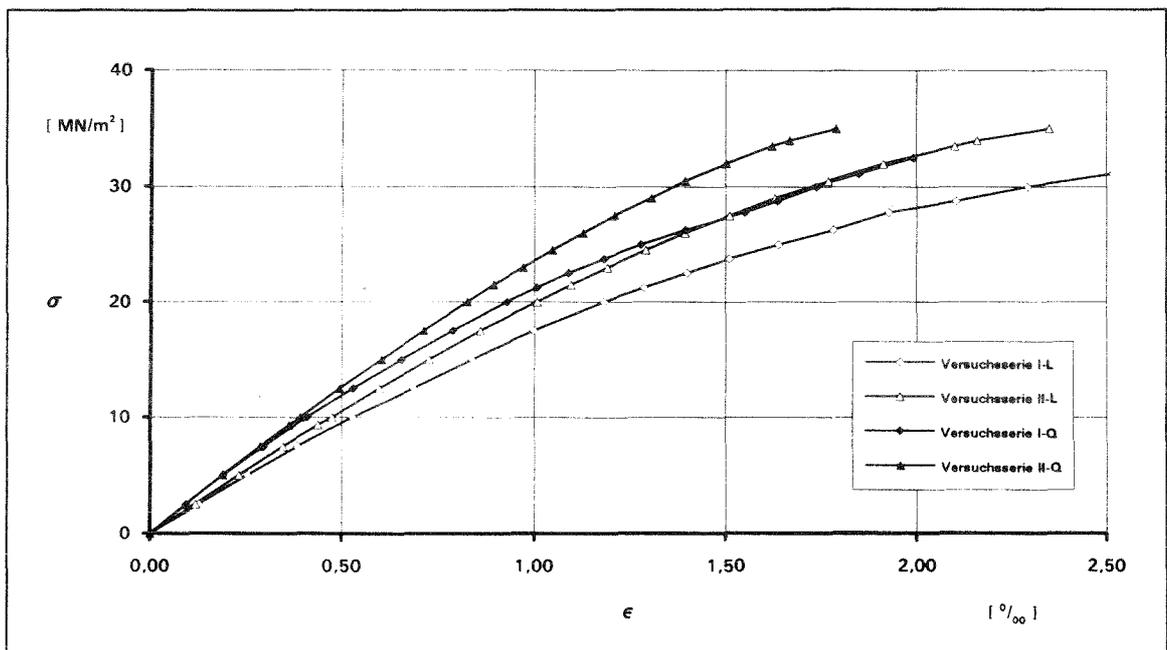


Bild 6.6: Gemittelte Spannungsdehnungslinien beider Versuchsreihen für in Spritzrichtung und senkrecht zur Spritzrichtung belastete Probekörper.

## 6.4 HERSTELLEN DER VERSUCHSKÖRPER

### 6.4.1 DER ALTQUERSCHNITT

Untersuchungen von Rackwitz/Adam/Schrub /57/ und Müller /47/ zufolge weist die Betondruckfestigkeit stehend betonierter Stützen eine signifikante Abhängigkeit von der Stützhöhe auf. Demnach läßt sich im unteren Stützenbereich die größte Betondruckfestigkeit feststellen, während die Festigkeit mit zunehmender Stützhöhe abnimmt. Um diesen für die Ermittlung der Traglast nachträglich verstärkter Stützen wichtigen Einfluß berücksichtigen zu können, wurden alle Versuchskörper stehend betoniert. Gegen ein liegendes Betonieren sprach auch weiterhin, daß das Absinken der Zuschlagkörner zu einem ungleichmäßigen Betongefüge mit uneinheitlichen Verbundeigenschaften geführt hätte. Um Exzentrizitäten bei der Probekörperherstellung zu minimieren, wurden die Holzschalungen nach dem Einbau des Bewehrungskorbes sowie des Hüllrohres ( $\varnothing_i/\varnothing_a = 32/37$  mm) in einem Stahlrahmen zentriert und verkeilt. Der Beton wurde in einem institutseigenen 250 l-Zwangsmischer hergestellt, in die Schalung eingebracht und mit einem Innenrüttler ( $\varnothing = 3,5$  cm) verdichtet. Die Körper wurden im Anschluß an das Betonieren mit Folien abgedeckt und nach dem Entfernen der Schalung nach rund 2 Tagen eine Woche lang mit feuchten Tüchern nachbehandelt. Bis zum Sandstrahlen bzw. dem Aufbringen der Spritzbetonschicht wurden die Körper dann im Klima der Versuchshalle (i. M.: 20°C und 55% rel. F.) aufbewahrt.

Die Altbetonstützen der ersten Versuchsserie wurden im Probekörperalter von 7 bis 14 Tagen liegend vorgespannt; dagegen betrug das Betonalter der Altbetonstützen in der zweiten Versuchsserie zum Vorspannzeitpunkt rund 4 Wochen. Die Vorspannung wurde dabei mit einem 1000 kN Hohlkolben-Zylinder (Hersteller: Lukas, Typ HoP 100/200) aufgebracht, die über ein FAG Hochdruck-Pumpenaggregat, Typ RKA beaufschlagt wurde. Die Kontrolle der eingebrachten Vorspannkraft erfolgte dabei zum einen über das Manometer der Pumpe und zum anderen über die auf dem Spannstahl applizierten DMS. Nach mehrmaligem Überspannen und Ablassen wurde die planmäßige Vorspannkraft über die Gewindemuttern auf die 5 cm starken Ankerplatten aus St 52 abgesetzt. Zwischen diesen Ankerplatten, deren Abmessungen mit 23/23 cm genau dem Altbetonquerschnitt entsprachen, und dem Probekörper wurde unmittelbar vor dem Vorspannen noch eine dünne Gipszwischen-schicht angeordnet, um eventuelle Unebenheiten der Betonoberfläche des Probekörpers auszugleichen.

Vor dem Einbau der Bewehrung des Verstärkungsquerschnittes wurden die Betonoberflächen des Altbetonquerschnitts im Sandstrahlverfahren aufgerauht. Als Material zum Aufrauen wurde bei beiden Versuchsserien aufbereitete granuliert Schmelzkammerschlacke, Markenname Testra, mit einer Körnung bis maximal 2 mm verwendet. Die Intensität der Oberflächenaufrauung wurde von den Spezialfirmen bestimmt, sollte aber der üblichen Vorbehandlung bei Verstärkungsmaßnahmen entsprechen. Nach Abschluß der Sandstrahlarbeiten waren an der Körperoberfläche fest eingebettete Zuschlagkörner sichtbar. Um in beiden Versuchsreihen ähnliche Verbundeigenschaften zu erreichen, wurde zudem bei allen Körpern auf eine vergleichbare Rauheit geachtet.

#### **6.4.2 DER VERBUNDQUERSCHNITT**

Nach dem Sandstrahlen und dem Applizieren der DMS auf die Altbetonoberfläche wurde die Bewehrung des Verbundquerschnittes eingebaut. Der Bewehrungskorb im Verstärkungsquerschnitt ergab sich durch das kraftschlüssige Zusammenschweißen der Kappenbügel, wobei der ausgeführte Überlappstoß im Metall-Aktivgas-Schweißverfahren hergestellt wurde. Um die auf den Bügeln applizierten DMS nicht zu hohen thermischen Belastungen auszusetzen, wurden die direkt an die Schweißstelle angrenzenden Bügelbereiche während und nach dem Schweißvorgang gekühlt. Mit den Spritzbetonarbeiten wurde begonnen, als die gesäuberten und vorgehärteten Auftragsflächen so weit abgetrocknet waren, daß sie mattfeucht aussahen. Bei allen Versuchskörpern wurden dabei Kantenschalungen eingesetzt, die als Lehre für die geplante Schichtdicke verwendet wurden. Um ein Federn des Bewehrungskorbes während der Spritzbetonarbeiten zu vermeiden, wurde der Korb mit Rödeldraht gegen diese Kantenhölzer verspannt. Während der Spritzbetonmantel der 4 Probekörper der Versuchsserie I an einem Tag hergestellt werden konnten, wurde die Verstärkung der sieben Probekörper der Versuchsserie II an zwei aufeinander folgenden Tagen durchgeführt. Dazu wurden am ersten Tag bei diesen Versuchskörpern jeweils nur die gegenüberliegenden Seiten verstärkt, die beiden übrigen Seiten wurden am darauf folgenden Tag gespritzt, nachdem die entstandenen Kanten mit einem Hammer gebrochen und die Anschlußfuge gesäubert wurde. Im Anschluß an die Spritzbetonarbeiten wurden die Versuchskörper eine Woche lang unter feuchten Tüchern und Plastikfolien gegen Austrocknen geschützt. Für die Spritzbetonarbeiten der ersten Versuchsserie wurde eine Rotormaschine mit der Typbezeichnung Aliva 240 verwendet; bei der zweiten Versuchsserie kam eine nach dem Zweikammersystem arbeitende Trockenspritzmaschine Torkret N1 zur Anwendung.

## 6.5 BELASTUNG UND ZEITLICHER ABLAUF DER VERSUCHE

### 6.5.1 VARIANTEN DER LASTEINLEITUNG

Die Belastungsmöglichkeiten, die in den Hauptversuchen und bei den monolithischen Vergleichskörpern variiert wurden, sind in Bild 6.7 dargestellt. Prinzipiell kann dabei zwischen den beiden Grenzfällen, vollflächige Lasteinleitung und Teilflächenbelastung, unterschieden werden, wobei für die Teilflächenbelastung zusätzlich differenziert werden kann. So wurde in der ersten Versuchsserie mit der Teilflächenbelastung der verstärkten Stütze eine Belastungssituation nachgebildet, die an einer Geschoßdecke auftritt, wenn die Stütze im darüberliegenden Geschoß nicht verstärkt wird. Bei dieser Belastungsvariante konnte die Spritzbetonummantelung ähnlich wie bei den monolithischen Stützen auf Kontaktdruck belastet werden. Bei den teilflächenbelasteten Stützen der zweiten Versuchsserie wurde diese direkte Kraffteinleitung durch einen 10 mm großen umlaufenden Spalt aufgehoben, so daß bei den Versuchen eine reine Teilflächenbelastung vorlag. Die Lasteinleitung in den Verbundquerschnitt am Stützenfuß entsprach bei allen Versuchskörpern einer vollflächigen Belastung.

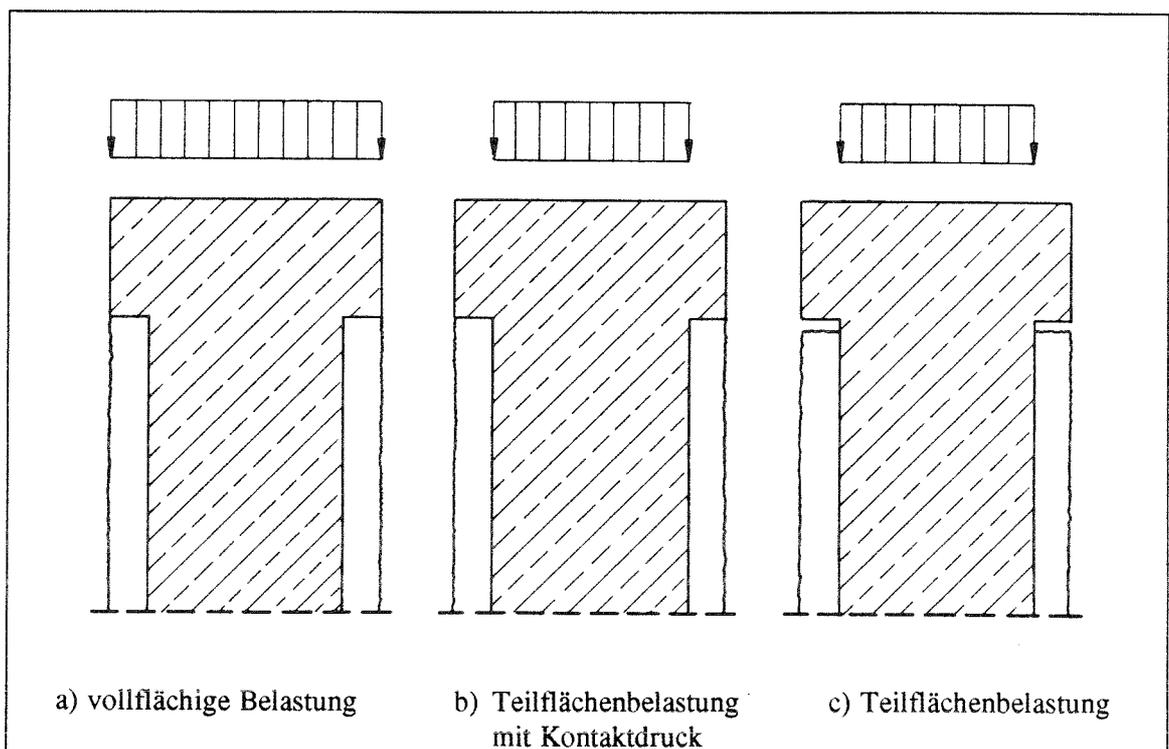


Bild 6.7: Untersuchte Lasteinleitungsvarianten.

## 6.5.2 BELASTUNGSEINRICHTUNG

Für die Durchführung der Versuche wurde eine am Institut vorhandene 500-to Druckprüfmaschine wegen des nicht ausreichenden Prüfraumes umgebaut. Dafür wurden das Ober- und das Unterhaupt der vorhandenen Maschine getrennt und - wie in Bild 6.8 ersichtlich ist - in einen aus vier HEB-200 Profilen bestehenden Prüfraumen eingebaut.

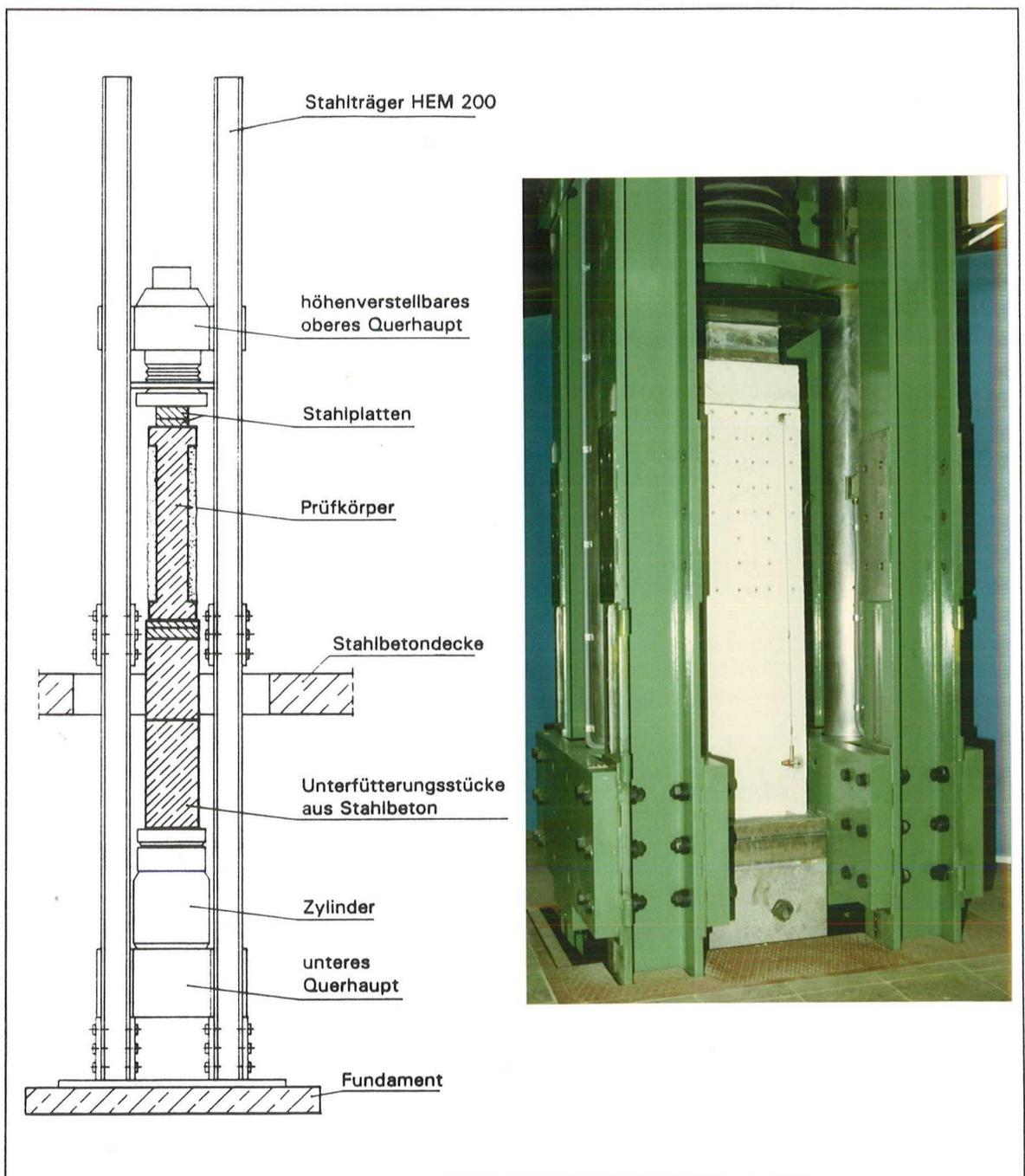


Bild 6.8: Druckprüfmaschine mit selbstgefertigtem Prüfraumen.

Das Oberhaupt der für maximal 4 m hohe Probekörper ausgelegten Prüfmaschine ist dabei stufenweise verstellbar, da die Oberflächen der Profile nicht durchgehend bearbeitet sind. Eine vor Beginn der Versuche von der Fa. Mohr & Federhaff, Düsseldorf durchgeführte Eichung erlaubt die Einstufung der Maschine in Güteklasse 2 nach DIN 51302 /22/. Dieser Einstufung entspricht eine Abweichung von maximal 2% bei einer Höchstlast von 5000 kN.

Um eine ungewollte Exzentrizität durch ein Abweichen der Prüfkörperachse von der Prüfmaschinenachse zu vermeiden, wurden die Probekörper beim Einbau in die Prüfmaschine in eine dünne Zementschicht gesetzt und durch Zentrierkeile justiert. Auf die gleiche Weise wurden Maßtoleranzen zwischen der oberen Lastplatte und dem Probekörper beseitigt. Bei Versuchsbeginn wiesen die Zementausgleichsschichten ein Alter von mindestens einem Tag auf.

### **6.5.3 ZEITLICHER ABLAUF DER VERSUCHE**

Nach dem Einbau des Probekörpers und vor Beginn des Versuches wurden sowohl für die DMS-Meßstellen als auch für die Setzdehnungs-Meßstrecken Anschlußmessungen durchgeführt. Darüber hinaus waren für die erstmalig im Versuch gemessenen Meßstrecken, wie die mit dem Meßbügel aufgenommenen Querdehnungsmeßstrecken, Nullmessungen vorgesehen. Nachdem der Kolben der Druckprüfmaschine in Schwebelage gefahren wurde, wurden alle über die Umschaltanlage aufgenommenen Meßwerte abgeglichen. Die über die Öldruckmeßdose angezeigte Prüfkraft wurde zur Kompensation des Eigengewichtes ebenfalls zu Null gesetzt. Die Belastung der Probekörper erfolgte zunächst in Laststufen von 100 kN. Jeweils unmittelbar nach dem Erreichen einer Laststufe wurden die Meßwerte der Dehnungsmeßstreifen sowie der induktiven Wegaufnehmer über eine Umschaltanlage abgefragt und ausgeplottet. Wurden bei der betreffenden Laststufe zusätzlich noch Setzdehnungsmessungen bzw. Messungen mit dem Meßbügel durchgeführt, wurden die Meßwerte der DMS sowie der induktiven Wegaufnehmer auch noch einmal am Ende der jeweiligen Laststufe abgefragt, wodurch während der Messungen aufgetretene Kriechverformungen ermittelt werden konnten. Die von der Prüfmaschine aufbrachte Kraft wurde dabei während der Meßintervalle konstant gehalten. Bei der ersten Versuchsreihe erfolgten die Setzdehnungsmessungen sowie die - zur Bestimmung der Querverformung durchgeführten - Meßbügel-Messungen bei jeder zweiten Laststufe. Dabei wurden die Meßbügelmessungen pro Meßstelle dreimal wiederholt, wobei besonders auf eine zwängungsfreie Führung der Meßbügel geachtet wurde. Die SDM-Messungen wurden pro Meßstrecke dreimal gemessen, so daß für ein Meßintervall insgesamt ca. 20 Minuten benötigt wurden. In der zweiten Versuchsreihe wurden die DMS-Meßwerte und die induktiven Wegaufnehmer wiederum in Intervallen von 100 kN aufgenommen, während die

Meßintervalle für die SDM-Messungen und die Meßbügel-Messungen auf 400 kN verdoppelt wurden. Auf die Setzdehnungsmessungen sowie die Meßbügel-Messungen wurde verzichtet, wenn während einer Laststufe mit manuellen Messungen eine merkliche Verformungszunahme des Probekörpers registriert wurde. Die weitere Belastung des Versuchskörpers erfolgte stufenlos bis zum Versagen, wobei die elektronisch aufgenommenen Meßwerte in der Regel weiterhin alle 100 kN aufgenommen wurden. Im Bereich des Bruchzustandes wurde versucht, die Verformungsmeßwerte genau bei Erreichen der Maximalbelastung zu erfassen. Zusätzlich zur Umschaltanlage wurde die maximale Prüfmaschinenkraft von einem Spitzenwertspeicher aufgenommen. Die gesamte Versuchsdauer betrug für die Probekörper der Versuchsreihe I rund fünf Stunden, für die zweite Versuchsreihe wegen der Verdoppelung der Meßintervalle rund drei Stunden.

## 6.6 DURCHGEFÜHRTE MESSUNGEN UND UNTERSUCHUNGEN

Mit der der Auswahl der Meßverfahren und der Meßstellenanordnung sollte eine umfassende Analyse des Trag- und Verformungsverhalten nachträglich verstärkter Verbundquerschnitte ermöglicht werden. Während das Verformungsverhalten des Spritzbetonmantels sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit mechanischen Setzdehnungsmessungen erfaßt werden konnte, waren Aussagen über das Verformungsverhalten des Altquerschnittes bzw. eventueller Relativverschiebungen zwischen Alt- und Verstärkungsmantel nur mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen zu erreichen. Die DMS wurden dabei vorwiegend auf den Betonstählen appliziert, da die gemessenen Dehnungen bei bekannter Spannung-Dehnungsline des Stahls zur Berechnung der Traglast herangezogen werden konnten. Mit den zusätzlich auf der Spritzbetonoberfläche durchgeführten Setzdehnungsmessungen sollten einerseits die DMS-Meßwerte kontrolliert werden können, und andererseits sollten sie Aufschluß über das lastabhängige Verbundverhalten geben. Dies betraf in erster Linie den Reibungsverbund zwischen den Betonen, da vermutet wurde, daß die Längskraftübertragung in den Spritzbetonmantel vorwiegend auf die steiferen Eckbereiche beschränkt ist. Die mit einem Meßbügel durchgeführten Querdehnungsmessungen sollten ergänzend über die Verformung bzw. Verwölbung des Querschnittes im Horizontalschnitt Auskunft geben.

In Bild 6.9 wird ein Überblick über den in den Versuchen verwendeten elektronischen Versuchsaufbau sowie über die Anordnung zusätzlich angebrachter induktiver Wegaufnehmer am Beispiel einer teilflächenbelasteten Stütze gegeben. Um die DMS-Meßwerte möglichst schnell hintereinander aufnehmen zu können, wurden sie über

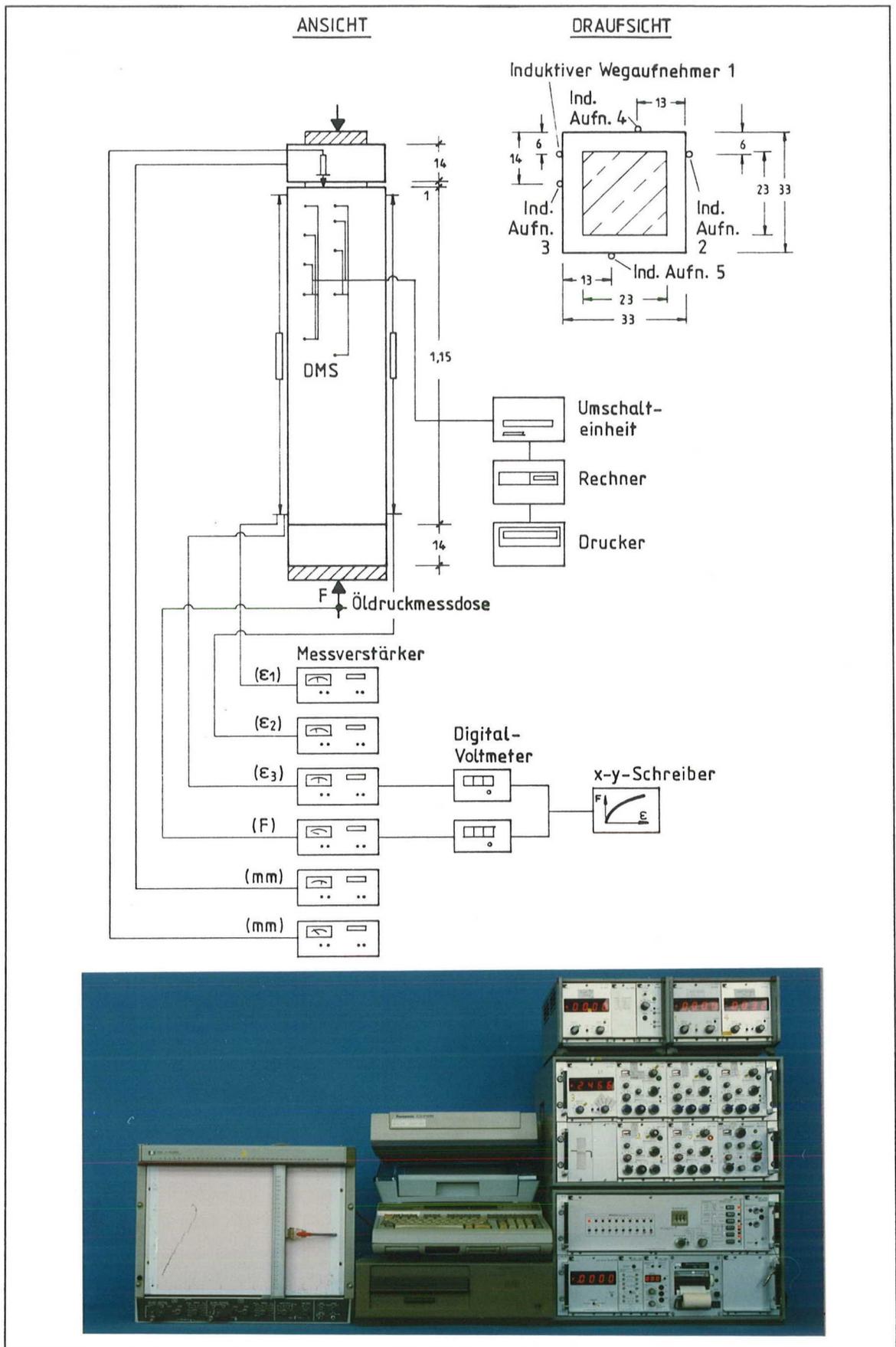


Bild 6.9: Darstellung der in den Versuchen verwendeten Meßeinrichtungen.

eine - von einem Rechnerprogramm gesteuerte - Umschaltanlage abgefragt. Die Prüfkraft sowie die induktiven Wegaufnehmer wurden über Verstärker aufgenommen und über Digital-Voltmeter laufend angezeigt, wobei diese Meßwerte ebenfalls zu den vorgesehenen Meßzeitpunkten vom Rechner eingelesen und zusammen mit den DMS-Meßwerten über einen Drucker ausgegeben wurden. Zur Verformungskontrolle wurden während der Versuche zudem die Dehnungen des Spritzbetonmantels und die Prüfkraft mit einem x-y-Schreiber kontinuierlich aufgezeichnet.

Die von der Prüfmaschine aufgebrachte Belastung wurde neben dem Manometer auch über eine im Ölkreislauf der Maschine eingebaute Öldruckmeßdose (Hersteller: HBM, Typ P2) erfaßt. Dabei entsprach jedoch wegen der Vorspannung der Probekörper die angezeigte Belastung nicht der tatsächlichen Belastung der Versuchskörper. Die vom Spannglied verursachte Zusatzbelastung war dabei von der aufsummierten Gesamtverformung des Körpers abhängig, da die Vorspannung als Vorspannung ohne Verbund ausgeführt wurde. Die jeweilige Zusatzbelastung konnte aus den mittels DMS in Spannstahlmitte aufgenommenen Stahldehnungen ermittelt werden. Während insbesondere bei den teilflächenbelasteten Versuchsstützen das Spannglied im Bruchzustand spannungslos war, mußten bei den vollflächig belasteten Stützen infolge der Restspannung im Spannglied die angezeigten Bruchlasten um einen zusätzlichen Lastanteil aus Vorspannung korrigiert werden.

Um bei einem gelösten Verbund zwischen Altbeton und Spritzbeton zusätzliche Informationen über das Verformungsverhalten des Altbetonquerschnittes zu bekommen, wurden - wie in Bild 6.1 beispielhaft ersichtlich - bei allen Versuchskörpern auf der Altbetonoberfläche im Lasteinleitungsbereich einige 5 cm lange elektrische Dehnungsmeßstreifen (HBM,; Typ LY 61) appliziert, mit denen die Betondehnung im hochbelasteten Stützenkopf in Längs- und Querrichtung gemessen wurde.

Unmittelbar im Anschluß an die Nachbehandlung wurden die für die Setzdehnungsmessungen vorgesehenen Meßmarken auf die Spritzbetonoberfläche geklebt. In Stützenlängsrichtung wurden bei allen Stützen in gleicher Anordnung insgesamt 5 Meßketten (vgl. Bild 7.8: L1-L5) auf zwei gegenüberliegenden Seiten angeordnet. Dagegen wurden die ebenfalls auf zwei Seiten angeordneten Querketten der jeweiligen Lage der Bügelbewehrung im Verstärkungsquerschnitt angepaßt. Die prinzipielle Anordnung der Meßketten kann dabei den in Bild 7.8 dargestellten Rißbildern entnommen werden. Um in den Lasteinleitungsbereichen die Dehnungen nicht zu stark zu mitteln, wurde die Meßbasis des Setzdehnungsmessers (Firma: Staeger; Typ: BAM-Setzdehnungsmesser, Bauart Pfender) einheitlich zu 100 mm festgelegt. Zur Kompensation von Temperatureinflüssen und Einflüssen aus den zeitabhängigen Ver-

formungen wurden entsprechende Kompensationskörper ebenfalls mit Meßmarken versehen. Um während des Versuches die Betondehnungen zusätzlich kontinuierlich aufzeichnen zu können, wurden am Versuchskörper mehrere induktive Wegaufnehmer angeordnet.

Für die Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben der Längs- und Querbewehrung kamen ausschließlich geätzte Folien-Dehnungsmeßstreifen mit integriertem Lötstützpunkt zur Anwendung. Dabei wurden für die Längsbewehrung im Alt- und Spritzbeton DMS mit 6 mm langen Meßgittern (Hersteller: HBM; Typ LY 61) verwendet, während für die Bügelbewehrung wegen der kleineren Stabdurchmesser DMS des gleichen Typs, jedoch mit 3 mm langen Meßgittern eingesetzt wurden. Entsprechend einer in /89/ vorgeschlagenen Applikationsvariante wurden die Längsrippen der Stäbe an den für die DMS vorgesehen Stellen so weit abgefeilt, bis eine für die Applikation des Meßgitterträgers ausreichend große Fläche entstanden war. Um dabei die prozentuale Querschnittsschwächung möglichst klein zu halten, wurden die Meßgitterträger in ihrer Breite beschnitten. Die DMS wurden grundsätzlich paarweise gegenüberliegend angeordnet, um Exzentrizitäten durch eine einseitige Querschnittsschwächung zu vermeiden, und um eventuelle Biegeeinflüsse im Versuch erfassen zu können. Die Stahloberfläche wurde vor dem Kleben der Dehnungsmeßstreifen gereinigt; als Kleber wurde ein Zweikomponentenkleber (Hersteller: HBM; Bezeichnung: X60) verwendet. Nach dem Erhärten des Klebers und dem Anlöten der Kabel, wurde auf dem Meßgitter eine Teflon-Zwischenschicht angeordnet, die Relativverschiebungen zwischen dem DMS und der späteren Kapselung der Meßstelle mit einem Epoxidharz (Hersteller: Europavia; Bezeichnung: PS-Kleber) ermöglichen sollte. Diese Kapselung der Meßstellen hatte sich in Vorversuchen als ausreichend widerstandsfähig gegenüber Feuchtigkeit und gegenüber der - mit dem Spritzvorgang verbundenen - mechanischen Beanspruchung erwiesen. Durch die Kapselung der DMS entstehende örtliche Verbundstörungen konnten bei den Abmessungen des Versuchskörpers in Kauf genommen werden.

Die Lage und die Anzahl der DMS wurde bei den Versuchskörpern in Abhängigkeit der Untersuchungsparameter variiert. Grundsätzlich erhielt jeder Versuchskörper in Längsrichtung je einen Meßstab im Alt- und Neuquerschnitt. Damit die Meßwerte unmittelbar verglichen werden können, wurden die Meßstäbe an der gleichen Querschnittsseite eingebaut. Um Zwängungen durch die Querbewehrung zu vermeiden, wurden die DMS-Meßstellen der Längsbewehrung zwischen den Bügeln angeordnet.

Zur Querdehnungsmessung wurden pro Körper mindestens je vier Meßbügel im Alt- und Neubeton mit in Bügelmitte angeordneten Meßstellen eingesetzt. Bei der Anord-

nung der Meßbügel wurde wiederum darauf geachtet, daß die Meßstellen einen direkten Vergleich der Ergebnisse ermöglichten. Bei einigen Versuchskörpern wurden auch in den Ecken der Bügel des Verstärkungsquerschnittes - zum Vergleich der in Bügelmitte gemessenen Dehnungen und des Verformungsverhaltens der Bügel - zusätzliche DMS paarweise appliziert. Die Nullmessungen für die DMS des Altquerschnittes wurden unmittelbar nach Ausschalen durchgeführt, die DMS des Verstärkungsmantels wurden erstmalig im Anschluß an die Nachbehandlung gemessen. Bis zum Versuch wurden die Meßwerte mit einem manuellen Kompensator (Hersteller: HBM; Bezeichnung: MK-Gerät) und einem Meßstellen-Umschalter (Hersteller: HBM; Bezeichnung: UM 74/20) jeweils in Viertelbrückenschaltung mit den entsprechenden Kompensations-DMS gemessen.

Um das Querdehnungsverhalten entlang der Stützenachse in Seitenmitte und in den Stützenecken aufnehmen zu können, wurden bei allen Versuchskörpern Meßbügel-Messungen durchgeführt. Mit diesen Messungen sollte dabei das räumliche Verformungsverhalten des Spritzbetonmantels und die Verformung der Querbewehrung analysiert werden. Der Meßbügel wies dabei auf der einen Seite einen festen Meßfuß auf, während auf der anderen Seite ein induktiver Mehrzweck-Wegaufnehmer mit einem Meßbereich von  $\pm 10$  mm (Hersteller: HBM; Typ: W10) als beweglicher Meßfuß eingebaut war. Die Querdehnungsmessungen wurden grundsätzlich mit zwei Personen durchgeführt, um eine möglichst zwängungsfreie und unverfälschte Messung zu ermöglichen. Die Anordnung der üblicherweise 15 Meßstellen ist am Beispiel der Stütze 9 in Bild 6.3 ersichtlich. Prinzipiell wurden die Meßstellen bei allen Versuchskörpern in Seitenmitte und in den Ecken jeweils in Höhe der Längsbewehrung des Neuquerschnittes angeordnet, wobei die Lage der Meßstellen in Stützenlängsrichtung von dem Bügelabstand im Verstärkungsmantel abhängig war.

Bei den teilflächenbelasteten Körpern der Versuchsserie II wurden am Stützenkopf zusätzlich zwei induktive Wegaufnehmer (vgl. Bild 6.9: Nr. 4 und 5) angeordnet. Auf diese Weise konnten auftretende Relativverschiebungen zwischen Altbetonstütze und Verstärkungsmantel unmittelbar aufgezeichnet werden. Darüber hinaus konnten die - aus der Dehnungsdifferenz der auf den Längsstäben applizierten DMS - errechneten Relativverschiebungen kontrolliert werden.

## **6.7 ZUSATZVERSUCHE - VERSUCHSKÖRPER OHNE VERBUND**

### **6.7.1 BEGRÜNDUNG DER ZUSATZVERSUCHE**

Um bei den teilflächenbelasteten Stützen den Einfluß der - durch die Querbewehrung verursachten - Querdehnungsbehinderung unabhängig von der Längskraftübertragung untersuchen zu können, wurde bei den beiden Zusatzversuchen der Verbund zwischen Altbeton und Verstärkungsmantel ausgeschlossen. Auf diese Weise konnte der sich im Vergleich zu den monolithischen Vergleichsstützen VA und VC einstellende Tragfähigkeitszuwachs eindeutig der Querbewehrung zugeordnet werden. Darüber hinaus boten gerade diese Versuche die Möglichkeit, eine Modellvorstellung zum Trag- und Verformungsverhalten nachträglich verstärkter Stützen unter Teilflächenbelastung zu entwickeln.

### **6.7.2 HERSTELLUNG DER PROBEKÖRPER**

Die Altbetonstützen entsprachen in ihrer Ausführung im wesentlichen den Kernstützen der Hauptversuche. Als einziger Unterschied wurde bei diesen Versuchskörpern auf die Verbreiterung des oberen Stützenkopfes verzichtet und dieser 14 cm lange Einleitungsbereich ebenfalls in den Abmessungen des Altquerschnittes ausgeführt. Um ein vorzeitiges Versagen in diesem Einleitungsbereich zu vermeiden, wurde wiederum eine starke Querbewehrung vorgesehen. Der Verbund zwischen den Betonen wurde durch eine 0,1 mm dicke Schrumpffolie verhindert, die auf die nicht aufgerauhte Altbetonoberfläche durch Wärmebehandlung aufgeschrumpft wurde. Unmittelbar nachdem die Folie aufgeschrumpft war, wurde der in diesem Fall vorgefertigte Bewehrungskorb über den Kernquerschnitt geschoben und der Verstärkungsmantel betoniert. Die Betonzusammensetzung für den Verstärkungsquerschnitt entsprach dabei der Ausgangsmischung des Spritzbetons.

### **6.7.3 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG**

Da mit diesen Versuchskörpern eine reine Querdehnungsbehinderung untersucht werden sollte, war das Meßprogramm nicht so umfangreich wie bei den Hauptversuchen. Zur Kontrolle einer - trotz gelösten Verbundes möglicherweise stattfindenden Längskraftübertragung - wurden die Dehnungen des Neuquerschnittes über induktive Wegaufnehmer aufgenommen, ansonsten wurden im wesentlichen nur die DMS-Meßwerte sowie die Prüfkraft, wiederum über die rechnergesteuerte Umschaltanlage, abgelesen. Die Versuchsdurchführung bzw. die Meßintervalle waren ansonsten den Hauptversuchen angeglichen.

## **7. VERSUCHSERGEBNISSE**

### **7.1 TEILFLÄCHENBELASTUNG**

Wie dem Versuchsprogramm in Tabelle 6.1 entnommen werden kann, wurden insgesamt sechs Stützen unter Teilflächenbelastung geprüft, wovon zwei Probekörper in der ersten Versuchsserie und vier weitere Probekörper in der zweiten Versuchsserie untersucht wurden. Um das Trag- und Verformungsverhalten bei Teilflächenbelastung zu verdeutlichen, bietet sich zunächst wegen des eindeutigen Lastweges die Analyse der vier Stützen 7,8,9,12 der zweiten Versuchsserie an. Bei diesen Stützen war der Kontaktdruck zwischen der Stützkopfverbreiterung und dem Spritzbetonmantel im Gegensatz zu den teilflächenbelasteten Querschnitten der ersten Versuchsserie ausgeschlossen, so daß die Lastaufnahme des Neuquerschnittes ausschließlich über die Verbundfuge zwischen dem Altbeton und dem Spritzbeton erfolgen konnte.

Stellvertretend für die teilflächenbelasteten Stützen der zweiten Versuchsserie wird zunächst die Lastaufnahme des Altbeton- bzw. Spritzbetonquerschnittes am Beispiel der Stütze 7 erläutert. Dazu sind in den Bildern 7.1 a bis f die mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen gemessenen Längsdehnungen für die Bewehrungsstäbe im Altquerschnitt als durchgezogene Linie bzw. im Neuquerschnitt als strichlierte Linie gegenübergestellt. In den Bildern sind die über die Höhe des Kräfteinleitungsbereiches gemessenen Dehnungen der Bewehrungsstäbe dabei als Funktion der Laststufen aufgetragen, wobei die zusätzlich zur Prüfkraft einwirkende und mit zunehmender Belastung abnehmende Vorspannkraft in den angegebenen Laststufen nicht berücksichtigt ist. Um den Zusammenhang zwischen Belastung und Dehnungen der Teilquerschnitte zu verdeutlichen, wurde darüber hinaus auf eine Darstellung der - während der Meßintervalle mit Setzdehnungsmessungen aufgetretenen - Kriechverformungen verzichtet. Im einzelnen läßt sich dabei aus den Diagrammen entnehmen, daß an der jeweils obersten Meßstelle von Belastungsbeginn an im Altquerschnitt größere Dehnungen als im Neuquerschnitt auftreten. Bei dieser anfänglichen Dehnungsdifferenz ist jedoch zu berücksichtigen, daß die - in diesem Bereich des Neuquerschnitt gemessenen - Dehnungen in starkem Maße von der Lastausbreitung beeinflußt werden, so daß noch nicht unmittelbar Rückschlüsse auf die Haftfestigkeit der Fuge gezogen werden können. Während sich die Differenz der Stahldehnungen, die unter der Annahme des vollkommenen Verbundes auch für die jeweiligen Betonquerschnitte zugrunde zu legen sind, an dieser Meßstelle mit zunehmender Belastung vergrößert, nähern sich die Dehnungen in weiterer Entfernung zunehmend an. Die Lastüberleitung bei einer Laststufe ist abgeschlossen, wenn die Dehnungsgleichheit der Teilquerschnitte erreicht wird. In diesem Fall bleiben die Dehnungen dann im weiteren Stützenverlauf nahezu konstant, so daß für die Lastaufteilung von einem Verbundquerschnitt ausgegangen

werden kann. Wie den Bildern 7.1 a bis f entnommen werden kann, ist die Stelle der Dehnungsgleichheit von der Belastung abhängig und damit nicht konstant. Während die Dehnungen bis zur Laststufe 1700 kN bei  $x \approx 30$  cm nahezu ausgeglichen sind, stellt sich bei der Laststufe 1800 kN das Dehnungsgleichgewicht erst am Ende des Meßbereiches bei  $x \approx 50$  cm ein. Die Lage dieser Stelle verändert sich auch bei weiterer Belastungssteigerung nur unwesentlich; erst mit Annäherung an den Bruchzustand bei Laststufe 2400 kN tritt eine deutliche Dehnungsdifferenz an dieser Stelle auf. Aus der Steigung der Verbindungslinien der Meßpunkte kann jedoch geschlossen werden, daß im Bruchzustand bei  $x \approx 65$  cm keine Relativverschiebungen mehr auftreten. Diese Vermutung ließ sich zudem durch eine an dieser Stelle durchgeführte Kernbohrung bestätigen.

Von wesentlicher Bedeutung für Lastaufnahme des Neuquerschnittes bzw. die Größe des Einleitungsbereiches sind die Eigenschaften der Verbundfuge. Die über Verbundspannungen in den Neuquerschnitt übergeleitete Kraft kann dabei unmittelbar aus der jeweiligen Dehnung ermittelt werden, da sich sowohl der Stahl als auch der Beton noch im elastischen Bereich befinden. Der prinzipiell mit Versuchsergebnissen zur Lasteinleitung in druckbeanspruchte Bewehrungsstäbe vergleichbare Verlauf der Lastaufnahme des Neuquerschnittes kann dabei durch eine Parabelfunktion angenähert werden. Wie den Darstellungen weiterhin entnommen werden kann, nehmen sowohl die Anfangssteigung als auch die von der Kurve eingeschlossene Fläche belastungsabhängig kontinuierlich zu und erreichen bei der Laststufe 2200 kN ein Maximum. Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Verbundspannungen im oberen Einleitungsbereich ab, und der Überleitungsbereich verschiebt sich allmählich in Stützenlängsrichtung nach unten. Besonders deutlich wird die Verlagerung des Überleitungsbereiches in der letzten Laststufe, bei der bis zur Stelle  $x \approx 20$  cm nahezu keine Kraft übergeleitet wird. Nennenswerte Verbundspannungen, deren Größe sich in dem Anstieg der strichlierten Linie widerspiegelt, werden dabei erst unterhalb dieser Stelle hervorgerufen. Bis zum Bruchzustand wächst somit die Zone, in der markante Dehnungsunterschiede festgestellt werden können, auf  $x \approx 65$  cm an, so daß sich der Einleitungsbereich auf das 2- bis 2,5-fache der Verbundstützenbreite vergrößert. Die Größe der im Bruchzustand in den Neuquerschnitt übergeleiteten Kraft nimmt dabei absolut gesehen jedoch nur geringfügig ab und erreicht mit rund 1‰ an der untersten Meßstelle ihren Maximalwert.

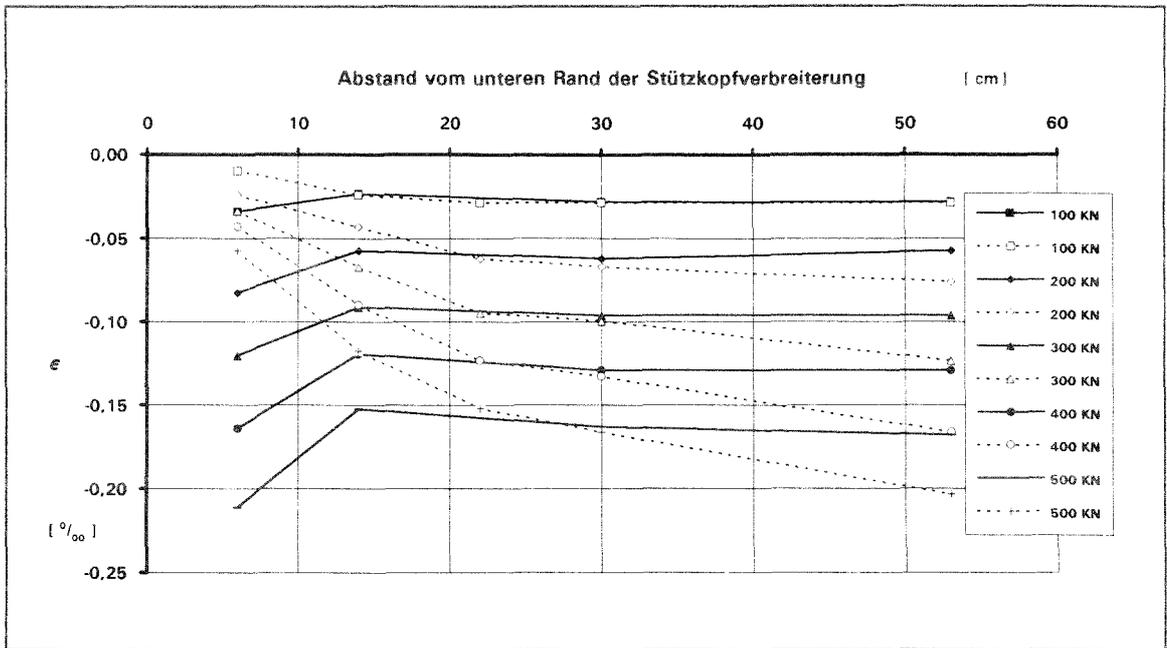


Bild 7.1 a: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 0,1- 0,5 MN.

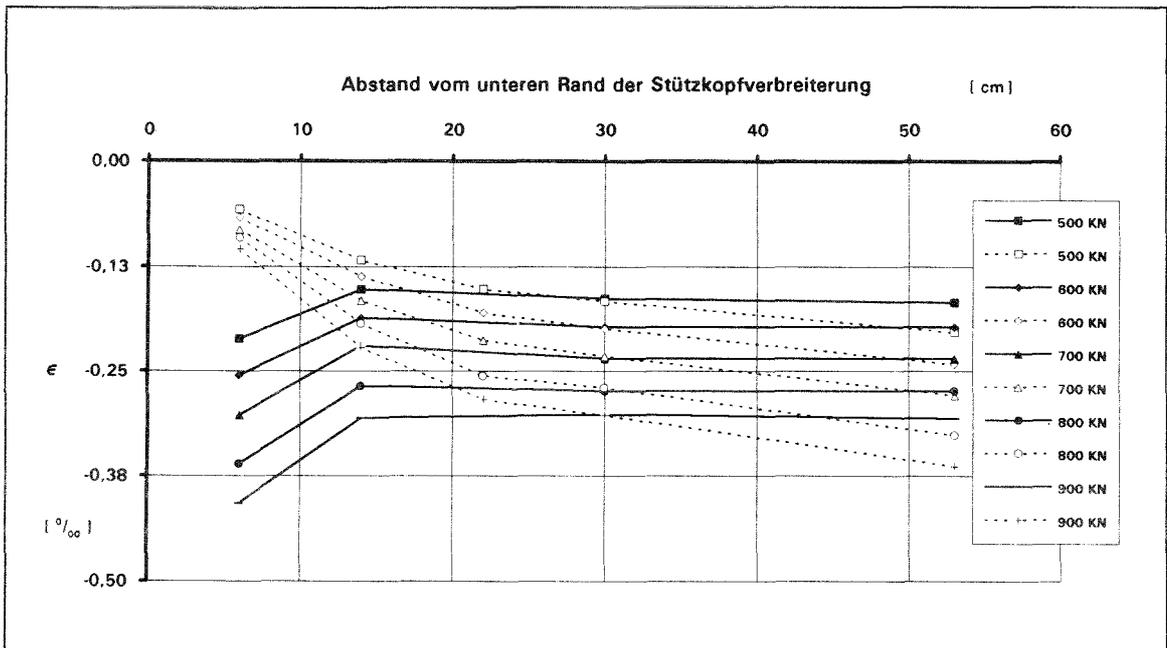


Bild 7.1 b: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 0,5- 0,9 MN.

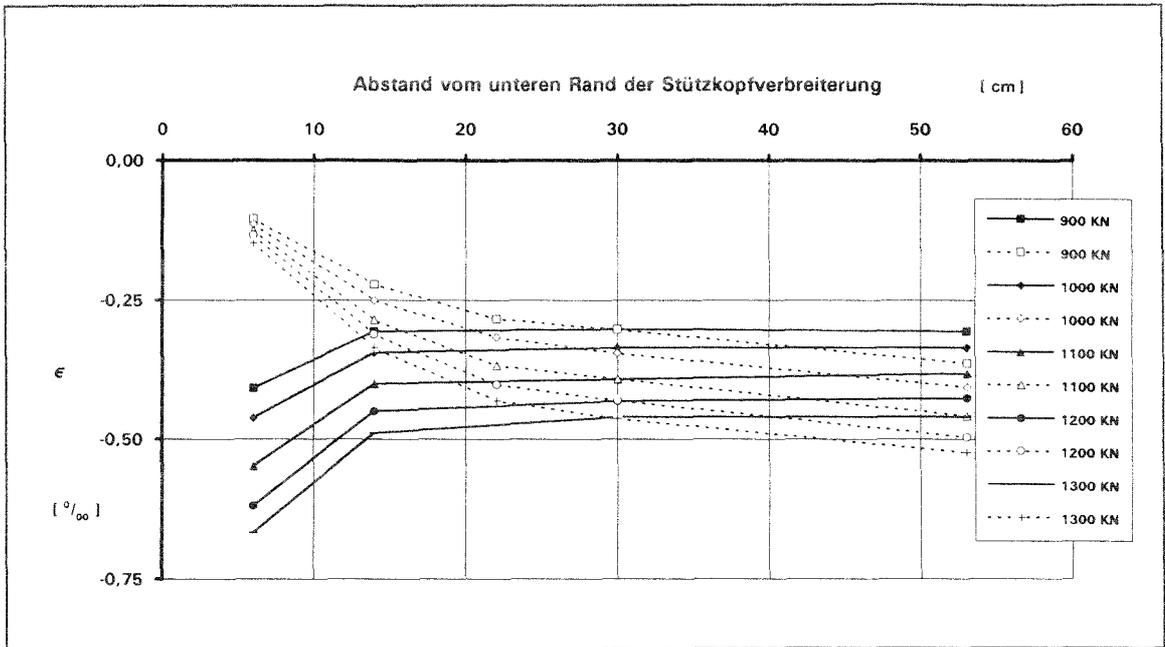


Bild 7.1 c: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 0,9-1,3 MN.

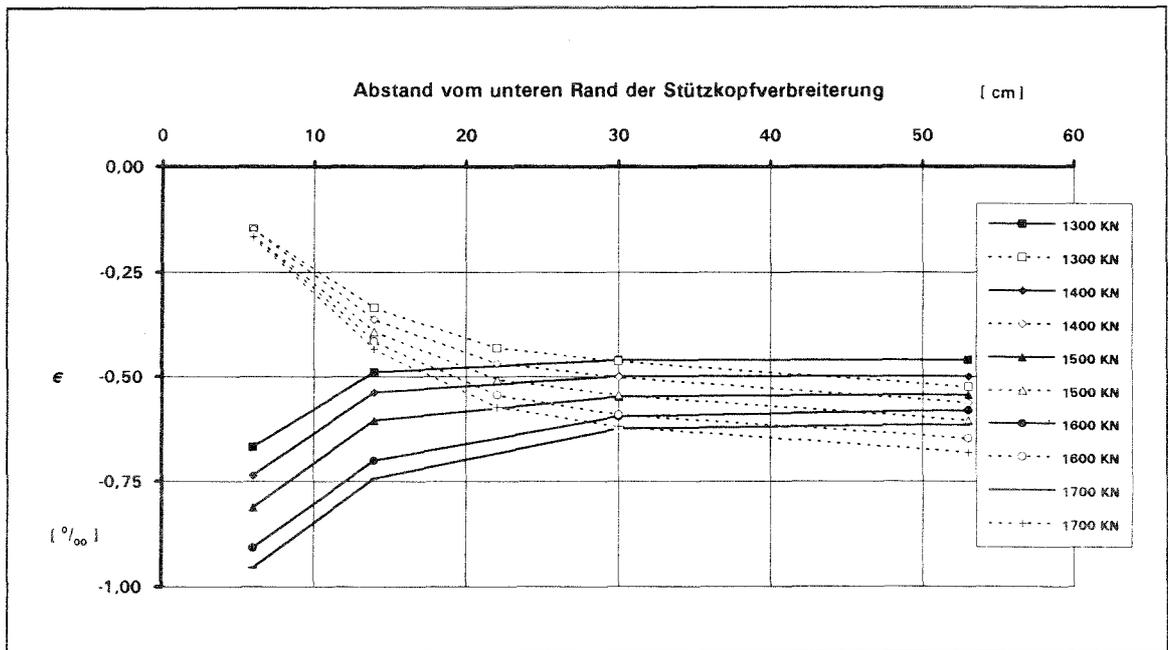


Bild 7.1 d: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 1,3-1,7 MN.

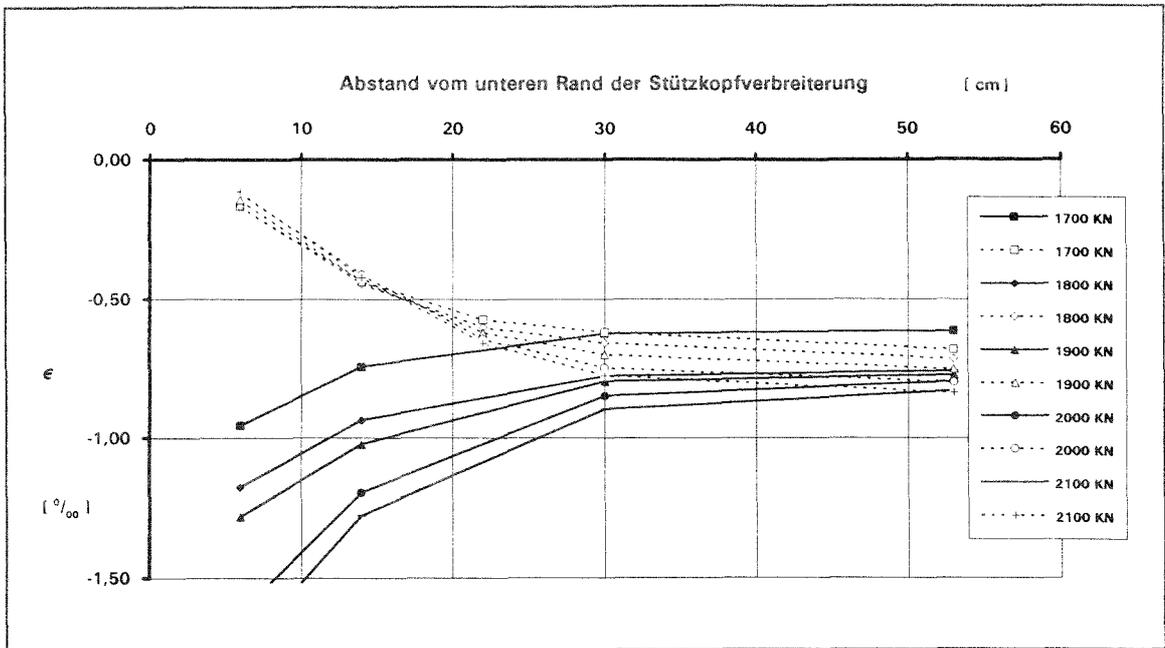


Bild 7.1 e: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 1,7-2,1 MN.

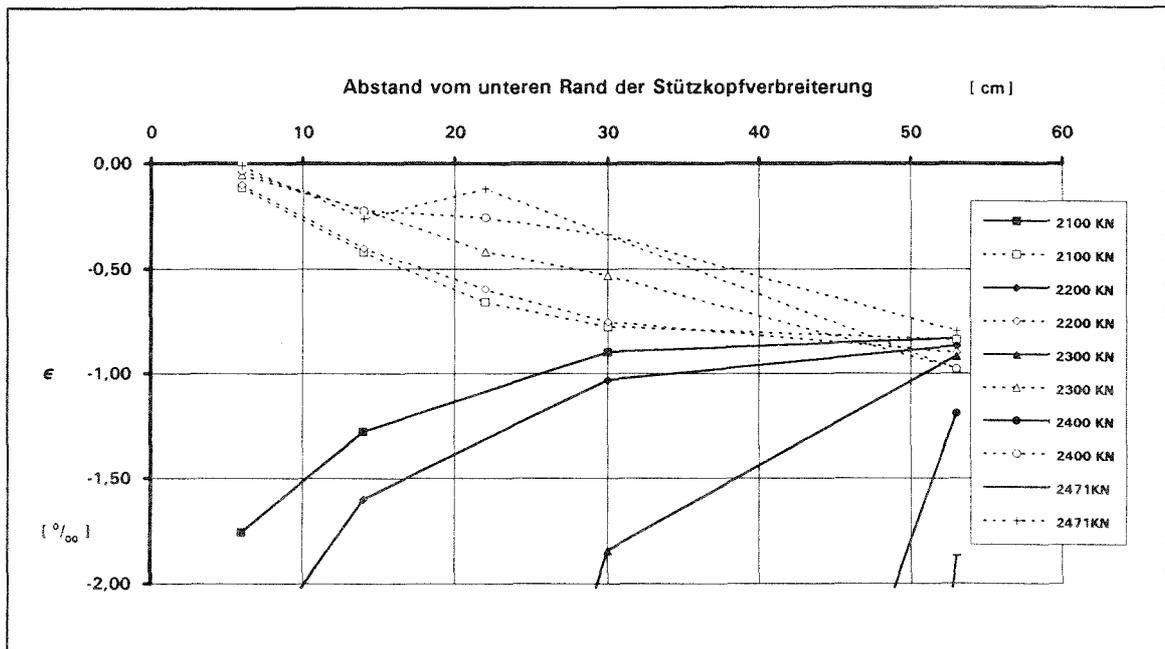


Bild 7.1 f: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt (durchgezogene Linie) und Neuquerschnitt (strichlierte Linie) der Stütze 7 für die Laststufen 2,1-2,47 MN.

Weiterhin kann diesen Bildern entnommen werden, daß die Längsdehnungen im Altbetonquerschnitt in den oberen 30 cm der Stütze jeweils überproportional im Vergleich zu weiter entfernten Stützenbereichen zunehmen. Mit zunehmender Lastaufnahme des Neuquerschnittes nehmen diese Dehnungen aus Gleichgewichtsgründen in Stützenlängsrichtung gesehen wieder ab, so daß es unmittelbar vor Erreichen des Bruchzustandes unabhängig von der Belastungsstufe zum Dehnungsausgleich innerhalb des Meßbereiches kommt. Die Dehnungen im Altbetonquerschnitt erreichen am Ende des Einleitungsbereiches bei  $x = 53$  cm im Bruchzustand einen Wert von rund 1,8‰, während im oberen Einleitungsbereich Werte erreicht werden, die deutlich über der Streckgrenze des Betonstahls liegen. Das bedeutet, daß die Längsbewehrung in diesem Bereich starke plastische Verformungen aufweist.

Wie in Bild 7.2 ersichtlich ist, kann das am Beispiel der Versuchsstütze 7 erläuterte Verformungsverhalten nachträglich verstärkter Stützen unter Teilflächenbelastung sowohl für den Alt- als auch für den Neubetonquerschnitt mit den Ergebnissen der anderen Versuchsstützen bestätigt werden. Dazu sind in dieser Darstellung die Längsdehnungen des Neubetons jeweils für die letzte Laststufe, bis zu der die Dehnungen im oberen Einleitungsbereich gesteigert werden konnten, sowie für den Bruchzustand dargestellt. Dabei zeigt sich, daß sowohl der Verlauf der gemessenen Längsdehnungen als auch die Größe der übergeleiteten Kraft bei allen Versuchskörpern nahezu identisch sind, solange die Laststufe, bei der die Dehnungen wieder abnehmen, nicht erreicht wird. Demnach müssen bis zu der jeweiligen Laststufe auch die Verbundspannungen bei allen Versuchskörpern in etwa gleich groß sein und bei dieser Belastung damit auch unabhängig von der angeordneten Querbewehrung. Der Verlauf der Verbundspannungen kann dabei aus dem Verlauf der Dehnungszunahme, die der Lastaufnahme entspricht, durch Differentiation ermittelt werden. Somit ergibt sich bis zur Dehnungsabnahme entweder ein - über die Höhe des Einleitungsbereiches - linear abnehmender Verlauf, oder bei Annahme einer kubischen Parabel für den Dehnungsverlauf ein quadratischer Verlauf der Verbundspannungen, jeweilig mit einem Verbundspannungsmaximum unmittelbar am oberen Rand der Verbundstütze. Die Annahme eines derartigen Verbundspannungsverlaufes stimmt dabei insbesondere mit dem vergleichsweise steilen Zuwachs der Dehnungen in diesem Bereich überein und erklärt auch, warum die Dehnungen des Neubetons bei allen Versuchskörpern in etwa gleich groß sind. Prinzipiell untereinander vergleichbar ist auch die Abnahme der Verbundspannungen in den oberen 20 - 30 cm der Verbundstütze bei den Stützen 7, 8 und 9, während bei der hochbewehrten Stütze 12 die Abnahme vergleichsweise wenig ausgeprägt ist. Im Bruchzustand vergrößert sich - mit Ausnahme der Stütze 12 - bei allen Versuchskörpern der Einleitungsbereich, was bei einer konstruktiven Empfehlung hinsichtlich der Querbewehrung berücksichtigt werden muß. Hinsichtlich der Längsdehnungen des Neuquerschnittes kann der Darstellung darüber hinaus entnom-

men werden, daß bei der jeweils letzten Laststufe trotz voneinander abweichendem Dehnungsverlauf im Einleitungsbereich und unterschiedlichem Querbewehrungsgrad mit Ausnahme der Stütze 7 bei den übrigen Versuchsstützen nahezu die gleichen Dehnungswerte am Ende des Einleitungsbereiches gemessen werden. Diese Dehnungswerte bei der letzten Laststufe waren dabei mit Ausnahme der Stütze 7 die jeweils größten registrierten Meßwerte.

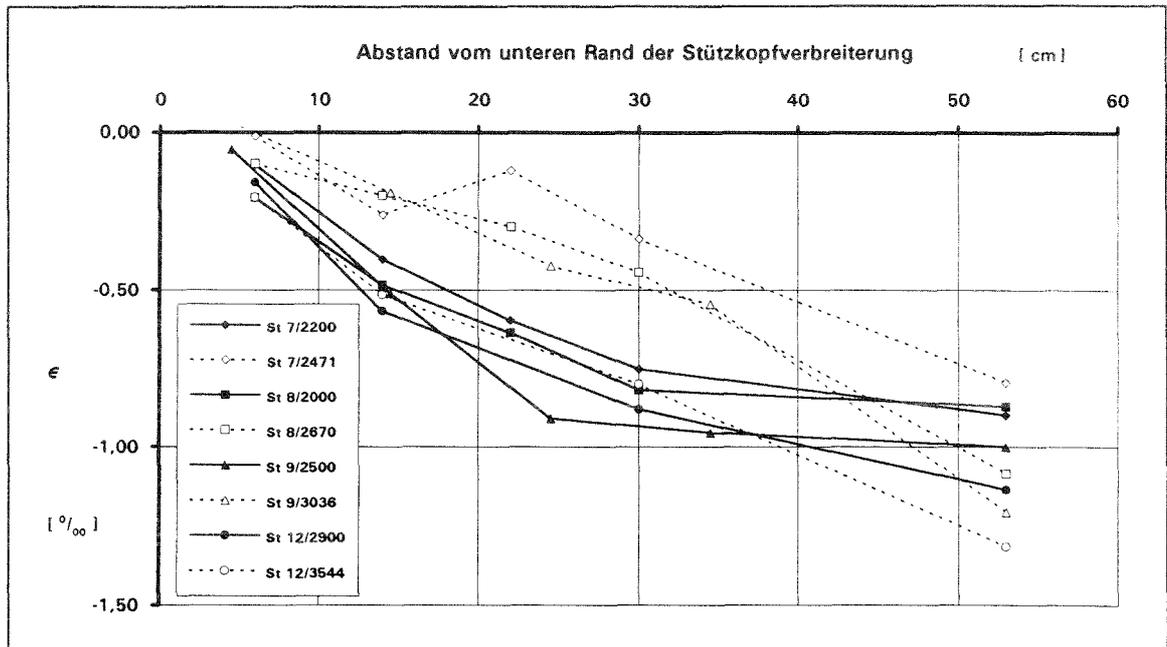


Bild 7.2: Verlauf der Längsdehnungen im Neuquerschnitt der Versuchsstützen für ausgewählte Laststufen und im Bruchzustand.

Einen entsprechend spiegelbildlichen Verlauf zeigen die in Bild 7.3 für die vier Stützen der zweiten Versuchsserie dargestellten Dehnungen des Altbetonquerschnittes. Diese Darstellung zeigt dabei zum Vergleich mit Bild 7.2 die Dehnungen im Altbetonquerschnitt bei den entsprechenden Laststufen. Dabei wird deutlich, daß mit der erstmaligen Abnahme der Verbundspannungen die Dehnungen im Altquerschnitt überproportional anwachsen, da in diesem Fall der Altquerschnitt die vom Neuquerschnitt abgegebene Belastung zusätzlich aufnehmen muß. Im weiteren Stützenverlauf nehmen die Dehnungen entsprechend der Lastüberleitung auf den Neuquerschnitt wieder ab. Im Bruchzustand zeigen alle Versuchskörper Stauchungen, die mit mindestens 10%o deutlich über den Werten liegen, die üblicherweise für eine zentrische Druckbeanspruchung zu ermitteln sind. Die Größenordnung der gemessenen Längsstauchungen verdeutlicht das ausgesprochen duktile Verformungsverhalten des Altbetonquerschnittes, was eindeutig auf die Querbewehrung des Verstärkungsmantels

zurückzuführen ist. Die Versuchswerte belegen damit aber auch deutlich, daß auch bei bügelbewehrten Querschnitten eine Duktilitätssteigerung bei entsprechender Umschnürung zu erzielen ist. Daß die maximalen Längsstauchungen nicht bei den höherbewehrten Stützen 9 und 12 festgestellt wurden, liegt dabei im wesentlichen an der Art der Versuchsdurchführung. Da bei den Untersuchungen die mögliche Traglaststeigerung von vorrangiger Bedeutung war, wurden die Versuche unmittelbar nach dem Erreichen der Maximallast bzw. nach dem Absinken der Tragfähigkeit abgebrochen, wodurch nicht die maximal möglichen Bruchstauchungen erreicht wurden.

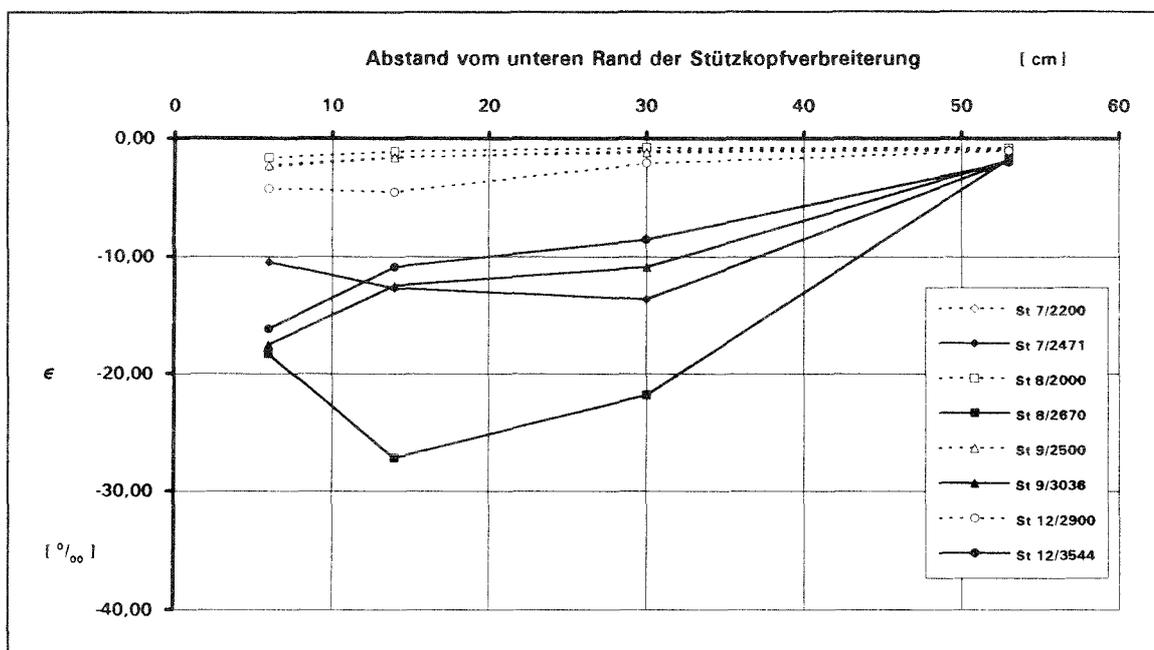


Bild 7.3: Verlauf der Längsdehnungen im Altquerschnitt der Versuchsstützen für ausgewählte Laststufen und im Bruchzustand.

Werden die zwischen Alt- und Neuquerschnitt auftretenden hohen Dehnungsdifferenzen in entsprechende Relativverschiebungen überführt, wird durch die unterschiedlich hohe Beanspruchung der Teilquerschnitte deutlich, daß der Haftverbund in der Fuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt gestört bzw. zerstört sein muß. In Bild 7.4 sind für die untersuchten Stützen die aus den Dehnungsdifferenzen der Längsbewehrungen in Alt- und Neuquerschnitt rechnerisch durch Integration ermittelten Relativverschiebungen in Abhängigkeit der Belastung für die oberste Meßstelle bei  $x = 6$  cm vergleichend gegenübergestellt. Aus dieser Darstellung wird ersichtlich, daß mit der Abnahme der Verbundspannungen eine deutliche Verformungszunahme des Altquerschnittes festzustellen ist. Während bei Stütze 8 die Relativverschiebungen bei der Laststufe 2000 kN deutlich ansteigen, nehmen die Verschiebungen bei der Stütze 7

erst bei rund 2200 kN stärker zu. Die Zunahme der Relativverschiebungen ist bei diesen Laststufen im wesentlichen dadurch bedingt, daß mit der Abnahme der Längsstauungen des Neubetons im oberen Einleitungsbereich ein Zurückfließen der Belastung in den Altbetonquerschnitt verbunden ist. Dabei ist die Zunahme der Relativverschiebungen bei den schwachbewehrten Stützen 7 und 8 besonders ausgeprägt, was sich in dem steilen Anstieg der Kurven ausdrückt. Wie aus dem flacheren Kurvenverlauf hervorgeht, nehmen die Relativverschiebungen der höherbewehrten Stützen zwar kontinuierlich aber deutlich langsamer zu. Den in dieser Hinsicht günstigsten Verlauf weist die Stütze 12 mit dem höchstem Querbewehrungsgrad auf.

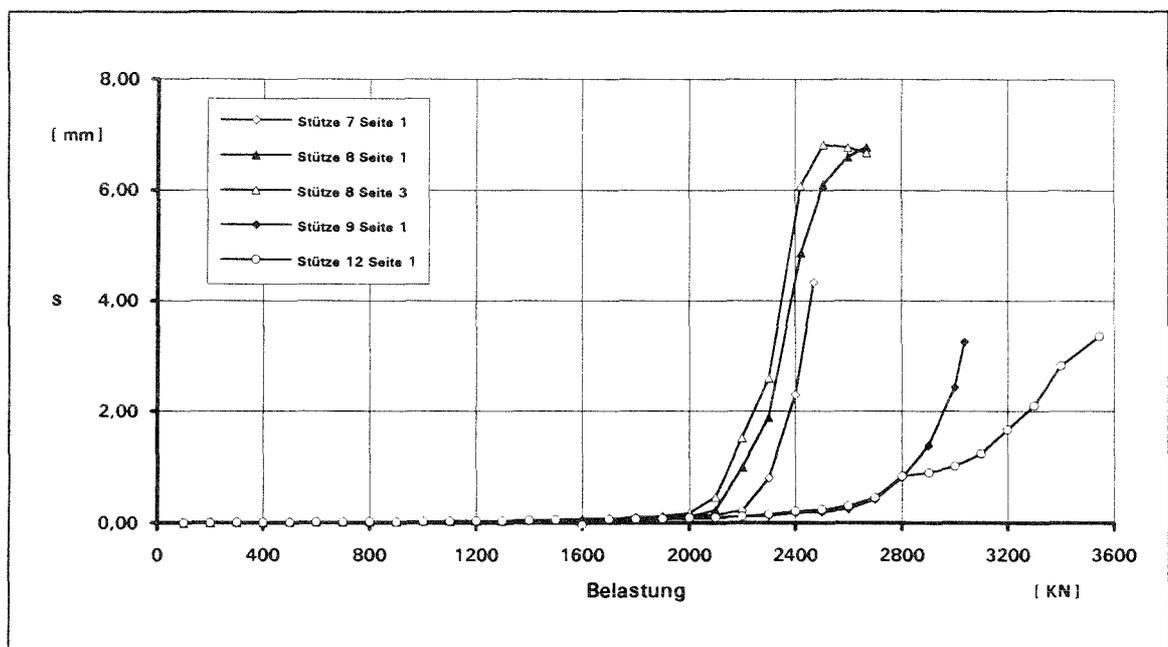


Bild 7.4: An der Meßstelle  $x=6$  cm in Abhängigkeit der Belastung auftretende Relativverschiebungen der Versuchsstützen.

Da der in Bild 5.2 dargestellte Übergang vom Haftverbund zum Reibungsverbund nahezu fließend ist und sich nicht durch ein Abfallen der in den Neuquerschnitt übergeleiteten Last bemerkbar macht, bereitet die Zuordnung des Lösens des Haftverbundes zu einer Laststufe Schwierigkeiten. Weiterhin erschwerend für eine Zuordnung ist in diesem Zusammenhang die Lastausstrahlung der einseitig über die Fuge eingeleiteten Verbundspannungen sowie das leichte Verwölben des Querschnittes. Da sich der Haftverbund bei Relativverschiebungen von rund 0,02 mm löst, kann den bei höheren Belastungen ansteigenden und in Bild 7.4 dargestellten Relativverschiebungen jedoch nur der Reibungsverbund zugeordnet werden. Wie in Kapitel 5.2 erläutert, ist die Größe der über Reibung übertragbaren Verbundspannungen dabei neben den Eigen-

schaften der Verbundfuge von der auftretenden Relativverschiebung  $s$  und gleichzeitig von der quer zur Fuge wirkenden Normdruckspannung  $\sigma$  abhängig. Die sich für den Reibungsverbund prinzipiell günstig auswirkenden Normdruckspannungen können bei nachträglich verstärkten Stützen wegen der Lage der Fuge jedoch nur aus den Dehnungen der Querbewehrung des Verstärkungsmantels resultieren. Die Dehnungszunahme der Querbewehrung im Verstärkungsmantel und damit die umschnürende Wirkung der Querbewehrung setzt jedoch eine entsprechende Querdehnung des Altquerschnittes voraus. Der Verlauf der im Altbetonquerschnitt in Bügelmitte gemessenen Dehnungen ist in Bild 7.5 am Beispiel der Versuchsstütze 7 dargestellt.

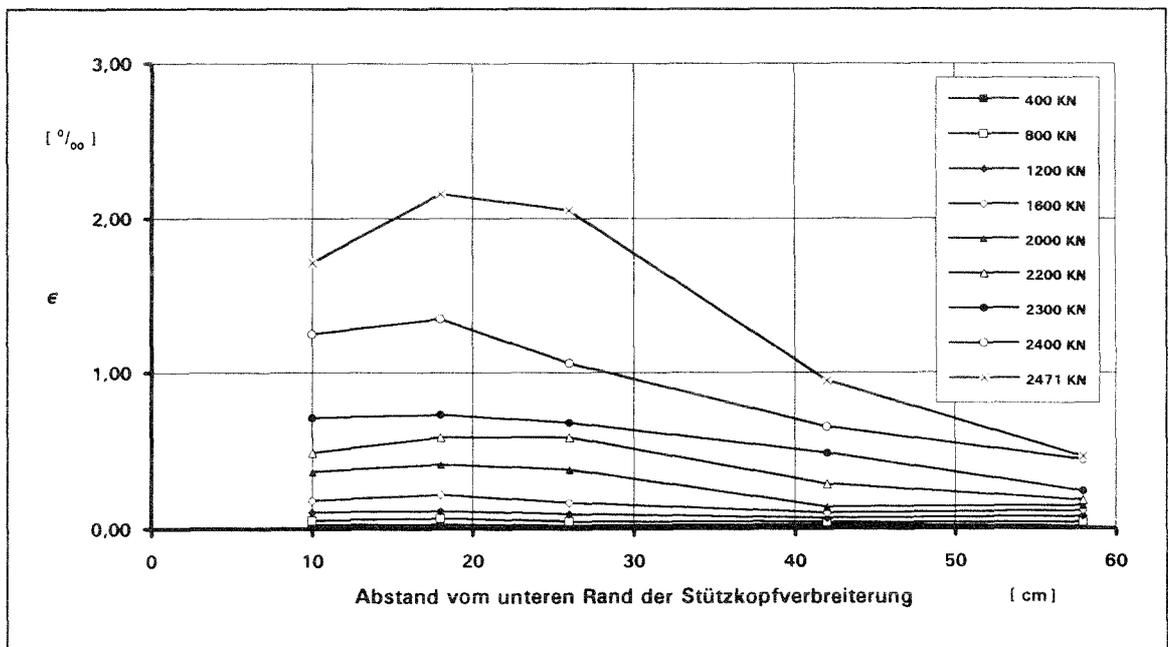


Bild 7.5: Verlauf der Bügeldehnungen des Altbetonquerschnittes im Einleitungsbereich der Versuchsstütze 7 für ausgewählte Laststufen.

Wie dieser Darstellung entnommen werden kann, sind die Größe und der Verlauf der gemessenen Querdehnungen stark belastungsabhängig. Während die Bügeldehnungen im Einleitungsbereich in den unteren Laststufen nur sehr geringe Absolutwerte aufweisen, nehmen die Dehnungen in den letzten Laststufen überproportional zu, so daß die Querbewehrung im Bruchzustand nahezu die Streckgrenze des Betonstahls erreicht. Die bei den Stützen mit geringem Querbewehrungsgrad besonders ausgeprägte Dehnungszunahme in den letzten Laststufen kann dabei - wie in Kapitel 5.3 erläutert ist - auf die zunehmende innere Rißbildung des Altbetons zurückgeführt werden. Die maximalen Querdehnungen treten jedoch - wegen des Einflusses der Querbewehrung der Stützkopfverbreiterung - nicht unmittelbar am oberen Rand, sondern

erst in einem Abstand von 10 - 30 cm von der Lasteinleitungsstelle entfernt auf. Zur Stützenmitte hin nehmen die Querdehnungen dann wegen der Kraftüberleitung in den Neuquerschnitt deutlich ab.

Wie in Bild 7.6 wiederum am Beispiel der Versuchsstütze 7 dargestellt ist, zeigen die im Verstärkungsquerschnitt in Bügelmitte gemessenen Querdehnungen ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von der Belastung des Altquerschnittes. Während sich bei niedriger Belastung wiederum nur geringe Stahldehnungen messen lassen, steigen die Bügeldehnungen erst mit Annäherung an die einaxiale Betondruckfestigkeit deutlich an. Somit unterscheiden sich auch die in den Versuchen gemessenen Bügeldehnungen trotz unterschiedlicher Querbewehrung bis zur Laststufe 2000 kN nur unwesentlich. Die Zunahme der Bügeldehnungen bei weiterer Belastung wird jedoch entscheidend von der Dehnsteifigkeit der Querbewehrung beeinflusst. So verdoppeln sich die in Bild 7.6 für die schwachbewehrte Stütze 7 dargestellten Bügeldehnungen im Verstärkungsquerschnitt ähnlich wie die Bügeldehnungen im Altquerschnitt während der letzten beiden Laststufen, da die Querbewehrung für eine wirkungsvolle Behinderung der Querdehnung nicht ausreichend dehnsteif ist. Wie der Darstellung weiterhin entnommen werden kann, treten entsprechend dem Dehnungsverlauf in Bild 7.5 die maximalen Querdehnungen im Bereich von 10 - 30 cm auf und nehmen zur Stützenmitte hin wiederum ab.

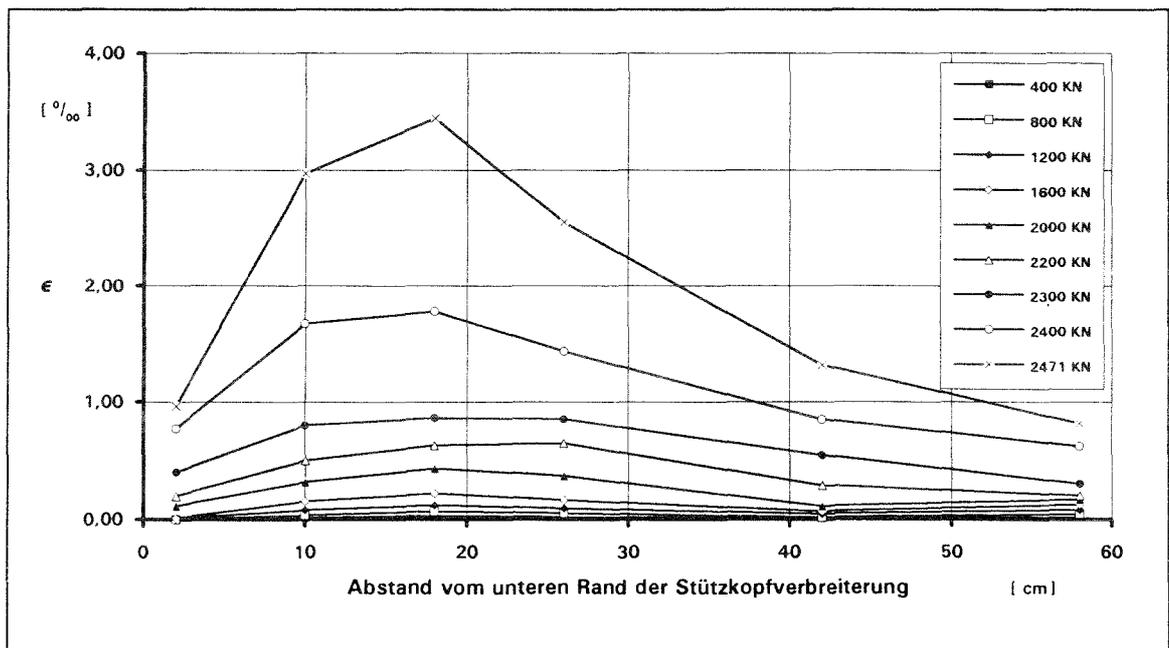


Bild 7.6: Verlauf der Bügeldehnungen des Verstärkungsquerschnitt im Einleitungsbereich der Versuchsstütze 7 für ausgewählte Laststufen.

Der Verlauf der Bügeldehnungen im Verstärkungsquerschnitt der Versuchsstütze 12 ist in Bild 7.7 dargestellt. Wie der Vergleich mit den Meßwerten der Versuchsstütze 7 in Bild 7.6 verdeutlicht, zeigen die Dehnungen sowohl vom Verlauf als auch von der Größenordnung her eine signifikante Übereinstimmung. Darüber hinaus ist bei beiden Stützen eine ausgeprägte Dehnungszunahme im Bereich der Maximallast feststellbar. Während sich jedoch der charakteristische Verlauf der Bügeldehnungen bei den Stützen mit geringem Querbewehrungsgrad bei einer vergleichsweise geringen Laststufe ergibt, stellt sich dieser Dehnungsverlauf - wie die Meßwerte der Versuchsstützen 9 und 12 verdeutlichen - für einen höheren Querbewehrungsgrad erst bei einem entsprechend höheren Lastniveau ein. Ein Vergleich mit Bild 7.2 zeigt weiterhin, daß der Bereich maximaler Querdehnungen mit der Zone zusammenfällt, in der die übertragenen Verbundspannungen nach Überschreiten eines Höchstwertes wieder abnehmen. Obwohl jedoch die Querdehnungen der Bewehrung im Verstärkungsmantel stark ansteigen und damit auch die für den Reibungsverbund erforderlichen Normaldruckspannungen deutlich größer werden, zeigt der Längsdehnungsverlauf des Neuquerschnittes in dem Bereich maximaler Querdehnungen keine gleichzeitige Zunahme der Verbundspannungen.

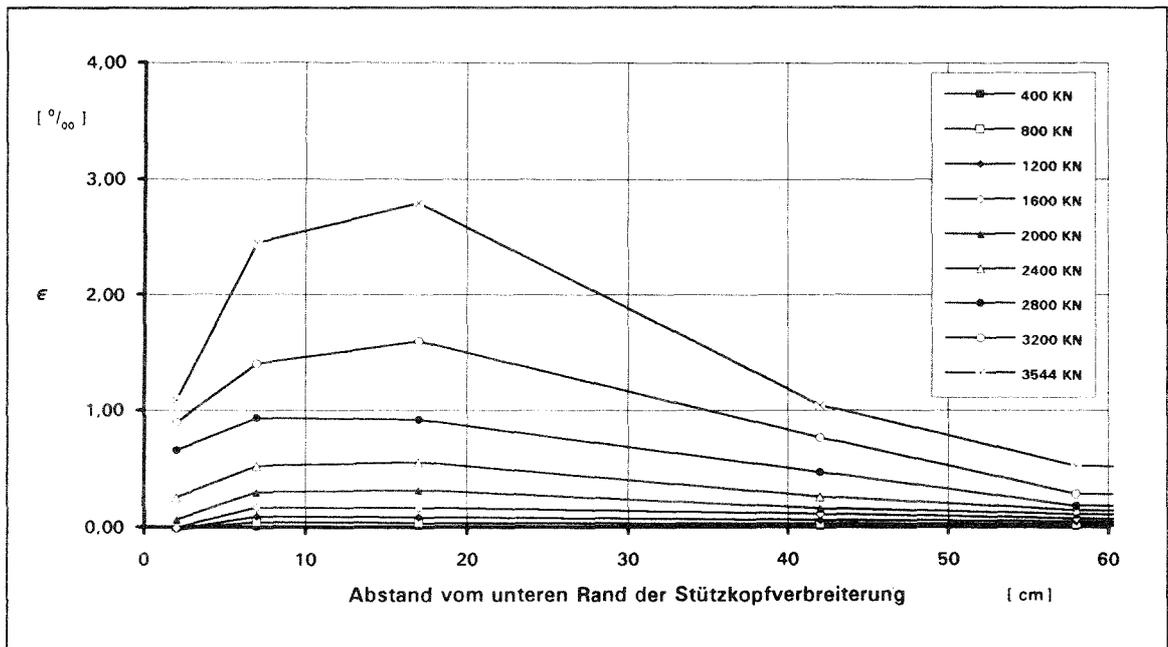


Bild 7.7: Verlauf der Bügeldehnungen des Verstärkungsquerschnitt im Einleitungsbereich der Versuchsstütze 12 für ausgewählte Laststufen.

Wenn jedoch trotz zunehmender Querdruckspannungen und ebenfalls ansteigender Relativverschiebungen keine höheren Verbundspannungen aktiviert werden können,

kann daraus abgeleitet werden, daß sich die Fugencharakteristik verändert bzw. der Reibungsbeiwert verringert haben muß. Da die Abnahme der Verbundspannungen bzw. die Zunahme der Relativverschiebungen bei den Stützen mit höherem Querbewehrungsgrad jedoch erst bei höheren Laststufen auftritt, die Oberflächenvorbehandlung und damit auch die Verbundeigenschaften bei den Stützen der Versuchsserie II jedoch vergleichbar sind, zeigt sich hier die Wirkung eines höheren Querbewehrungsgrades besonders deutlich. Neben der Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbundstütze wird durch die vergrößerte Dehnsteifigkeit das Gleiten und damit auch das Abscheren der in den Reibungsflächen eingebetteten Körner verzögert. Ein deutlicher Zuwachs der übertragenen Verbundspannungen im oberen Einleitungsbereich ist jedoch trotz des im Bruchzustand höheren Querdruckes damit nicht verbunden.

Im Anschluß an die Versuche durchgeführte Untersuchungen zum Zustand der Verbundfuge zwischen Altbeton und Spritzbeton belegen, daß der Haftverbund bis maximal rund 65 cm vom unteren Rand der Stützkopfverbreiterung zerstört war. Dazu wurden die Oberflächen der Probekörper mit einem metallischen Gegenstand abgeklopft, wodurch die gelösten Bereiche akustisch von den Bereichen, in denen der Haftverbund noch wirksam war, unterschieden werden konnten. Zur Kontrolle wurden dabei zusätzlich auch noch die rechnerischen Dehnungsdifferenz an der letzten Meßstelle bei  $x = 53$  cm herangezogen. Die mit dieser einfachen Untersuchungsmethode ermittelten Bereiche mit gelöstem Verbund sind in Bild 7.8 am Beispiel der Stütze 9 als schraffierte Flächen eingezeichnet.

Zusätzlich ist in Bild 7.8 die Rißbildung der Verbundstütze 9 dargestellt. Die Rißbildung, die während der Versuchsphase kontinuierlich aufgezeichnet wurde, verlief bei allen Versuchskörpern der Versuchsserie II wiederum vergleichbar. Dabei begann die sichtbare Rißbildung stets im Bereich der Seitenmitte am oberen Rand des Spritzbetonmantels. Diese wegen der größeren Rißbreite auch als Hauptrisse bezeichneten Risse pflanzten sich dann bei weiterer Laststeigerung zur Stützenmitte fort, wobei der Rißverlauf in Richtung der Stützenachse orientiert war. Während der letzten Laststufen vor dem endgültigen Versagen nahm die Rißbildung mit der Bildung von Nebenrissen stark zu. Mit dem Erreichen der Bruchlast bzw. dem Abfall der Tragfähigkeit war dann die Bildung eines zusätzlichen Hauptrisses in der Stützenecke verbunden. Dieser Riß, der im Regelfall auch die größte Rißbreite besaß, kündigte sich dabei nicht in vorherigen Laststufen an, sondern entstand schlagartig bei Erreichen der Höchstlast. Aus der Verformung des gelösten Spritzbetonmantels und aus dem Rißverlauf kann geschlossen werden, daß die Bildung dieses Risses von innen her begann.

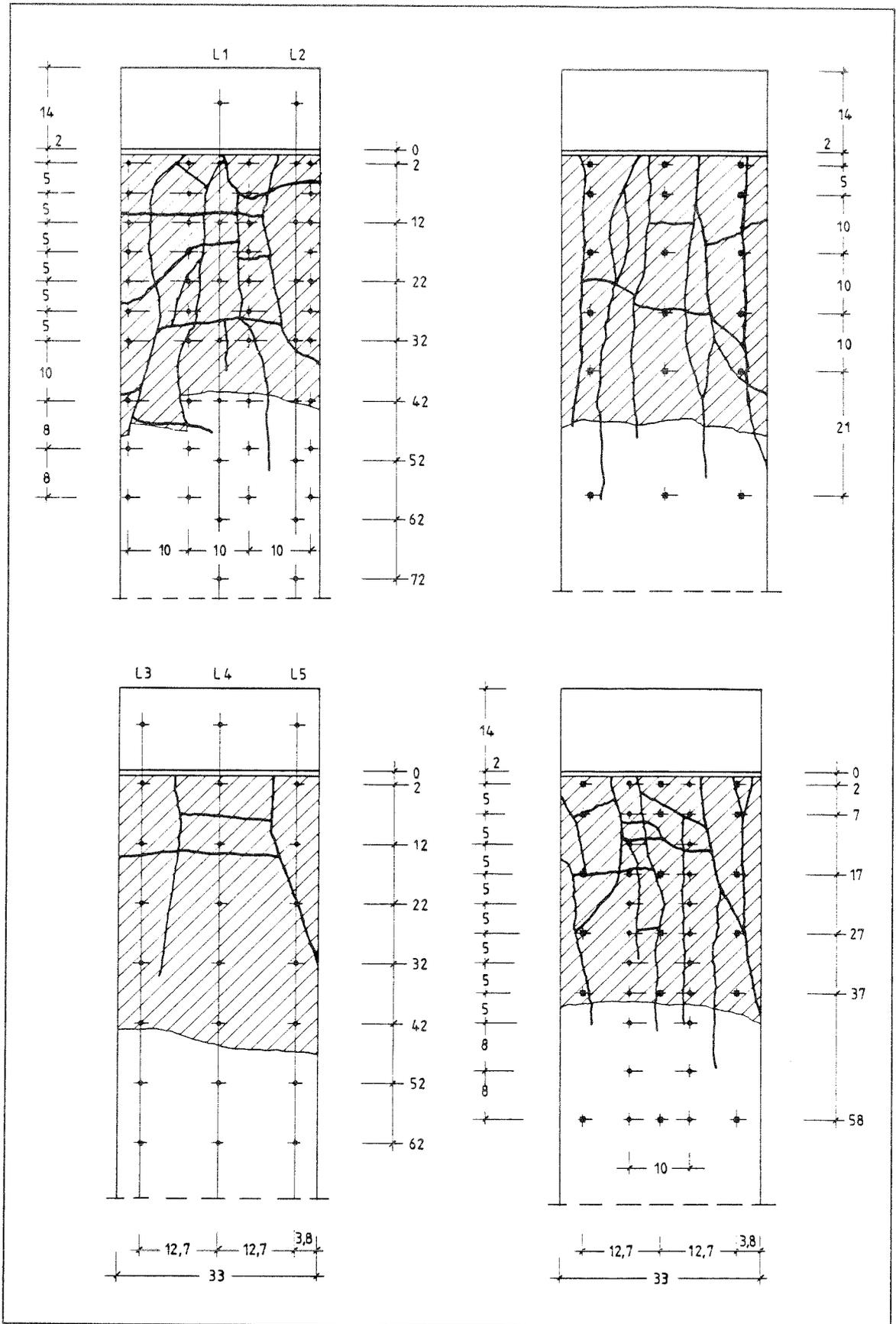


Bild 7.8: Rißbildung und Darstellung der Bereiche mit gelöstem Verbund bei der Versuchsstütze 9.



Bild 7.9: Versuchsstütze 9 nach Versuchsende.  
(oben: Seite 2/Seite 1; unten: Seite 4/Seite 3)

Die Rißbreitenunterschiede lassen sich in Bild 7.9 am Beispiel der Versuchsstütze 9 verdeutlichen. Dabei betrug die Rißbreite des sich bei Erreichen der Maximallast einstellenden Haupttrisses in der Stützenecke (vgl. Bild 7.9 unten, Seite 4) ein Vielfaches der übrigen Rißbreiten.

Mit den dargestellten Versuchsergebnissen ist es möglich, einerseits das lastabhängige Verformungsverhalten nachträglich verstärkter Stützen unter Teilflächenbelastung zu beschreiben, und andererseits Verformungsfiguren im Vertikal- und Horizontalschnitt abzuleiten. Neben den lastabhängig zunehmenden Dehnungsunterschieden zwischen Alt- und Verstärkungsquerschnitt in Stützenlängsrichtung, die ein Durchstanzen des Altbetonquerschnittes durch den Verstärkungsmantel verdeutlichen, treten demnach bei allen Versuchsstützen anfänglich geringere und mit Annäherung an den Bruchzustand stark zunehmende Querverformungen auf. Wie die - in der Regel bei 70% der späteren Bruchlast abgebrochenen - Meßbügelmessungen zeigen (vgl. Meßketten in Bild 7.8, Seite 2 und 4), ist der höhenmäßige Verlauf der Aufweitungen sowohl in Seitenmitte als auch in den Stützenecken affin zu dem in den Bildern 7.6 und 7.7 dargestellten Verlauf der Bügeldehnungen. Somit sind die resultierenden Querdehnungen bzw. die Beanspruchung der Querbewehrung über die Höhe gesehen nicht gleichmäßig verteilt, sondern durch ein Verformungsmaximum gekennzeichnet, das im Bereich von  $x \approx 10 - 25$  cm liegt. Mit zunehmender Entfernung von dieser Stelle nehmen die Querdehnungen sowohl zur Stützenmitte als auch zum Stützenkopf hin wieder ab. Während die Ursache für die Dehnungsabnahme zur Stützenmitte in der mit zunehmender Lastüberleitung in den Neuquerschnitt abnehmenden Altbetonbeanspruchung liegt, ist die Querdehnungsabnahme zum Stützenkopf hin versuchs-technisch bedingt. In diesem Bereich, in dem ähnliche Dehnungswerte wie an der Maximalstelle zu erwarten wären, behindert die Bewehrung der Stützkopfverbreiterung die Zunahme der Querdehnungen. Diese Querdehnungsbehinderung tritt ebenfalls bei Stützen in einem Stahlbetonskelett auf, bei denen durch die untenliegende Druckzone des Unterzuges bzw. der Deckenkonstruktion eine vergleichbare Wirkung erzielt wird. Der in Bild 7.10 skizzierte Verformungsverlauf im Vertikalschnitt ist darüber hinaus auch für die Kraftüberleitung vom Altbeton- in den Verstärkungsquerschnitt von Bedeutung. Da die Bügeldehnungen im Bereich bis zum Maximum der Querverformungen wegen des Einflusses der Stützkopfverbreiterung erst allmählich zunehmen, weist auch die - von der Bügeldehnung des Verstärkungsquerschnittes abhängige - Normaldruckspannung auf die Verbundfuge einen entsprechenden Verlauf auf. Damit können in diesem Bereich - trotz großer Relativverschiebungen - nur verhältnismäßig geringe Verbundspannungen hervorgerufen werden. Damit kann auch die, in Bild 7.2 ersichtliche, geringe Lastüberleitung in den Verstärkungsquerschnitt erklärt werden. Im Bereich des Querdehnungsmaximums bis zum Ende des Einleitungsbereiches werden dagegen große Reibungskräfte aktiviert. In diesem Bereich

wird bei gelöstem Haftverbund mit zunehmender Belastung ein aufgeweiteter Altbetonquerschnitt durch einen Querschnitt mit geringeren Abmessungen hindurchgedrückt. Dadurch werden große, normal zur Fuge orientierte, Kontaktkräfte zwischen dem Altbetonquerschnitt und dem Verstärkungsmantel hervorgerufen. Als Folge dieser Normaldruckspannungen vergrößern sich die Verbundspannungen und damit auch die bei Relativverschiebungen in den Verstärkungsquerschnitt übertragenen Reibungskräfte.

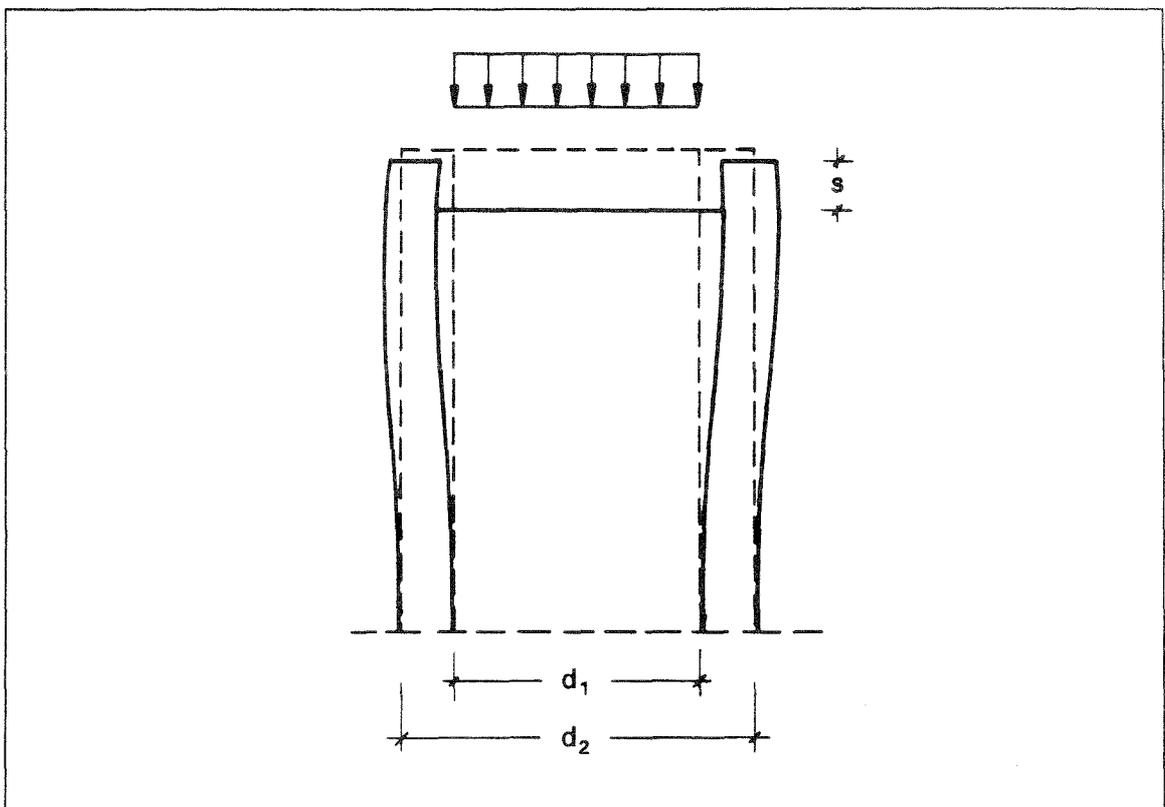


Bild 7.10: Verformungsfigur nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen unter Teilflächenbelastung im Vertikalschnitt.

Da die Dehnsteifigkeit des Verstärkungsquerschnittes bei einer - aus der Querdehnung des Altbetonquerschnittes resultierenden - horizontal nach außen gerichteten Beanspruchung im Vergleich zur Biegesteifigkeit der Schale groß ist, wird sich der Querschnitt in der vergleichsweise steifen Ecke weniger verformen als in Bügelmitte. Damit werden auch die von der Querbewehrung erzeugten Querdruckspannungen wegen der geringen Biegesteifigkeit der Bügel nicht gleichmäßig verteilt über die Querschnittsseite, sondern konzentriert in der Bügelecke eingeleitet. Um die Verformungsfigur im Horizontalschnitt zu untersuchen, wurden neben Querdehnungsmes-

sungen mit einem Meßbügel auch Dehnungsmessungen in der Bügelecke durchgeführt. Dazu wurden bei einigen Bügeln zusätzlich zu den DMS in Bügelmitte auch DMS paarweise in der Bügelecke appliziert. Beide Messungen führen dabei zu prinzipiell vergleichbaren Aussagen. Während bei den Meßbügel-Messungen die im Vergleich zur Bügelecke größeren Aufweitungen in Bügelmitte auf eine nach außen gerichtete horizontale Verwölbung schließen lassen, kann die Verformungsfigur bei den bis zum Bruchzustand durchgeführten DMS-Messungen aus einem Vergleich der jeweils paarweise angeordneten DMS ermittelt werden. Da in Bügelmitte stets außen größere, in der Bügelecke in der Regel jedoch innen größerer Dehnungen registriert wurden, läßt sich daran das in Bild 7.11 dargestellte Bestreben des Bügels ableiten, in die Kreisform überzugehen. Während die Spannungen in Bügelmitte im Bruchzustand im Regelfall die Streckgrenze der Bewehrung erreichten, zeigen die Meßwerte in der Bügelecke geringfügig niedrigere Werte. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Feilstelle für die DMS außerhalb des jeweiligen Biegerollenradius begann, und die DMS damit nicht an der maximal beanspruchten Stelle appliziert waren. Ob das Versagen der Probekörper durch die - mit dem Erreichen der maximalen Dehnsteifigkeit verbundene - Dehnungszunahme oder durch das Erreichen der maximalen Biegesteifigkeit in der Bügelecke - wie von Suzuki/Nakatsuka/Shohda/Yamaguchi /80/ an Bügeln mit quadratischem Querschnitt gemessen wurde - konnte damit nicht genau geklärt werden.

Wird jedoch wegen Symmetrie von System und Belastung ein beidseitig eingespannter Träger als Ersatzsystem zugrunde gelegt, ergibt sich - mit der Einleitung der Querdrukspannungen, die wegen der geringen Biegesteifigkeit der Bügelbewehrung im wesentlichen in der Stützenecke konzentriert sind, vergleichbar - ein ebenfalls parabelförmiger Verlauf der senkrecht zur Fuge wirkenden Normaldruckspannungen. Der für die Längskraftüberleitung maßgebende Bereich ergibt sich dabei entsprechend der Verformungsfigur des Hohlkastens, wobei angenommen wird, daß Alt- und Neubeton bis zum Wendepunkt der Biegelinie bei rund  $0,2 d_c$  in Kontakt sind. Näherungsweise kann für Stützen mit üblichen Abmessungen die für die Übertragung der Längskräfte maßgebende Breite auch die Schichtdicke  $t$  entsprechend Bild 2.3 angenommen werden. Damit ergibt sich bei zentrischer Belastung eine aufsummierte Breite der Übertragungsfläche von  $8 \cdot t$ . Wegen der vergleichsweise großen Biegesteifigkeit in Stützenlängsrichtung kann davon ausgegangen werden, daß die Normaldruckspannungen in Längsrichtung nahezu gleichmäßig verteilt sind.

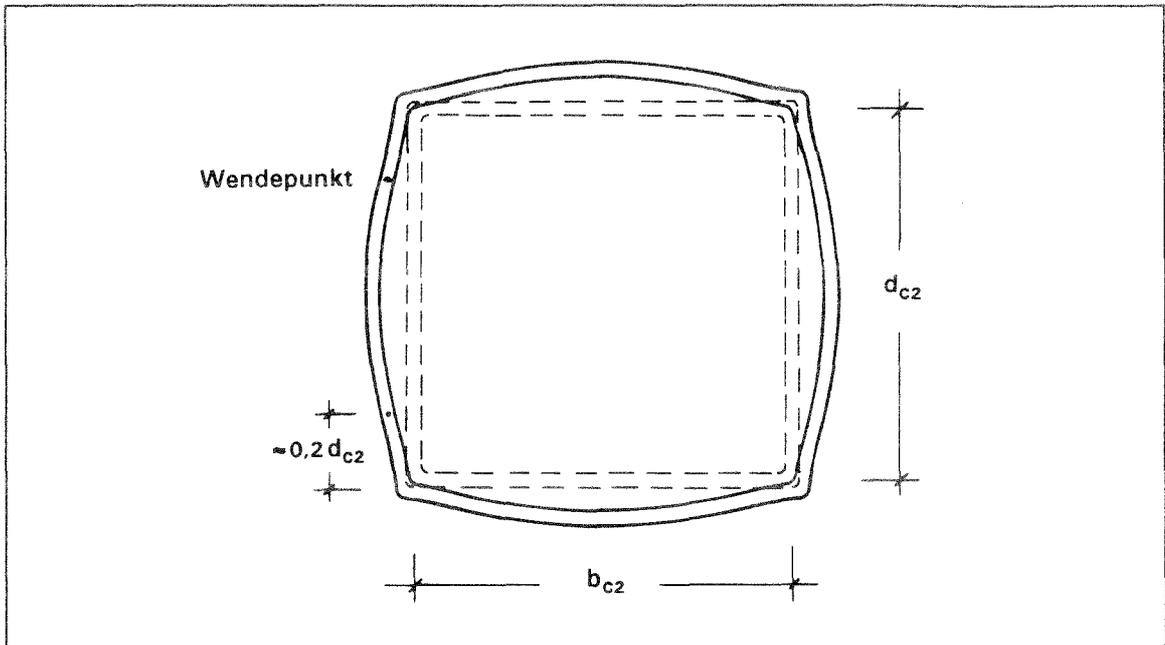


Bild 7.11: Verformungsfigur der Bügelbewehrung des Verstärkungsquerschnittes im Horizontalschnitt.

Die belastungsabhängige Abnahme der in Stützenmitte gemessenen Spannstahldehnungen ist für die teilflächenbelasteten Versuchsstützen in Bild 7.12 dargestellt. Dabei entsprechen die gemessenen Dehnungen den über die Stützhöhe gemittelten Längsstauchungen der Probekörper, da die Vorspannung als Vorspannung ohne Verbund ausgeführt wurde. Neben den Meßwerten der teilflächenbelasteten Stützen der zweiten Versuchsserie sind in der Darstellung auch die gemittelten Längsstauchungen der in der ersten Versuchsserie geprüften Stützen 1 und 3 wiedergegeben, bei denen - wie in Bild 6.5 b dargestellt - die Lasteinleitung in den Neuquerschnitt über Kontaktdruck ermöglicht war. Darüber hinaus sind in Bild 7.12 die Längsdehnungen der Versuchsstützen 5 und 6 dargestellt, bei denen die Lastaufnahme des Neuquerschnittes durch eine Folie zwischen Alt- und Neubeton verhindert wurde. Wird der Dehnungsverlauf der teilflächenbelasteten Stützen mit dem Dehnungsverlauf der Stützen ohne Verbund verglichen, läßt sich insbesondere das Mittragen des Verstärkungsquerschnittes verdeutlichen. Während die teilflächenbelasteten Stützen bis zur Laststufe 2100 kN eine vergleichsweise geringe Dehnungszunahme aufweisen, steigen die Dehnungen der Stützen 5 und 6 mit zunehmender Belastung überproportional an, da sich bei diesen Stützen die Wirkung des Verstärkungsquerschnittes auf die mit der Behinderung der Querdehnung verbundene Umschnürung des Altquerschnittes beschränkt. Im Bereich der Höchstlast sind die Unterschiede besonders markant; die Dehnungen der im Rahmen der Zusatzversuche hergestellten Probekörper 5 und 6 erreichen rund doppelt so große Werte wie die übrigen Stützen bei dieser Laststufe.

Unterschiede lassen sich auch im Verformungsverhalten der teilflächenbelasteten Versuchsstützen feststellen. Während sich anfänglich ein für alle Versuchsstützen einheitlicher und nahezu linearer Dehnungsverlauf einstellt, zeigen die Versuchsstützen bei weiterer Laststeigerung ein voneinander abweichendes Verformungsverhalten. Wie Bild 7.12 entnommen werden kann, zeigen dabei die vier Versuchsstützen der Versuchsreihe II mit einer im Bereich der Maximallast ausgeprägten Dehnungszunahme ein prinzipiell vergleichbares Verformungsverhalten, wogegen sich der weitgehend lineare Verlauf bei den teilflächenbelasteten Stützen 1 und 3 bis zur Bruchlast fortsetzt. Diese Unterschiede zwischen den ausschließlich über den Altquerschnitt belasteten Stützen der zweiten Versuchsserie und den zum Teil über Kontaktdruck belasteten Stützen 1 und 3 sind dabei im wesentlichen auf den Einfluß der Verbundfuge zurückzuführen. Während bei den Stützen 7,8,9 und 12 ein Überschreiten des Haftverbundes mit entsprechender Dehnungszunahme festgestellt werden konnte, traten in der Verbundfuge der beiden anderen Probekörper keinerlei Relativverschiebungen auf, wie im Anschluß an die Versuche durchgeführte Kernbohrungen bestätigten. Bild 7.12 kann weiterhin entnommen werden, daß der Querbewehrungsgrad der ausschließlich über den Altquerschnitt belasteten Stützen einen deutlichen Einfluß auf den Verformungsverlauf hat. So beginnt z.B die Dehnungszunahme der - mit einem geringen Querbewehrungsgrad ausgeführten - Stützen 7 und 8 bei einer vergleichsweise niedrigen Laststufe und ist zudem besonders ausgeprägt, wogegen mit zunehmendem Querbewehrungsgrad sowohl das Lastniveau ansteigt als auch die lastabhängige Dehnungszunahme weniger ausgeprägt verläuft. Anhand dieser Dehnungsverläufe läßt sich zeigen, daß sich bei den Stützen mit höherem Querbewehrungsgrad nach dem Lösen des Haftverbundes zusätzlich zur Duktilitätssteigerung eine deutliche Traglaststeigerung infolge Umschnürung einstellte; für die Stützen mit niedrigem Querbewehrungsgrad war der Tragfähigkeitsgewinn bei ähnlich hoher Duktilität dagegen wesentlich geringer und der Kurvenverlauf in diesem Bereich somit deutlich steiler. Bei der Interpretation der Ergebnisse ist jedoch zu berücksichtigen, daß der flache Kurvenverlauf im Bereich der Höchstlast der Stützen 9 und 12 auf eine vollständige Entlastung des Spanngliedes zurückzuführen ist, d.h. daß die im Versuch aufgetretenen last- und zeitabhängigen Verformungen die Vordehnung des Spanngliedes kompensiert haben.

Der Einfluß der Lasteinleitung auf das Tragverhalten und die Tragfähigkeit kann insbesondere durch den Vergleich der Stützen 7 und 8 mit der Stütze 3 verdeutlicht werden, da diese Stützen denselben Querbewehrungsgrad aufweisen. Während sich am Dehnungsverlauf der Versuchsstütze 3 ein Mittragen des Verstärkungsquerschnittes bis zum Erreichen der Bruchlast feststellen läßt, übernimmt der Verstärkungsquerschnitt bei den Stützen 7 und 8 wegen des Verbundversagens nahezu keine vertikalen Lasten, so daß hier die Tragfähigkeit durch den Traganteil der unverstärkten Stütze

und einen - durch die Umschnürungswirkung der Querbewehrung hervorgerufenen - zusätzlichen Traganteil bestimmt wird. Die deutlich höhere Maximallast der Versuchsstütze 3 war dagegen erreicht, als sich die Betonüberdeckung über den Bügeln des Verstärkungsmantels ablöste. Die im Alt- und Neuquerschnitt gemessenen Bügeldehnungen belegen jedoch, daß auch bei dieser Stütze die Querbewehrung nahezu ausgenutzt wurde. Somit war die Querbewehrung nicht in der Lage, den nach dem Ablösen der Betonschale zusätzlich vom Restquerschnitt aufzunehmenden Traganteil durch die Umschnürung des verbleibenden Restquerschnittes zu kompensieren. Die Tragfähigkeit bei dieser Lasteinleitungsvariante läßt sich rechnerisch ermitteln, wenn der Traganteil der von den Bügeln des Neuquerschnittes eingeschlossenen Kernquerschnittsfläche sowie der - durch die Querbewehrung hervorgerufene - Umschnürungsanteil angesetzt werden. Der Traganteil infolge Umschnürung kann dabei in Analogie zu den ausschließlich über den Altquerschnitt belasteten Stützen berechnet werden.

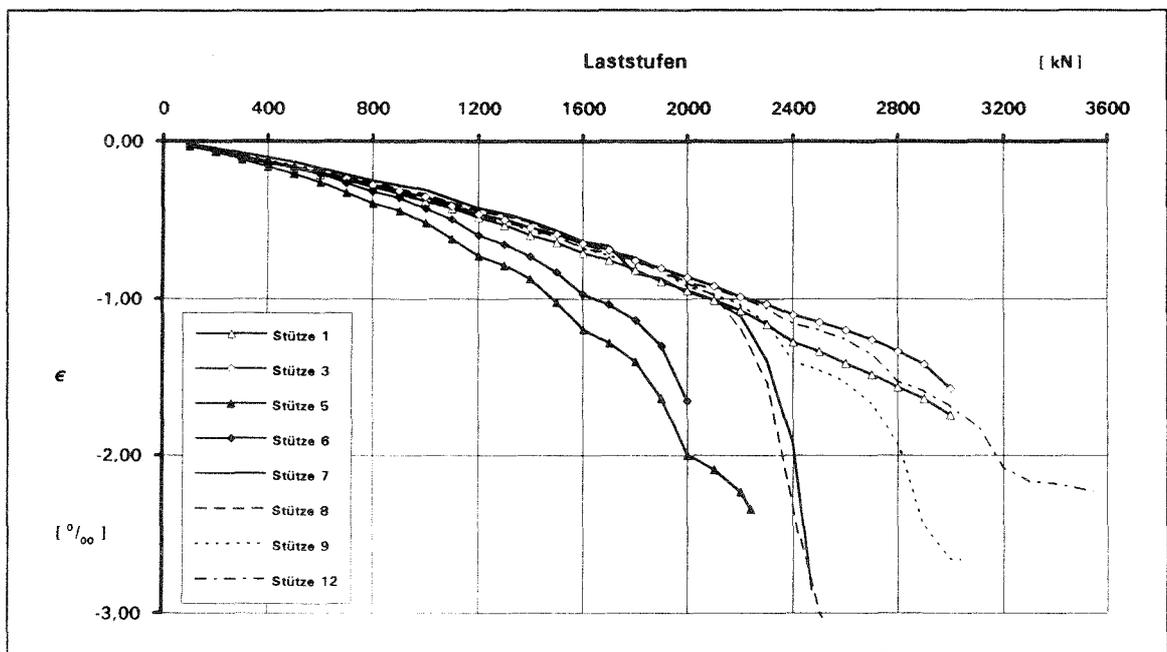


Bild 7.12: Über die Stützenhöhe gemittelte Längsstauchungen der teilflächenbelasteten Versuchskörper.

Die im Versuch erreichten Maximalbelastungen der Versuchskörper sowie die Ergebnisse der begleitenden Betonprüfungen sind in Tabelle 7.1 wiedergegeben. Bei den angegebenen Bruchlasten ist zudem berücksichtigt, daß bei einigen Versuchsstützen zusätzlich zu der von der Prüfmaschine aufgebracht Belastung noch eine Zusatzbelastung infolge Vorspannung auf den Probekörper wirkte. Diese zusätzliche Be-

lastung trat in den Fällen auf, in denen die über die Stützhöhe gemittelte Längsstau-  
 chung geringer als die Vordehnung des Spannstahls war, und konnte aus der Rest-  
 dehnung des Spanngliedes errechnet werden. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des  
 Spritzbetons betrug für die Stützen der ersten Versuchsserie  $\beta_c = 38,4 \text{ MN/m}^2$ , für  
 die Versuchsserie II ergab sich eine mittlere Festigkeit von  $\beta_c = 35,6 \text{ MN/m}^2$ . An  
 Zylindern ( $\varnothing = 10 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ) zusätzlich durchgeführte E-Modul-Prüfungen für  
 den Spritzbeton zeigen, daß der mittlere Elastizitätsmodul mit  $E_c \approx 25000 \text{ MN/m}^2$   
 rund 20% unter den Werten des Altbetons liegt, was unter anderem auf die unter-  
 schiedliche Betonzusammensetzung zurückgeführt werden kann.

Stütze Nr.	Versuchs- serie	Querbewehrung Neuquerschnitt	$\beta_w$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchlast [kN]	Bemerkungen <sup>1</sup>
1	I	E: $\varnothing 8/5$ M: $\varnothing 8/16$	36,25	3101	Belastung über Kontaktdruck ermöglicht
3	I	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	36,25	3124	Belastung über Kontaktdruck ermöglicht
5	Z	$\varnothing 8/8$	41,25	2273	ohne Verbund zwischen Alt- und Neubeton
6	Z	$\varnothing 8/5$	41,08	2443	ohne Verbund
7	II	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	37,88	2560	mit Fuge
8	II	E: $\varnothing 8/8$ M: $\varnothing 8/16$	41,50	2673	mit Fuge
9	II	E: $\varnothing 10/5$ M: $\varnothing 10/16$	38,13	3060	mit Fuge
12	II	$\varnothing 12/5$	40,75	3598	mit Fuge

Tabelle 7.1: Bruchlasten und Materialkennwerte der teilflächenbelasteten Versuchsstützen.

Die in Bild 7.3 dargestellten Längsverformungen des Altbetonquerschnittes unterstrei-  
 chen deutlich, daß bei allen Stützen im Einleitungsbereich ein dreiaxialer Druckspan-  
 nungszustand hervorgerufen wurde. Der für die Ausbildung eines dreiaxialen Druck-  
 spannungszustandes erforderliche Querdruck resultiert dabei aus der Querdehnungs-  
 behinderung des Altbetons durch die Bügelbewehrungen im Alt- und Neuquerschnitt,

<sup>1</sup> vgl. Bild 6.7

deren Verformungsverhalten affin zueinander verläuft. Werden die Bruchlasten der Probekörper mit den Bruchlasten der monolithischen Altbetonstützen VA und VC verglichen, läßt sich erkennen, daß die Querbewehrung bei allen Versuchsstützen ausreichend dimensioniert war um nicht nur die Duktilität der Stützen zu erhöhen, sondern auch um eine Tragfähigkeitserhöhung zu erreichen. Die Höhe des Tragfähigkeitszuwachses wird dabei einerseits durch die Größe der aktivierten Querdruckspannungen sowie andererseits durch die Größe der umschnürten Querschnittsfläche bestimmt. Wird der im Bruchzustand über Reibungskräfte in den Neuquerschnitt übergeleitete Lastanteil vernachlässigt, was nach den Versuchsergebnissen in Bild 7.2 für den oberen Lasteinleitungsbereich berechtigt ist, dann bestimmt die Wirksamkeit der Umschnürung des Altbetonquerschnittes die Tragfähigkeit der verstärkten Stütze. Bei annähernd gleicher Betongüte und gleicher Längsbewehrung im Alt- und Neuquerschnitt läßt sich bei den Versuchsstützen eine mit zunehmender Querbewehrung größere Traglaststeigerung feststellen. Während die Stützen 7 und 8 unter Berücksichtigung der Unterschiede in den Betongüten nahezu identische Traglaststeigerungen gegenüber den Vergleichs-Altbetonstützen aufweisen, zeigt die am höchsten bewehrte Stütze 12 mit einer Steigerung von rund 70%, bezogen auf den Betontraganteil des Altbetonquerschnittes, einen besonders deutlichen Tragfähigkeitszuwachs. Bei keinem der Versuche konnte indes erreicht werden, daß die Stütze nicht in dem von Relativverschiebungen charakterisierten Einleitungsbereich, sondern im Stützenmittelbereich versagte. Das bedeutet auch, daß die maximale Tragfähigkeit des Stützenmittelbereiches unter Ausnutzung der, aus der Addition der Lastanteile ermittelten, Querschnittstragfähigkeit bei den Versuchsstützen nicht erreicht wurde. Im Rahmen eines Nachweiskonzeptes muß jedoch in jedem Fall überprüft werden, ob die Querschnittstragfähigkeit im Stützenmittelbereich für die Gesamttraglast nicht maßgebend wird. Darüber hinaus muß bei der Entwicklung des Bemessungsansatzes für den Lasteinleitungsbereich berücksichtigt werden, daß die Effektivität der Altbetonumschnürung und damit der Traglastanstieg sowohl durch den Bügeldurchmesser als auch durch den Bügelabstand beeinflusst wird.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die unter reiner Teilflächenbelastung geprüften Versuchsstützen ein übereinstimmendes Tragverhalten aufweisen. Charakteristisch für die Versuchskörper waren dabei die hohe Duktilität im Krafteinleitungsbereich sowie das - für die Kraftüberleitung in den Neuquerschnitt maßgebende - verschiebungsabhängige Verbundverhalten. Die Tragfähigkeit war bei allen Stützen durch ein Versagen des Krafteinleitungsbereiches begrenzt, wobei die Bruchlast in jedem Fall über der Tragfähigkeit der monolithischen Altbeton-Vergleichsstütze lag. Die Tragfähigkeitserhöhung infolge Umschnürung fiel umso deutlicher aus, je größer der Querbewehrungsgrad der Stütze war.

## 7.2 VOLLFLÄCHIGE BELASTUNG

Neben den teilflächenbelasteten Stützen umfaßte das Versuchsprogramm fünf weitere Stützen, bei denen - der Deckenausbildung nach Bild 2.2 entsprechend - die Belastung über die gesamte Querschnittsfläche aufgebracht wurde. Die Spannstahldehnungen, die den über die Stützenhöhe gemittelten Längsstauchungen entsprechen, sind für die vollflächig belasteten Versuchsstützen mit Ausnahme der nicht vorgespannten Stütze 4 in Bild 7.13 dargestellt. Um die Versuchsergebnisse objektiv vergleichen zu können, sind die während der Meßintervalle aufgetretenen Kriechverformungen in der Darstellung nicht berücksichtigt worden. Weiterhin dargestellt sind die Kurven für die teilflächenbelasteten Stützen 1 und 3, bei denen im Gegensatz zu den anderen teilflächenbelasteten Stützen eine Belastung des Neuquerschnittes über Kontaktdruck ermöglicht wurde. Wie der Darstellung entnommen werden kann, lassen sich im Verformungsverhalten der vollflächig belasteten Stützen nur geringe Unterschiede erkennen. Während der in Bild 7.12 dargestellte Dehnungsverlauf der teilflächenbelasteten Stützen im Bereich der Bruchlast durch eine starke Dehnungszunahme infolge des Verbundversagens charakterisiert ist, zeigen die Kurvenverläufe in Bild 7.13 ein bis zum Bruchzustand weitgehend lineares Verformungsverhalten, was das Mittragen des Neuquerschnittes belegt. Dagegen verdeutlicht der stärker gekrümmte Kurvenverlauf bei den teilflächenbelasteten Stützen 1 und 3 die höhere Lastkonzentration im Altquerschnitt. Eine stärkere Dehnungszunahme unmittelbar vor dem Erreichen der Höchstlast läßt sich nur bei den Stützen 10 und 11 feststellen; diese Versuchsbeobachtung ist bei diesen Stützen jedoch auf die zunehmenden plastischen Verformungen des Altquerschnittes zurückzuführen. Ein Überschreiten der Streckgrenze der Längsbewehrung im Altquerschnitt wurde auch bei der Versuchsstütze 4 gemessen, wogegen die Stauchungen der Längsbewehrung im Altquerschnitt bei den Versuchsstützen 2 und 13 beim Erreichen der Höchstlast noch im elastischen Bereich des Betonstahls lagen. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Stütze 2 am meßtechnisch nicht erfaßten Stützenfuß versagte und daß die Versuchsstütze 13 vorzeitig durch ein vollflächiges Ablösen des Verstärkungsquerschnittes entlang der Verbundfuge versagte. Die Tragfähigkeit nachträglich verstärkter Stützen mit vollflächiger Belastung war bei allen Versuchskörpern mit Ausnahme der Stütze 2 durch ein Versagen des oberen Einleitungsbereiches begrenzt. Mit Ausnahme der im Neuquerschnitt unbewehrten Stütze 13 zeigte sich dabei ein flächenhaftes Ablösen der Betonüberdeckung über der Querbewehrung des Verstärkungsquerschnittes. Der von der Bügelbewehrung eingeschlossenen Betonquerschnitt war dabei nicht in der Lage, den Traganteil der Betonüberdeckung zusätzlich zu übernehmen, so daß die Traglast nicht weiter gesteigert werden konnte. Ein Versagen der Verbundfuge konnte, abgesehen von der Versuchsstütze 13, in keinem Fall beobachtet werden.

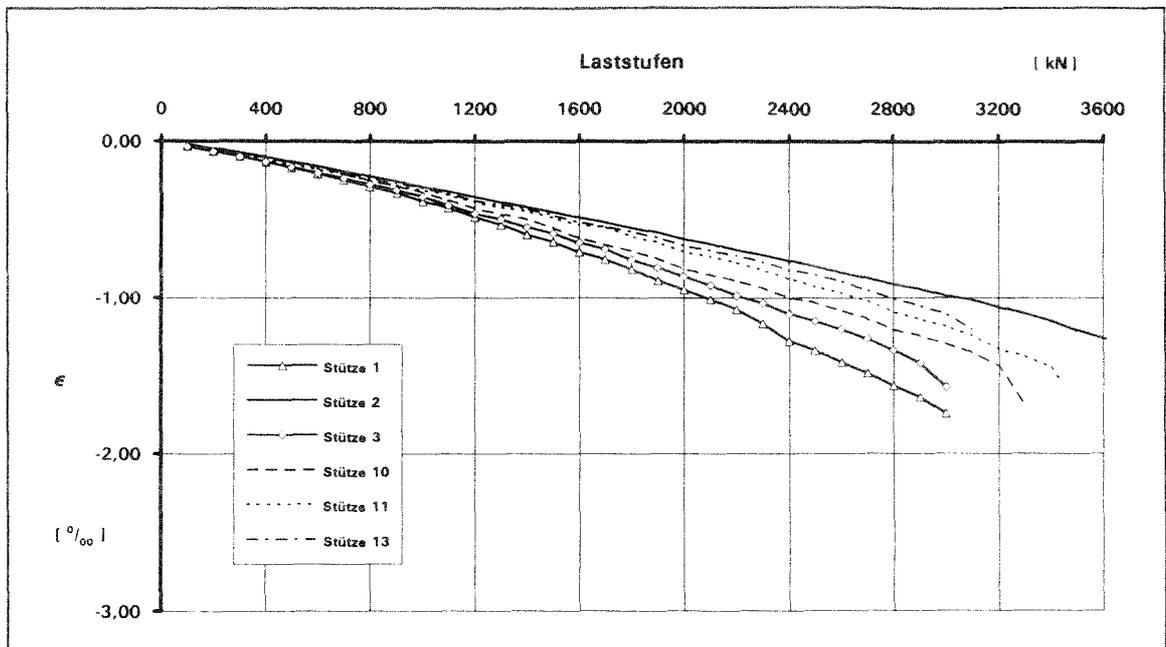


Bild 7.13: Über die Stützhöhe gemittelte Längsstauchungen der vollflächig belasteten Versuchskörper.

Der Verlauf der Dehnungen der nicht kraftschlüssig angeschlossenen Längsbewehrung des Verstärkungsquerschnittes ist für die Versuchsstütze 11 in Bild 7.14 dargestellt. Der Darstellung läßt sich entnehmen, daß bei einer in den Versuchen vorhandenen Betondeckung der Stirnflächen von 1 cm ein Lastanteil von rund 25% der rechnerischen Maximallast über den Spitzendruck der Längsbewehrung eingeleitet wird. Die weitere Dehnungszunahme bis zum Dehnungsausgleich von Beton und Betonstahl erfolgt über Verbundspannungen, deren Größe dabei die Länge des Eintragungsbereiches bestimmt. Übereinstimmend mit Versuchsergebnissen in /46/ weisen die in Bild 7.14 dargestellten Dehnungen den für die Lasteinleitung in druckbeanspruchte Längsstäbe charakteristischen logarithmischen Verlauf auf. Werden die Dehnungen der Längsstäbe im Altquerschnitt und im Verstärkungsquerschnitt miteinander verglichen, können die Eintragungslängen für jedes Lastniveau ermittelt werden. Für die vier Versuchskörper, die eine Bewehrung sowohl im Alt- als auch im Neuquerschnitt aufwiesen, stellt sich bei Maximallast die Dehnungsgleichheit bei rund 20 - 30 cm ein. Auf den Stabdurchmesser umgerechnet ergibt sich demnach eine Verankerungslänge  $l_1$  von 15 - 20  $d_s$ , die damit kürzer als die nach DIN 1045 ermittelte Verankerungslänge ist.

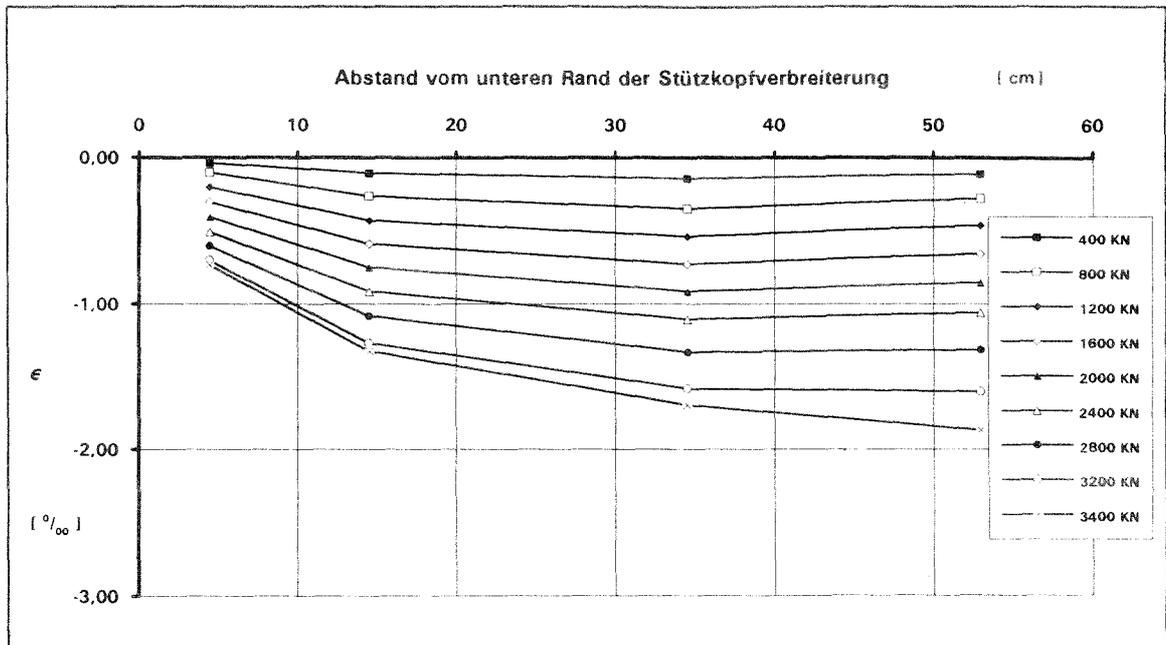


Bild 7.14: Dehnungen des Bewehrungsstahles im Neuquerschnitt für die Versuchsstütze 11.

Die im Versuch erreichten Traglasten der fünf nachträglich verstärkten Stützen mit vollflächiger Belastung sind neben den Festigkeitskennwerten des Betons in Tabelle 7.2 dargestellt. Die höchsten Traglasten wurden bei den Versuchsstützen 2 und 4 der ersten Versuchsserie erreicht, wobei jedoch zu berücksichtigen ist, daß neben der höheren Spritzbetonfestigkeit die Querschnittsflächen der beiden Körper wegen der spritzrauh Oberfläche rund 10% größer waren als bei der Versuchsserie II. Dabei zeigte die nicht-vorbelastete Stütze 4 trotz geringeren Querbewehrungsgrad die höhere Traglast. Bei den Stützen der zweiten Versuchsserie wurde die höchste Traglast von der Stütze 11 mit dem höchsten Querbewehrungsgrad erreicht; die Traglast der im Verstärkungsquerschnitt unbewehrten Stütze 13 war jedoch nur rund 10% geringer. Somit lassen die erzielten Traglasten im Gegensatz zu den teilflächenbelasteten Stützen nur eine geringe Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad des Verstärkungsquerschnittes erkennen. Die geringe Umschnürungswirkung der Querbewehrung läßt sich auch mit den Meßwerten für die Bügeldehnungen im Alt- und Verstärkungsquerschnitt belegen. Während diese Dehnungen bei den teilflächenbelasteten Stützen die Dehnung an der Streckgrenze überschritten, zeigten sich bei den vollflächig belasteten Stützen nur Meßwerte in der Größenordnung von 1‰.

Stütze Nr.	Versuchs- serie	Querbewehrung Neuquerschnitt	$\beta_w$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchlast [kN]	Bemerkungen
2	I	E: $\varnothing$ 10/5 M: $\varnothing$ 10/16	39,04	3773	-
4	I	E: $\varnothing$ 8/8 M: $\varnothing$ 8/16	39,04	3904	Altquerschnitt nicht vorgespannt
10	II	$\varnothing$ 8/8	40,19	3433	-
11	II	$\varnothing$ 10/5	38,00	3600	-
13	II	-	37,86	3323	im Neuquerschnitt unbewehrt

Tabelle 7.2: Bruchlasten und Materialkennwerte der vollflächig belasteten Versuchsstützen.

## **8. RECHNERISCHE AUSWERTUNG UND EMPFEHLUNG FÜR DIE BEMESSUNG**

### **8.1 BEMESSUNGSANSATZ FÜR DEN STÜTZENMITTELBEREICH**

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, lassen sich für nachträglich verstärkte Stützen unter Teilflächenbelastung entsprechend dem Verformungsverhalten prinzipiell zwei Stützenbereiche unterscheiden. Danach gibt es neben einem - durch Relativverschiebungen zwischen Alt- und Verstärkungsbeton charakterisierten - Krafteinleitungsbereich einen, im Abstand von  $(2-2,5) \cdot d$  von der Lasteinleitungsstelle entfernt beginnenden, Stützenmittelbereich, in dem die Dehnungen der Teilquerschnitte gleich groß sind. Da zudem die Tragfähigkeit der beiden Stützenbereiche auf voneinander abweichenden mechanischen Grundlagen beruht, ergibt sich damit bei Teilflächenbelastung - wie im übrigen in DIN 18551 vorgeschrieben - grundsätzlich ein zweiteiliger Nachweis. Neben dem örtlichen Nachweis im Krafteinleitungsbereich auf der Grundlage des in 8.2 erläuterten Ansatzes muß im Stützenmittelbereich der Nachweis für das Gesamtsystem geführt werden. Die maßgebende Traglast ergibt sich dann als die kleinere der für beide Stützenbereiche ermittelten Traglasten.

Während für nachträglich verstärkte Stützen mit geringem Querbewehrungsgrad im Einleitungsbereich im Regelfall dieser Bereich auch für die Ermittlung der Tragfähigkeit maßgebend sein wird, zeigen die Ergebnisse der Versuchsstütze 12, daß bei entsprechend hohem Querbewehrungsgrad ein deutlicher Tragfähigkeitsanstieg verzeichnet werden kann. Wie der Vergleich zwischen dem - durch die Umschnürung des Altbetonkern verursachten - Traglastanstieg und der Querschnittstragfähigkeit des zusätzlichen Querschnittes bei der Versuchsstütze 12 zeigt, konnte auch in diesem Fall die Querschnittstragfähigkeit im Stützenmittelbereich nicht erreicht werden. Bei entsprechend geringer Betongüte und niedrigem Längsbewehrungsgrad ist es aber durchaus möglich, daß der Mittelbereich bei Stützen, die im Einleitungsbereich einen hohen Querbewehrungsgrad aufweisen, für die Ermittlung der Traglast maßgebend wird.

Bei entsprechender Stützenschlankheit und zentrischer Belastung kann die Gesamttragfähigkeit im Stützenmittelbereich mit der Formel

$$N_u = A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{s1} \cdot \beta_{S1} + A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{s2} \cdot \beta_{S2} \quad (8.1)$$

aus der Addition der einzelnen Lastanteile ermittelt werden. Wenn der Querschnitt jedoch unter Belastung verstärkt wird, ist der Betontraganteil des Neuquerschnittes nach Gleichung (3.19) auf 90% zu begrenzen. Somit ergibt sich bei unter Belastung

verstärkten Stützen für den Stützenmittelbereich eine gegenüber (8.1) abgeminderte Tragfähigkeit in der Form

$$N_u = A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{s1} \cdot \beta_{S1} + 0,9 \cdot A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{s2} \cdot \beta_{S2} \quad (8.2)$$

Gleichung (8.2) stimmt somit im prinzipiellen Aufbau mit Gleichung (2.2) überein. Während jedoch in /27/ die nach dem Additionansatz ermittelte Gesamttragfähigkeit mit einem Anpassungsfaktor  $m_G = 0,8$  abgemindert wird, ist in (8.2) nur der Traganteil des Neubetons reduziert worden. Eine Beschränkung des Beton- und Stahltraganteils des Kernquerschnittes erscheint dagegen unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse wenig sinnvoll. Einen weiteren Bemessungsvorschlag, der mit (8.2) vergleichbar ist, wird auch in /65/ angegeben. Hier wird ebenfalls auf eine Abminderung des Traganteils des Kernquerschnittes verzichtet; der Betontraganteil des Neuquerschnittes allerdings wird wegen zeitabhängiger Einflüsse mit einem Abminderungsfaktor  $\kappa = 0,5$  versehen, was jedoch hinsichtlich der in Kapitel 3 durchgeführten Berechnungen als zu sehr auf der sicheren Seite liegend gewählt ist.

Da die Tragfähigkeit des Stützenmittelbereiches nicht mehr durch die Art der Lasteinleitung beeinflusst wird, gilt Gleichung (8.2) ebenfalls für den Nachweis im Stützenmittelbereich nachträglich verstärkter Stützen mit vollflächiger Lasteinleitung.

## **8.2 BEMESSUNGSANSATZ FÜR DEN KRAFTEINLEITUNGSBEREICH**

Die Tragfähigkeit im Einleitungsbereiches nachträglich verstärkter Stützen, wird im wesentlichen durch die Größe der Umschnürungswirkung der im Verstärkungsquerschnitt angeordneten Querbewehrung bestimmt. Mit zunehmendem Querbewehrungsgrad steigen demnach die erreichbaren Traglasten ebenfalls an. Um jedoch die umschnürende Wirkung der Querbewehrung zu erzeugen, sind deutlich zunehmende Querdehnungen des Altquerschnittes erforderlich, die wiederum erst bei Längsspannungen in der Größenordnung der einaxialen Betondruckfestigkeit durch innere Rißbildung hervorgerufen werden. Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist die umschnürende Wirkung dagegen unabhängig von den zwischen dem Alt- und Verstärkungsbeton auftretenden Relativverschiebungen. Mit dem Auftreten von Relativverschiebungen treten jedoch die bei monolithischen Querschnitten unter Teilflächenbelastung zu berücksichtigenden Spaltzugspannungen wegen des Verlustes der Verformungskontinuität in ihrer Bedeutung zurück. Für die Bemessung des Einleitungsbereiches ist

demnach die Behinderung der Querdehnung des Altbetons der maßgebende Belastungsfall.

Während nach DIN 1045 für monolithische wendelbewehrte Druckglieder der traglaststeigernde Einfluß einer Umschnürung rechnerisch berücksichtigt werden darf, ist eine vergleichbare Regelung für bügelbewehrte umschnürte Druckglieder bislang nicht angegeben worden. Eine mögliche Ursache hierfür liegt in der Tatsache begründet, daß wegen der im Vergleich zur Wendel geringeren Effektivität der Umschnürung auch der rechnerisch anzusetzende Traglastanstieg, der sich erst nach Abzug des im Bruchzustand nicht mehr anzusetzenden Betontraganteils der Überdeckung ergibt, deutlich geringer ausfällt. Bei monolithischen mit einer Wendelbewehrung umschnürten Druckgliedern darf nach DIN 1045 die Bruchlast um den Wert

$$\Delta N_u = ((v \cdot A_W \cdot \beta_{SW} - (A_b - A_c) \cdot \beta_R)) \cdot \left( 1 - \frac{8 \cdot M}{N \cdot d_c} \right) \quad (8.3)$$

größer angenommen werden, als die eines nur verbügelten Druckgliedes mit gleichen Außenabmessungen. Dabei bezeichnen  $v$  den von der Betongüte abhängigen Beiwert für die Wirksamkeit der Umschnürung und  $A_W$  das auf die Ganghöhe der Wendel bezogene Wendelvolumen mit

$$A_W = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_{sW}}{s_W} .$$

Eine Traglaststeigerung infolge Umschnürungswirkung entsprechend Gleichung (8.3) ist aber nur dann zu erreichen, wenn der von der Querbewehrung verursachte Traglastanstieg größer ist als der Traganteil der Betonschale. Dieser Traganteil muß bei der Ermittlung der Gesamttraglast abgezogen werden, da die zum Aktivieren des dreiaxialen Spannungszustandes erforderlichen hohen Längsstauchungen zum Ablösen der Betonschale führen. Der in DIN 1045 aufgenommene Bemessungsvorschlag baut dabei auf Untersuchungen von Müller /47/ auf, der sowohl Dreiaxialversuche mit den Hauptspannungsverhältnissen  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$  als auch Versuche an umschnürten Probekörpern hinsichtlich der Wirksamkeit  $v$  der Querdruckspannungen verglichen hat. Danach ergibt sich näherungsweise für zentrisch belastete - nicht knickgefährdete - umschnürte Druckglieder die Kurzzeittragfähigkeit

$$N_u = A_{cn} \cdot \left[ \beta_R + 1,7 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c} \right] + A_{sL} \cdot \beta_{SL} \quad (8.4)$$

in Erweiterung der Additionsformel als Summe der Traganteile des Betons, des zusätzlichen Traganteils infolge Umschnürung sowie der Längsbewehrung, wenn bei der Ermittlung der Wirksamkeit der Wendelbewehrung nach (5.15) von einem mittleren Querdruck  $\sigma_3 = 6 \text{ MN/m}^2$  ausgegangen wird. Der Klammerausdruck entspricht dabei formal der dreiaxialen Betondruckfestigkeit und setzt sich aus der einaxialen Druckfestigkeit und einem additiven Spannungszuwachs

$$\Delta\sigma_1 = \left[ 1,7 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c} \right] = 1,7 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{SW} \quad (8.5)$$

zusammen, der wiederum direkt proportional zum Querbewehrungsgrad  $\rho_q = A_W/A_c$  sowie der Streckgrenze der Querbewehrung ist. Die Abhängigkeit von der Betongüte wird über einen zusätzlichen Faktor  $k_\beta$  erfaßt. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß mit Gleichung (8.5) nicht der Spannungszuwachs in den effektiv umschnürten Stützenbereichen sondern ein - auf die Kernquerschnittsfläche bezogener - und somit abgeminderter Spannungszuwachs berechnet wird. Effektiv umschnürt sind dabei diejenigen Stützenbereiche, in denen - der räumlichen Ausbreitung der Querdruckspannungen entsprechend - ein dreiaxialer Druckspannungszustand entsteht. Für die Umrechnung der mit (5.15) angegebenen Wendelwirksamkeit in effektiv umschnürten Stützenbereichen in eine, auf die Kernquerschnittsfläche bezogene, abgeminderte Wendelwirksamkeit wird dabei für die am häufigsten zu erwartenden Fälle von einem Kerndurchmesser  $d_c = 30 \text{ cm}$ , einer maximalen Ganghöhe  $s_W = d_c/5$  und einem Längsbewehrungsgrad  $\rho_L = 3\%$  ausgegangen. Dieses Vorgehen bietet jedoch den Vorteil, daß bei der Berechnung der Gesamttragfähigkeit nach (8.4) nur eine Betonquerschnittsfläche bestimmt werden muß und der Traganteil der Umschnürungsbewehrung somit formal dem Betontraganteil zugeordnet werden kann. Wird der Spannungszuwachs nach (8.5) auf die effektiv umschnürte Fläche umgerechnet, kann der Spannungszuwachs in der Form

$$\Delta\sigma_1 = \left[ 2,3 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c} \right] = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{SW} \quad (8.6)$$

dargestellt werden, wobei der Faktor 2,3 die Wirksamkeit der Wendelbewehrung nach (5.15) für eine mittlere Querdruckspannung von  $6 \text{ MN/m}^2$  angibt. Da Gleichung (8.6) unabhängig von der Querschnitts- und Bewehrungsform ist, kann die angegebene Beziehung zwischen Querdruckspannungen und Spannungszuwachs für umschnürte bügelbewehrte Druckglieder ebenfalls verwendet werden. Bei der Ermittlung des Traganteils der Umschnürung, der sich als Produkt aus dem Spannungszuwachs und der effektiv umschnürten Fläche ergibt, wird dabei jedoch die - im Vergleich zur Wen-

delbewehrung geringere Effektivität - der Bügelbewehrung deutlich. Für die Ermittlung der Größe der effektiv umschnürten Fläche kann dabei unter anderem auf einen Ansatz in /71/ zurückgegriffen werden. Entsprechend der räumlichen Ausbreitung der Querdruckspannungen werden sowohl im Horizontal- als auch im Vertikalschnitt Bereiche mit dreiaxialem Spannungszustand von Bereichen mit einaxialem Druckspannungszustand getrennt. Während dabei in Bügelebene das Verhältnis von effektiv umschnürter Fläche zu der - durch die Mittellinie der äußeren Bügel begrenzten - Kernquerschnittsfläche durch den Reduktionsfaktor

$$\lambda = 1 - \frac{\sum w_i^2}{5,5 \cdot A_c} \quad (8.7)$$

beschrieben wird, ergibt sich die kleinere, durch den Reduktionsfaktor  $\lambda^*$  beschriebene, effektiv umschnürte Fläche zwischen zwei Bügelebenen, wenn zusätzlich die Spannungsausbreitung in Belastungsrichtung berücksichtigt wird (vgl. Bild 5.10). Die Größe des Reduktionsfaktors

$$\lambda^* = \frac{A_{\text{eff}}}{A_c} = \lambda \cdot \left( 1 - \frac{s_{B\ddot{u}}}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_{B\ddot{u}}}{2 \cdot d_c} \right), \quad (8.8)$$

der definitionsgemäß ein Wert kleiner oder gleich Eins ist, wird dabei im wesentlichen von der Anordnung der Längsbewehrung entlang des Kernumfanges sowie von dem Abstand der Querbewehrung in Belastungsrichtung beeinflusst.

Der Traglastanteil infolge der Umschnürung kann bei monolithischen bügelbewehrten Stützen ermittelt werden, wenn die Größe der effektiv umschnürten Querschnittsfläche und der Spannungszuwachs bekannt sind, der sich in Abhängigkeit des Querbewehrungsgrades ergibt. Wie in Kapitel 5.3 erläutert, können dabei sowohl für die Ermittlung der effektiv umschnürten Fläche, als auch für die Formulierung des Spannungszuwachs bei Querdehnungsbehinderung verschiedene Ansätze verwendet werden. Unter Verwendung des Ansatzes in /71/ zur Ermittlung der effektiv umschnürten Fläche und Gleichung (8.6) für den Spannungszuwachs läßt sich der Traganteil der Umschnürung

$$\Delta N_c = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{sq} \cdot A_c \cdot \left( 1 - \frac{\sum w_i^2}{5,5 \cdot A_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_{B\ddot{u}}}{2 \cdot b_c} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_{B\ddot{u}}}{2 \cdot d_c} \right)$$

für bügelbewehrte Druckglieder angeben bzw. mit Gleichung (8.8) in der verkürzten Form

$$\Delta N_c = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{Sq} \cdot A_c \cdot \lambda^* \quad (8.9)$$

darstellen. Bei der Ermittlung der Gesamttragfähigkeit ist jedoch zu beachten, daß absolut gesehen nur dann ein Tragfähigkeitszuwachs entsteht, wenn der Traganteil der Umschnürung nach (8.9) größer ist, als der Traganteil der - im Bruchzustand nicht mehr mittragenden - Betonschale ist.

Während der Tragfähigkeitszuwachs bei monolithischen bügelbewehrten Stützen mit Gleichung (8.9) auf einfache Weise ermittelt werden kann, ist es bei nachträglich verstärkten Stützen wegen der Querbewehrungslagen im Alt- und Neuquerschnitt vergleichsweise schwieriger, deren gemeinsame Wirkung zu erfassen. Grundsätzlich kann jedoch auch der Traglastanteil infolge der gemeinsamen Umschnürungswirkung in Analogie zu monolithischen bügelbewehrten Stützen ermittelt werden, wenn einerseits die Größe der effektiv umschnürten Querschnittsflächen und andererseits der jeweilige Spannungszuwachs bekannt sind. Unter Berücksichtigung der bogenförmigen Ausbreitung der Querdruckspannungen ist bei nachträglich verstärkten Stützen mit Querbewehrungslagen in Alt- und Neuquerschnitt zwischen Stützenbereichen zu unterscheiden, die nur durch die äußere Bewehrungslage umschnürt werden, und Stützenbereichen, in denen sich die Querdruckspannungen beider Bewehrungslagen in ihrer Wirkung überlagern. Dabei können die, in den jeweiligen Bügelebenen von Alt- und Neuquerschnitt entstehenden reduzierten Kernquerschnittsflächen berechnet werden, wenn die zugehörigen Querschnittsabmessungen in Gleichung (8.7) eingesetzt werden. Die jeweiligen, zu den Bewehrungslagen in Alt- und Neuquerschnitt zugehörigen, maßgebenden effektiv umschnürten Flächen zwischen zwei Bügelebenen ergeben sich dann unter Verwendung von Gleichung (8.8), so daß sich die Reduktionsfaktoren in der Form

$$\lambda_1^* = \frac{A_{\text{eff},1}}{A_{c1}} = \left[ 1 - \frac{\sum w_{i1}^2}{5,5 \cdot A_{c1}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,1}}{2 \cdot b_{c1}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,1}}{2 \cdot d_{c1}} \right]$$
$$\lambda_2^* = \frac{A_{\text{eff},2}}{A_{c2}} = \left[ 1 - \frac{\sum w_{i2}^2}{5,5 \cdot A_{c2}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,2}}{2 \cdot b_{c2}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,2}}{2 \cdot d_{c2}} \right] \quad (8.10)$$

darstellen lassen, wobei der Index 1 für die Bewehrungsanordnung der zu verstärkenden Stütze und der Index 2 für die des Verstärkungsmantels gewählt wird. Während

sich die für die Bemessung maßgebende effektiv umschnürte Fläche bei nur einer Querbewehrungslage stets in Bügelmitte ergibt, ist die genaue Angabe der maßgebenden effektiv umschnürten Querschnittsfläche wegen der Interaktion der Umschnürungswirkung bei nachträglich verstärkten Querschnitten vergleichsweise schwierig. Somit ist es bei voneinander abweichender Bügelanordnung, Bügeldurchmesser und Bügelabstand möglich, daß die aus beiden Bewehrungslagen resultierende Gesamtumschnürungsfläche nicht mit der jeweiligen kleinsten effektiv umschnürten Fläche der einzelnen Bewehrungslagen zusammenfällt. Zur genauen Berechnung bedarf es in diesem Fall einer Extremwertbetrachtung, da sich die gesuchte Größe als Produkt aus Fläche und Spannung verändert. Auf der sicheren Seite liegend können der Ermittlung des Traglastzuwachses die jeweils maßgebenden effektiv umschnürten Flächen von Alt- und Neuquerschnitt nach (8.10) zugrunde gelegt werden. Die effektiv umschnürten Flächen infolge der Bewehrungen in Alt- und Neuquerschnitt sind am Beispiel einer Stütze mit vier Eckstäben in Bild 8.1 dargestellt. Während die der Bewehrung des Altquerschnittes zugeordnete innere effektiv umschnürte Fläche  $A_{\text{eff},1}$  nur einen relativ geringen Anteil an der Kernquerschnittsfläche ausmacht, zeigt sich infolge der Bewehrung im Neuquerschnitt ein deutlicher Flächenzuwachs.

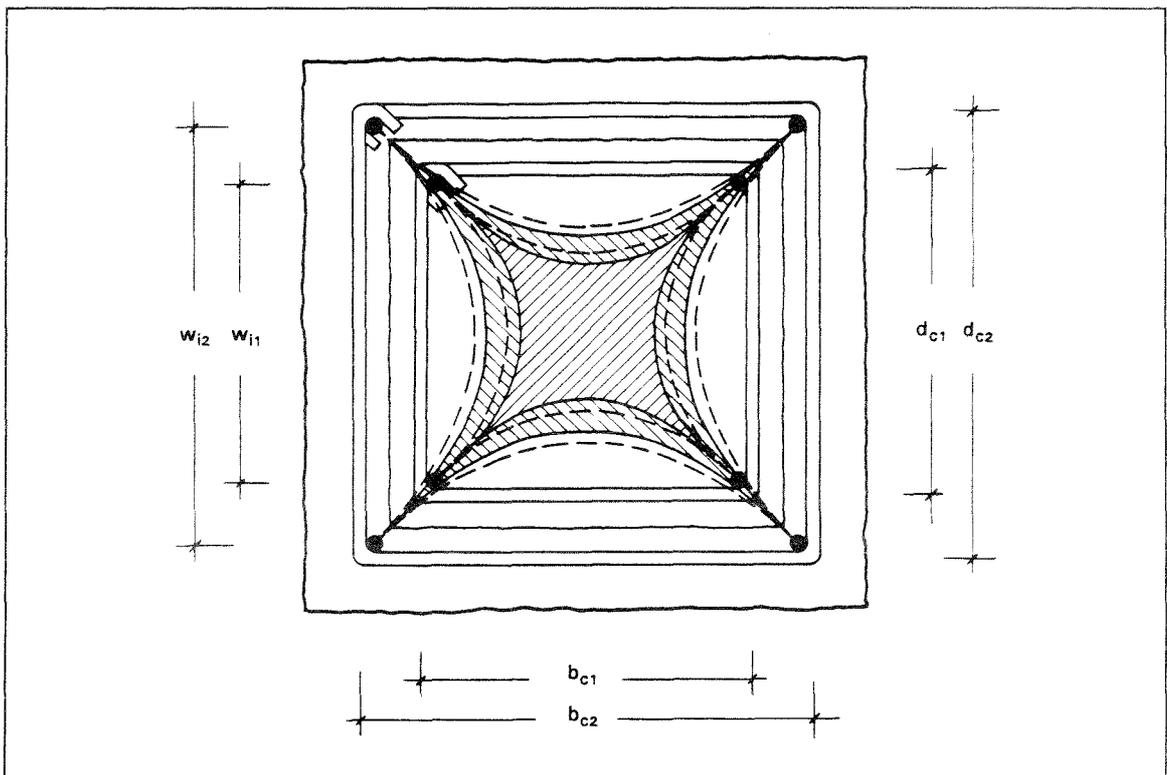


Bild 8.1: Effektiv umschnürte Flächen in Bügelebene (gestrichelte Linie) und zwischen zwei Bügelebenen (durchgezogene Linie) bei nachträglich verstärkten Stützen mit Bewehrungslagen im Alt- und Neuquerschnitt.

Neben der maßgebenden effektiv umschnürten Fläche ist für die Ermittlung des Traglastanstieges die Bestimmung des Spannungszuwachses notwendig. Da die Wirksamkeit der Querbewehrung dabei durch eine nichtlineare Exponentialfunktion nach Gleichung (5.15) beschrieben wird, müssen die Querdruckspannungen prinzipiell schon vor der Ermittlung des Spannungszuwachses in  $A_{\text{eff},1}$  addiert werden. Im Bereich üblicher Querdruckspannungen ist die gewählte Exponentialfunktion jedoch nahezu konstant und kann somit durch den konstanten Wert 2,3 beschrieben werden, so daß das Superpositionsprinzip bei getrennter Ermittlung des Spannungszuwachses wieder Gültigkeit besitzt.

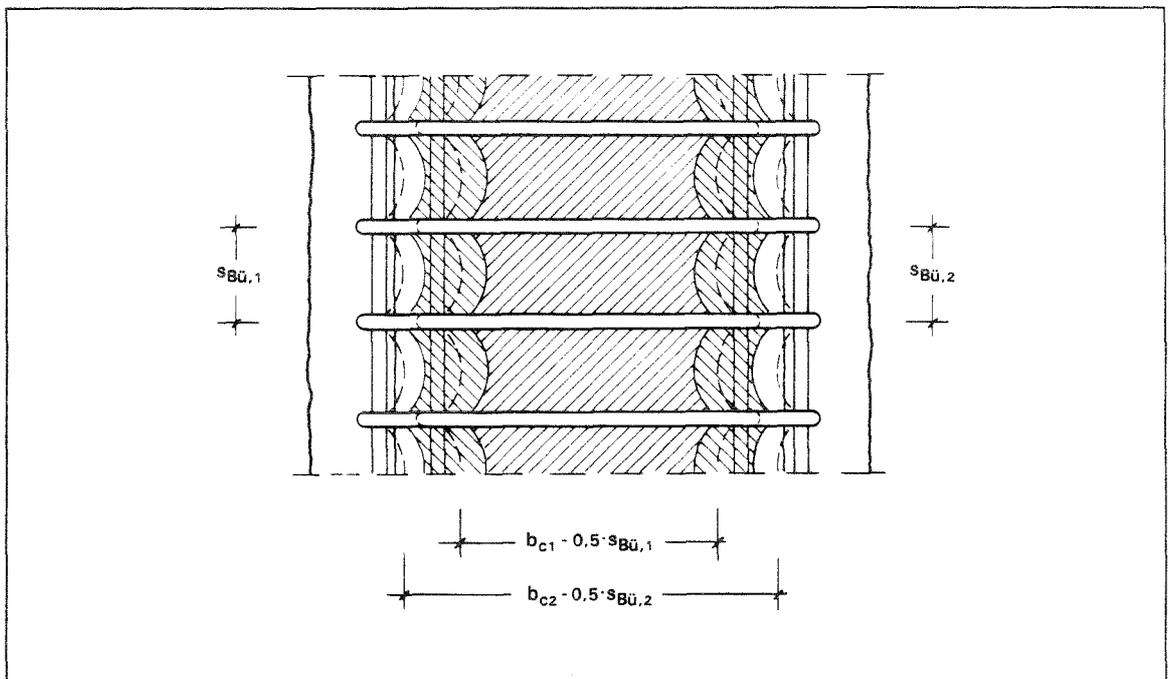


Bild 8.2: Darstellung der effektiv umschnürten Flächen im Vertikalschnitt bei nachträglich verstärkten Stützen mit Bewehrungslagen im Alt- und Neuquerschnitt.

Werden die - sich aus den beiden Bewehrungslagen ergebenden - Traganteile zuerst getrennt angeschrieben, ergeben sich in Analogie zu monolithischen Stützen die beiden zusätzlichen Traganteile

$$\begin{aligned} \Delta N_{c1} + \Delta N_{c2} = & 2,3 \cdot k_{\beta} \cdot \rho_{q1} \cdot \beta_{Sq1} \cdot A_{c1} \cdot \left[ 1 - \frac{\sum w_{i,1}^2}{5,5 \cdot A_{c1}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,1}}{2 \cdot b_{c1}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,1}}{2 \cdot d_{c1}} \right] + \\ & + 2,3 \cdot k_{\beta} \cdot \rho_{q2} \cdot \beta_{Sq2} \cdot A_{c2} \cdot \left[ 1 - \frac{\sum w_{i,2}^2}{5,5 \cdot A_{c2}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,2}}{2 \cdot b_{c2}} \right] \cdot \left[ 1 - \frac{s_{Bü,2}}{2 \cdot d_{c2}} \right]. \end{aligned} \quad (8.11)$$

Gleichung (8.11) läßt sich durch Ordnen und unter Verwendung von (8.7) weiter vereinfachen, so daß die Traganteile der Umschnürung mit der Formel

$$\Delta N_{c1} + \Delta N_{c2} = 2,3 \cdot k_{\beta} \cdot A_{c1} \cdot \left[ \lambda_1^* \cdot \rho_{q1} \cdot \beta_{S,q1} + \frac{\lambda_2^* \cdot A_{c2}}{A_{c1}} \cdot \rho_{q2} \cdot \beta_{S,q2} \right] \quad (8.12)$$

angegeben werden können. Durch Ausklammern der zur ursprüngliche Stütze zugeordneten Anteile und mit  $\Delta N_c = \Delta N_{c1} + \Delta N_{c2}$  und  $\nu = 2,3 \cdot k_{\beta}$  ergibt sich

$$\Delta N_c = \nu \cdot A_{c1} \cdot \lambda_1^* \cdot \frac{A_{q1}}{A_{c1}} \cdot \beta_{S,q1} \cdot \left( 1 + \frac{\lambda_2^* \cdot A_{c2} \cdot \rho_{q2} \cdot \beta_{S,q2}}{\lambda_1^* \cdot A_{c1} \cdot \rho_{q1} \cdot \beta_{S,q1}} \right)$$

$$\Delta N_c = \nu \cdot A_{c1} \cdot \lambda_1^* \cdot \frac{A_{q1}}{A_{c1}} \cdot \beta_{S,q1} \cdot (1 + k_{q2}) \quad (8.13)$$

wobei  $A_{q1} = (2 \cdot b_{c1} + 2 \cdot d_{c1}) \cdot A_{s,Bü,1} / s_{Bü,1}$  ist, und damit formal  $A_W$  entspricht. Für der Berechnung der Tragfähigkeitserhöhung nach (8.13) wird dabei vereinfachend die jeweilige effektiv umschnürte Fläche angesetzt. Bei unterschiedlichem Bügelabstand im Alt- und Verstärkungsquerschnitt können sich somit geringfügig höhere Traglasten ergeben.

Da der Traglastzuwachs infolge Umschnürung nach Gleichung (8.13) in starkem Maße von der Größe der effektiv umschnürten Fläche abhängig ist, und diese Größe sowohl von der Querschnittsgeometrie als auch von der Bewehrungsanordnung bestimmt wird, ist die Angabe einer umfassenden - weiter vereinfachten - Näherungslösung wenig zweckmäßig. Für eine übliche - in Bild 8.1 dargestellte - Bewehrungsanordnung mit je einem Eckstab in Alt- und Neuquerschnitt und quadratischen Abmessungen von Alt- und Verbundstütze, kann Gleichung (8.13) unter der Annahme von  $\lambda_1^* \approx \lambda_2^* \approx 0,275$  jedoch umgeformt werden, so daß in diesen Fällen der Tragfähigkeitszuwachs mit

$$\Delta N_c \approx 2,5 \cdot k_{\beta} \cdot b_{c1} \cdot \beta_{S,q1} \cdot \left( \frac{A_{s,Bü1}}{s_{Bü1}} + \frac{A_{s,Bü2} \cdot b_{c2}}{s_{Bü2} \cdot b_{c1}} \cdot \frac{\beta_{S,q2}}{\beta_{S,q1}} \right)$$

näherungsweise abgeschätzt werden kann.

Wie der Versuchsauswertung in Kapitel 7 entnommen werden kann, wird die Gesamtlast im Krafteinleitungsbereich von dem umschnürten Altquerschnitt aufgenommen.

Der Verstärkungsquerschnittes kann sich dabei wegen des Versagens der Verbundfuge nur in geringem Maße an der Lastabtragung beteiligen. Im Gegensatz zu umschnürten monolithischen Druckgliedern, bei denen der Betontraganteil der Schale bei der Ermittlung der Gesamttragfähigkeit nicht berücksichtigt werden darf, braucht dieser Traganteil bei nachträglich verstärkten Querschnitten nicht durch die Umschnürung kompensiert werden. Damit kann der gesamte Traglastzuwachs für die Erhöhung der Tragfähigkeit angesetzt werden, was die an für sich geringe Effektivität einer Umschnürung mit einer Bügelbewehrung deutlich erhöht. Für zentrische Belastung ergibt sich damit die Gesamttragfähigkeit

$$N_u = N_{b1} + N_s + \Delta N_c$$

$$N_u = A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{sL,1} \cdot \beta_{SL,1} + v \cdot \lambda_1^* \cdot A_{q1} \cdot \beta_{S,q1} \cdot (1 + k_{q2}) \quad (8.14)$$

in der nach DIN 1045 für wendelbewehrte umschnürte Druckglieder verwendeten Schreibweise aus der Addition der Lastanteile des Betons und der Längsbewehrung sowie des zusätzlichen Traganteils der Bewehrung. Der auf die Tragfähigkeit nach dem Additionsansatz bezogene prozentuale Traglastzuwachs einer nachträglich verstärkten umschnürten Stütze kann verdeutlicht werden, wenn Gleichung (8.14) in der Form

$$N_u = (A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{sL,1} \cdot \beta_{SL,1}) \cdot \left[ 1 + \frac{v \cdot \lambda_1^* \cdot A_{q1} \cdot \beta_{S,q1} \cdot (1 + k_{q2})}{(A_{bn,1} \cdot \beta_{R1} + A_{sL,1} \cdot \beta_{SL,1})} \right] \quad (8.15)$$

dargestellt wird, wobei der Zuwachs an Traglast in der Klammer erkennbar ist.

Im Gegensatz zu monolithischen Querschnitten, bei denen sich mit einer in Bild 5.10 dargestellten Bewehrungsanordnung wegen des zu kompensierenden Traganteils der Überdeckung nahezu keine effektiven Traglaststeigerungen erzielen lassen, können bei nachträglich verstärkten Querschnitten infolge der zusätzlichen Bewehrungslage markante Traglaststeigerungen nachgewiesen werden, die unter anderem auf der Vergrößerung der effektiv umschnürten Fläche beruhen. Bei beliebiger Lage der Querbewehrung im Neuquerschnitt ist jedoch zu beachten, daß die zu dieser Bewehrung zugeordnete effektiv umschnürte Fläche nicht größer als der Altbetonquerschnitt wird. Diese Einschränkung ergibt sich dabei aus den Versuchsergebnissen, wonach sich ein dreiaxialer Druckspannungszustand nur im Altquerschnitt ausbilden kann, da der Neuquerschnitt in diesem Bereich in Stützenlängsrichtung nahezu unbelastet ist.

Während bei umschnürten Druckgliedern die zum Aktivieren des dreiaxialen Druckspannungszustandes erforderlichen hohen Längsdehnungen bei stark unterschiedlichem Verformungsverhalten der Einzelbauteile nicht unproblematisch sind, zeigen sich bei nachträglich verstärkten Stützen trotz großer Verformungen im Einleitungsbereich nur Gesamtstauchungen in der für nicht umschnürte Stützen üblichen Größenordnung.

### 8.3 VERGLEICH MIT ANDEREN ERGEBNISSEN

Um die Güte des theoretischen Bemessungsansatzes nach Gleichung (8.15) zu beurteilen, ist es notwendig, die berechneten Traglasten mit Versuchsergebnissen zu vergleichen. Neben sechs eigenen Versuchsstützen, die sich aus den vier Versuchsstützen der Versuchsreihe II sowie den beiden zusätzlichen Stützen 5 und 6 ohne Verbund zusammensetzen, liegen Versuchsergebnisse von vier weiteren, von Fiedler untersuchten, ebenfalls teilflächenbelasteten Stützen vor. Alle Stützen versagten dabei im Krafeinleitungsbereich, so daß der Bemessungsansatz nach (8.15) zum Nachrechnen der Traglasten verwendet werden kann. Versuche zum Tragverhalten nachträglich verstärkter Stützen wurden darüber hinaus auch von Eibl durchgeführt. Wegen der unvollständigen Dokumentation der Ergebnisse können diese Versuche jedoch für einen rechnerischen Vergleich nicht herangezogen werden.

Die rechnerisch ermittelten Traglasten sind den im Versuch erreichten Bruchlasten in Bild 8.3 vergleichend gegenübergestellt. Auf der Ordinate dieser Darstellung ist dabei die berechnete Traglast, auf der Abszisse die jeweilige Bruchlast aufgetragen, so daß sich bei genauer Übereinstimmung von rechnerischer Vorhersage und Versuchsergebnis eine 45°-Linie ergibt. Der Darstellung läßt sich entnehmen, daß der vorgeschlagene Berechnungsansatz die versuchsmäßig ermittelten Tragfähigkeiten gut approximiert. Grundsätzlich liegen die Versuchsergebnisse mit Ausnahme der beiden Versuchsstützen ohne Verbund zwischen Alt- und Neubeton unterhalb der Winkelhalbierenden, so daß mit dem Bemessungsansatz die tatsächlichen Traglasten geringfügig unterschätzt werden. Während die Tragfähigkeit der eigenen Versuchsstützen trotz sehr stark unterschiedlicher Querbewehrungsgrade sehr gut vorhergesagt werden kann, zeigen sich für die Versuchsergebnisse von Fiedler größere Abweichungen. Die Abweichungen liegen bei diesen Versuchen dabei zum Teil außerhalb des 15%-Toleranzbandes, bestätigen aber dennoch tendenziell den vorgeschlagenen Bemessungsansatz, da der, für die Ermittlung des Tragfähigkeitszuwachses wesentliche Querbewehrungsgrad, bei diesen Versuchen ebenfalls stark variiert wurde. Daß die theoretischen Berechnungen dennoch nicht näher an die Versuchsergebnisse heranreichen, liegt dabei unter anderem an der für den Ansatz getroffenen Voraussetzung, nach der der

Verstärkungsmantel bei der Traglastermittlung nicht angesetzt wird. Die Versuchsergebnisse von Fiedler belegen jedoch, daß auch im unmittelbaren Einleitungsbereich ein begrenztes Mittragen des Mantels festgestellt werden konnte. Da der Altbetonquerschnitt dieser Versuchskörper mit  $d/b = 15/15$  cm nur sehr geringe Abmessungen aufweist, wirkt sich der rechnerisch nicht berücksichtigte Manteltraganteil im Verhältnis zur Gesamtbelastung prozentual stärker aus. Für die beiden Versuchsstützen 5 und 6, bei denen das Mittragen des Mantels durch ein Plastikfolie ausgeschlossen wurde, zeigt sich ein vergleichbares Resultat. Demnach wird in diesem Fall die tatsächliche Tragfähigkeit überschätzt, die maximale Abweichung trat mit rund 7% bei der Versuchsstütze 5 auf.

Zusammenfassend zeigt sich damit, daß die Tragfähigkeit nachträglich verstärkter Stützen mit dem Bemessungsansatz insgesamt gut vorhergesagt werden kann. Sofern das Mittragen des Verstärkungsquerschnittes verhindert wird, werden die Traglasten bei den eigenen Versuchen bis zu 7% überschätzt, ansonsten verbessert sich die Vorhersagegenauigkeit, da auch im Bruchzustand ein gewisser Lastanteil über Verbundspannungen auf den Verstärkungsquerschnitt übertragen wird.

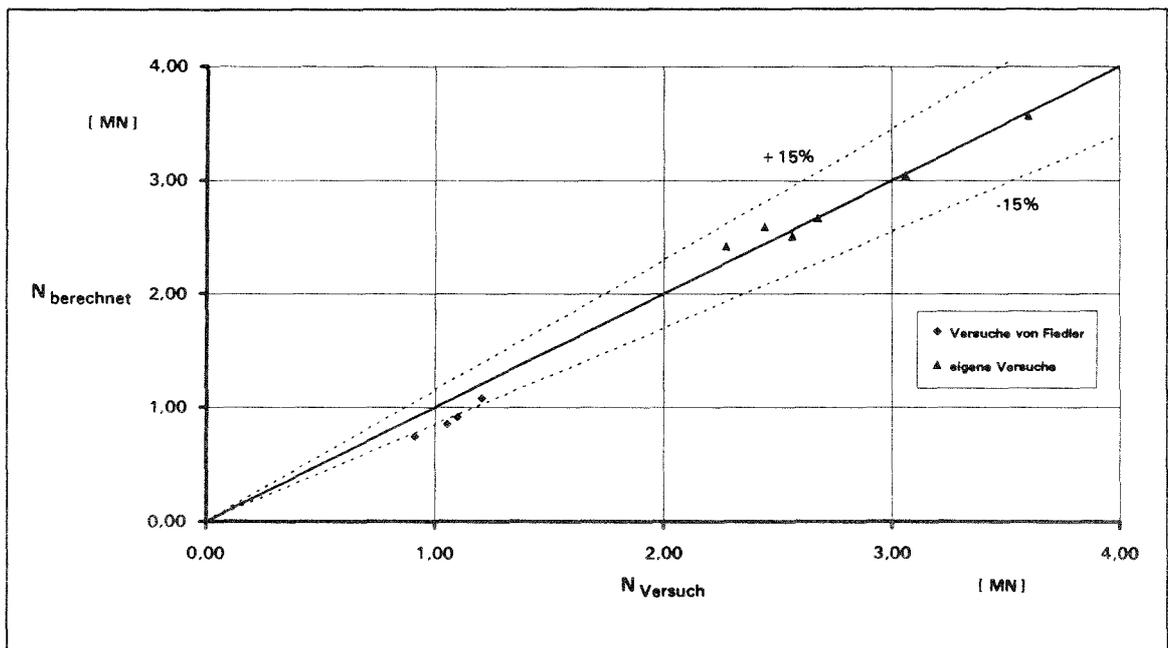


Bild 8.3: Vergleich der Versuchsergebnisse von Fiedler und der eigenen Versuche mit dem Bemessungsansatz nach Gleichung (8.15).

Ein ebenfalls zweiteiliger Bemessungsvorschlag für nachträglich verstärkte Stützen unter Teilflächenbelastung ist von Fiedler in /27/ angegeben worden. Neben der Trag-

fähigkeit des Gesamtquerschnittes, die mit Gleichung (2.2) nachgewiesen wird, ist demnach ein zusätzlicher Nachweis der Tragfähigkeit des Krafteinleitungsbereiches erforderlich. In Anlehnung an einen Bemessungsansatz für monolithische teilflächenbelastete Stützen in /66/ wird dabei davon ausgegangen, daß Querkzugspannungen einerseits aus der Lastüberleitung in den Neuquerschnitt, andererseits aus der Querdehnungsbehinderung des Altbetonkerns resultieren, der im Krafteinleitungsbereich zunächst die Gesamtbelastung alleine aufnehmen muß. Während sich bei bekannten ideellen Flächenschwerpunkten die resultierende Spaltzugkraft

$$Z = \frac{\Delta N}{2 \cdot d} \cdot (r_{ba} - r_{bn}) \quad (8.16)$$

in einfacher Weise mit Hilfe eines Stabwerkmodells ermitteln läßt, sind für die Ermittlung der - für die Querdehnungsbehinderung erforderlichen - Bewehrung weitergehende Überlegungen notwendig. Unter Ansatz einer linearen Beziehung zwischen Querdruckspannungen  $\sigma_3$  und Spannungszuwachs in Belastungsrichtung ergibt sich unabhängig von der Betongüte ein Tragfähigkeitszuwachs in der Form

$$\Delta N = 4,2 \cdot \sigma_3 \cdot A_{ba} \quad , \quad (8.17)$$

wobei davon ausgegangen wird, daß sich der dreiaxiale Druckspannungszustand in der gesamten Altbetonquerschnittsfläche ausbildet. Da sich die Querdruckspannungen unmittelbar aus der Zugkraft in der Querbewehrung ermitteln lassen, kann Gleichung (8.17) umgeformt werden und unter Berücksichtigung eines empirischen Anpassungsfaktors  $m_{sT} = 0,7$  für die verminderte querdehnungsbehindernde Wirkung der Bügel in der Form

$$\Delta N = 4,2 \cdot m_{sT} \cdot d_a \cdot Z$$

angegeben werden. Wird zudem berücksichtigt, daß die Betonüberlastung mit zunehmender Entfernung von der Lasteinleitungsstelle wegen der Kraftüberleitung in den Neuquerschnitt abnimmt, kann unter Ansatz einer Verlaufsfunktion für die Lastaufnahme des Neuquerschnittes nach Gleichung (4.19) die gesamte Querkzugkraft infolge Querdehnungsbehinderung im Krafteinleitungsbereich

$$Z_v = 0,215 \cdot \frac{\Delta N \cdot d}{4,2 \cdot m_{sT} \cdot d_a} \quad (8.18)$$

durch Integration ermittelt werden. Werden die Querkzugkräfte nach (8.16) und (8.18) addiert, ergibt sich die für die Bemessung maßgebende Gesamtquerkzugkraft

$$\Sigma Z = \Delta N \cdot \left[ \frac{\Gamma_{ba} - \Gamma_{bn}}{2 \cdot d} + \frac{0,215 \cdot d}{4,2 \cdot m_s \cdot d_a} \right] ,$$

und damit auch die im Lasteinleitungsbereich der Länge  $d$  erforderliche Querbewehrung in der Form

$$A_s = \frac{\Sigma Z}{m_s \cdot \beta_{sq}} , \quad (8.19)$$

wobei mit einem weiteren empirischen Anpassungsfaktor  $m_s = 0,5$  berücksichtigt werden soll, daß die Bügelbewehrung spannungsmäßig nicht ausgenutzt ist.

In Bild 8.4 sind die sich nach Gleichung (8.13) und (8.19) ergebenden erforderlichen Querschnittswerte der Bügelbewehrung des Verstärkungsmantels als Funktion des Traglastzuwachses vergleichend gegenübergestellt, wobei den Berechnungen die Querschnittsgeometrie der eigenen Versuchskörper und eine Zylinderdruckfestigkeit von  $\beta_c = 20 \text{ MN/m}^2$  zugrunde gelegt wurde. Während die sich nach Gleichung (8.19) und (8.18) ergebenden Traglaststeigerungen nur vom Querbewehrungsgrad abhängig sind, muß bei einem Vergleich der Ergebnisse berücksichtigt werden, daß sich mit dem eigenen Bemessungsansatz entsprechend der Verlaufsfunktion von  $k_\beta$  mit der Betongüte veränderliche Traglaststeigerungen ergeben. Wie der Darstellung weiterhin entnommen werden kann, ergibt sich nach beiden Ansätzen prinzipiell ein linearer Zusammenhang zwischen Traglastanstieg und Querbewehrung, wobei sich jedoch für den Ansatz von Fiedler bei gleichem Querbewehrungsgrad höhere Tragfähigkeitssteigerungen ermitteln lassen. Wird zudem noch die Größe der empirischen Anpassungsfaktoren berücksichtigt, zeigt sich, daß die Traglaststeigerung einer nachträglich verstärkten Stütze mit diesem Bemessungsansatz deutlich überschätzt wird, und somit auch das tatsächliche Tragverhalten nicht entsprechend berücksichtigt wird. Die beim eigenen Bemessungsansatz - trotz der linearen Beziehung zwischen Querkdruck und Spannungszuwachs - mit zunehmenden Querbewehrungsgrad festzustellende Abweichung von der Geraden ist dabei durch die damit verbundene Vergrößerung der effektiv umschnürten Fläche bedingt.

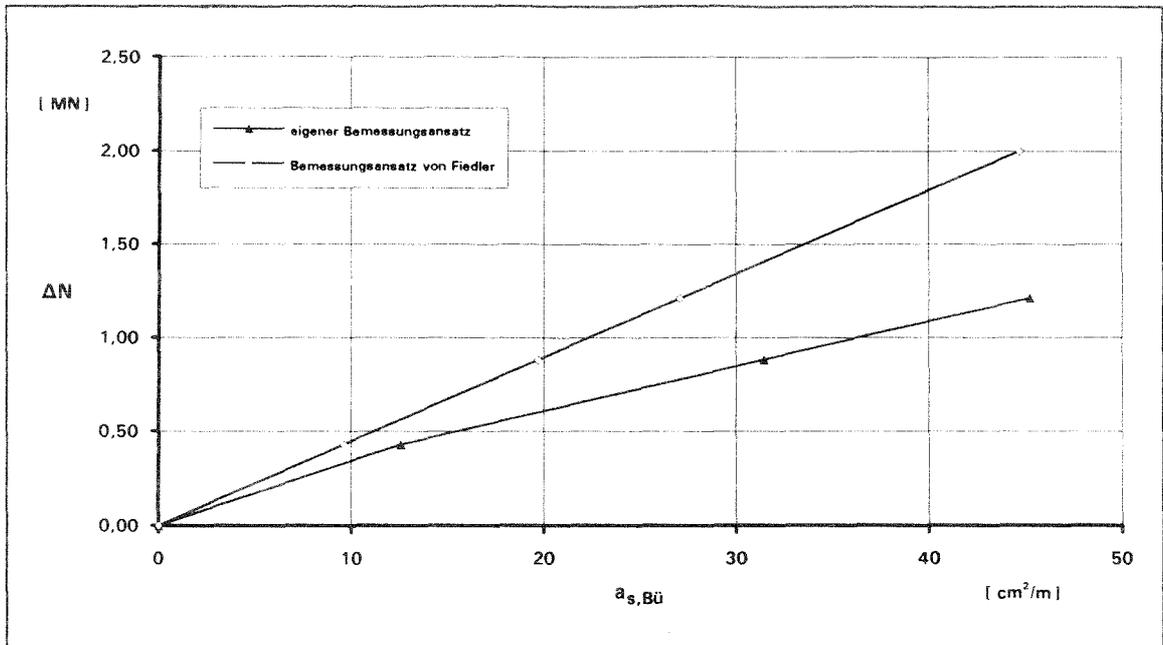


Bild 8.4: Vergleich des Bemessungsansatzes nach /27/ mit dem eigenen Bemessungsansatz.

Ein weiterer Bemessungsansatz für nachträglich verstärkte teilflächenbelastete Stützen ist von Eibl/Bachmann in /23/ angegeben worden. Ausgehend von einem Hohlkastenquerschnitt, der durch einen Innendruck  $p_h$  nach Gleichung (2.1) belastet ist, ergibt sich die im Einleitungsbereich pro Meter erforderliche Bügelbewehrung durch die Beziehung

$$a_{s,Bü} = \frac{p_h \cdot b_{c2}}{\beta_{Sq}} \quad (8.20)$$

Die nach Gleichung (8.20) ermittelte Querbewehrung umfaßt dabei auch die im Altquerschnitt schon vorhandene Querbewehrung. Wird Gleichung (8.20) unter Verwendung von (2.1) umgeformt, läßt sich für eine zentrische Belastung die Beziehung zwischen Längskraft und der Querbewehrung in der Form

$$N = \frac{a_{s,Bü} \cdot \beta_{Sq} \cdot A_{ba}}{\lambda_h \cdot b_{c2}} \quad (8.21)$$

angeben. Da mit (8.21) eine lineare Beziehung zwischen Querbewehrung und zusätzlicher Tragfähigkeit der verstärkten Stütze angegeben wird, kann ein Vergleich mit dem eigenen Bemessungsansatz ebenfalls nur über die Gesamttragfähigkeit erfolgen. Dabei wurde den Berechnungen wiederum die Querschnittsgeometrie der

eigenen Versuchskörper zugrunde gelegt; für den eigenen Bemessungsansatz wurde darüber hinaus die Betondruckfestigkeit variiert. Wie in Bild 8.5 ersichtlich ist, zeigen die beiden Ansätze einen stark voneinander abweichenden Verlauf. Während die mit dem eigenen Bemessungsansatz ermittelte Gesamttragfähigkeit, die sich aus der Tragfähigkeit der Altbetonstütze und der Traglaststeigerung zusammensetzt, bei zunehmendem Querbewehrungsgrad verhältnismäßig gering ansteigt, zeigt der Bemessungsansatz nach Gleichung (8.21) eine vergleichsweise große Zunahme der Gesamttragfähigkeit. Wird bei dem Vergleich der Ansätze jedoch berücksichtigt, daß sich die Tragfähigkeit der Altbetonstütze als bedeutender Teil der Gesamttragfähigkeit bei einem relativ geringen Querbewehrungsgrad einstellt, und die weitere Steigerung der Tragfähigkeit des Altbetonquerschnittes durch Umschnürung einen vergleichsweise hohen Querbewehrungsgrad erfordert, so wird deutlich, daß zur Beschreibung des Tragverhaltens eine lineare Funktion wie (8.21) mit Ursprung im Nullpunkt nicht geeignet ist. Dennoch lassen sich mit dieser Gleichung in gewissen Teilbereichen brauchbare Werte ermitteln, wie aus der punktuellen Übereinstimmung mit dem eigenen Ansatz zu ersehen ist. Dabei ist aber außerdem zu berücksichtigen, daß die Traglast in den Bereichen überschätzt wird, in denen diese Funktion oberhalb des eigenen Bemessungsansatzes liegt, womit dieser Ansatz dann auf der unsicheren Seite liegt.

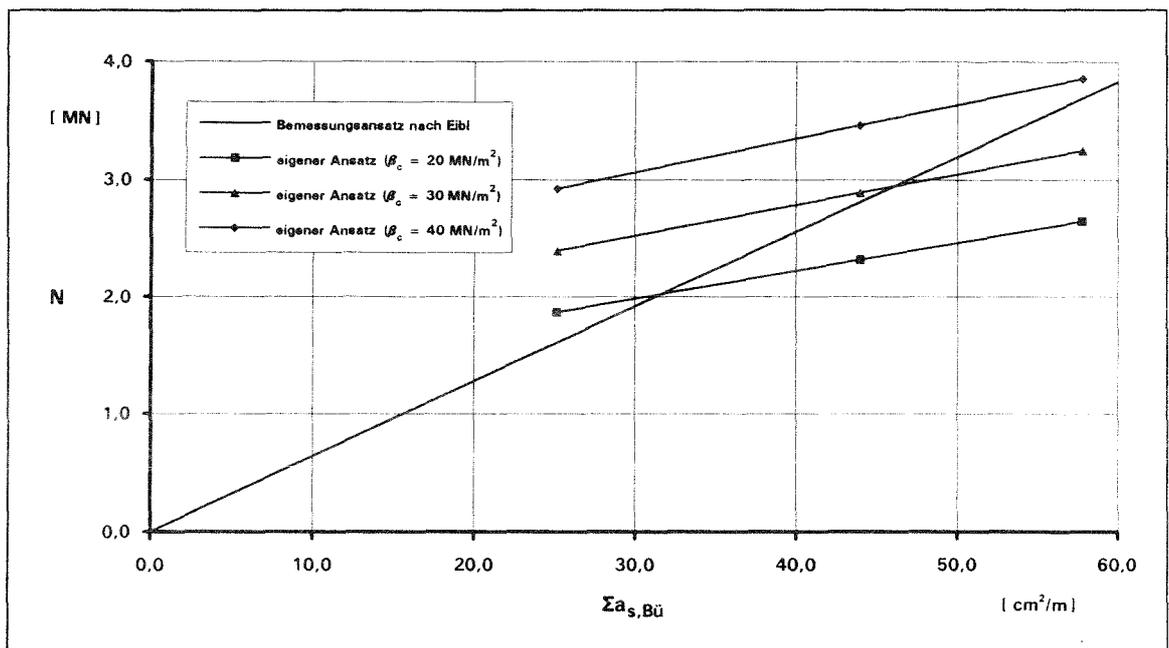


Bild 8.5: Vergleich des Bemessungsansatzes nach /23/ mit dem eigenen Bemessungsansatz.

Ein weiterer, zweiteiliger Bemessungsansatz für nachträglich verstärkte Stützen unter Teilflächenbelastung ist von Schäfer in /65/ angegeben worden. Während die theoretische Traglastserhöhung mit Gleichung (2.3) unter Berücksichtigung eines - die Zugvorspannung des Spritzbetonmantels infolge Schwindens berücksichtigenden - Abminderungsfaktors  $\kappa = 0,5$  berechnet werden kann, müssen die Kraftereinleitungsbereiche für eine mit Gleichung (2.4) zu ermittelnde Überlastung bemessen werden. Bei der Ermittlung der dafür erforderlichen Querbewehrung im Kraftereinleitungsbereich wird dabei davon ausgegangen, daß Querkzugspannungen in diesem Bereich aus der - mit der Lastaufnahme des Neuquerschnittes verbundenen - Lastumlenkung hervorgerufen werden, und daß die Querbewehrung darüber hinaus in der Lage sein muß, eine wirkungsvolle Querdehnungsbehinderung des - die Gesamtbelastung zunächst alleine übernehmenden - Altbetonkerns zu gewährleisten.

Wird zunächst ein nachträglich verstärkter Kreisquerschnitt betrachtet, kann der Bewehrungsanteil zur Aufnahme der - infolge Lastumlenkung entstehenden - Spaltzugkräfte aus einer Gleichgewichtsbetrachtung am Kreisquerschnitt mit einem räumlichen Stabwerkmodell ermittelt werden. Das durch die Lastaufnahme des Neuquerschnittes - unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Schwerpunktlagen und Lastkonzentrationen von Alt- und Neuquerschnitt - hervorgerufene vertikale Versatzmoment bedingt aus Gleichgewichtsgründen eine Ringzugkraft

$$N_{\phi} = \frac{N_{b,\ddot{u}}}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{d_2}{d_2 + d_1} ,$$

wenn der innere Hebelarm zwischen Druck- und Zugkraft mit  $0,5 d_2$  angesetzt wird. Der zur Aufnahme dieser Ringzugkraft notwendige - umlaufend anzuordnende - Bewehrungsquerschnitt

$$A_s = \frac{N_{b,\ddot{u}}}{\beta_{SW}} \cdot \frac{1}{3 \cdot \pi} \cdot \frac{d_2}{d_2 + d_1} \quad (8.22)$$

kann dann unter Ansatz der im Bruchzustand zulässigen Stahlspannung ermittelt werden.

Da der Altbetonquerschnitt im Kraftereinleitungsbereich zunächst ebenfalls den Traganteil des Neuquerschnittes nach Gleichung (2.4) übernehmen muß, stellt sich in diesem Bereich zudem eine Betonüberlastung ein, die der Altbeton nur bei Aktivierung eines entsprechenden dreiaxialen Druckspannungszustandes aufnehmen kann. Wird die

Überlastung dabei durch eine Wendelbewehrung aufgenommen, kann die zur Querdehnungsbehinderung erforderliche Bewehrung

$$A_{s,\nu} = \frac{N_{b,\ddot{u}}}{\beta_{SW}} \cdot \frac{s_W}{\nu \cdot \pi \cdot d_1}$$

unter Verwendung des Ansatzes nach DIN 1045, Abschnitt 17.3.2.5 bzw. Gleichung (4.20) ermittelt werden. Wird jedoch berücksichtigt, daß die Überlastung des Altquerschnittes im Einleitungsbereich wegen der stetig zunehmenden Lastaufnahme des Neuquerschnittes nicht konstant ist, sondern einen parabelförmig abnehmenden Verlauf aufweist, kann der im Einleitungsbereich mit der Länge  $l_e = 30 \cdot d_s$  erforderliche Bewehrungsquerschnitt

$$A_{s,\nu} = \frac{1}{3} \cdot \frac{N_{b,\ddot{u}}}{\beta_{SW}} \cdot \frac{1}{\nu \cdot \pi} \cdot \frac{l_e}{d_1} \quad (8.23)$$

auf ein Drittel des - bei Annahme einer konstanten Überlastung - erforderlichen Bewehrungsquerschnittes abgemindert werden.

Werden die aus der Spaltzugbeanspruchung und der Betonüberlastung resultierenden Bewehrungsquerschnitte nach Gleichung (8.22) und (8.23) für ein Verhältnis der Durchmesser von Altquerschnitt zu Verbundquerschnitt von  $d_1/d_2 \approx 0,7$  zusammengefaßt, und zusätzlich die Länge des Einleitungsbereiches in Abhängigkeit des Längstabdurchmesser des Verstärkungsquerschnittes ausgedrückt, ergibt sich der für Kreisquerschnitte im Einleitungsbereich erforderliche Gesamtbewehrungsquerschnitt in der Form

$$\Sigma A_s = \frac{N_{b,\ddot{u}}}{\beta_{SW}} \cdot \frac{1}{15} \cdot \left[ 1,0 + 30,0 \frac{d_{sL}}{d_1} \right] \quad (8.24)$$

Der sich für quadratische nachträglich verstärkte Verbundquerschnitte ergebende Gesamtbewehrungsquerschnitt kann prinzipiell ebenfalls mit Gleichung (8.24) ermittelt werden, wenn der quadratische Altquerschnitt in einen flächengleichen Ersatz-Kreisquerschnitt mit dem Durchmesser  $d_1^*$  umgerechnet wird, und wenn die ungünstigere Wirkungsweise der Rechteckbügel im Vergleich zur Wendelbewehrung oder ringförmigen Bügelbewehrung berücksichtigt wird. Mit einem Erhöhungsfaktor  $\approx 1,5$  für die ungünstiger Umschnürungswirkung der Bügelbewehrung ergibt sich der im Krafeinleitungsbereich für die beiden Beanspruchungen erforderliche ein-

schnittige Bewehrungsquerschnitt bei Stützen mit quadratischem Querschnitt in der Form

$$\Sigma A_s = \frac{N_{b,\ddot{u}}}{\beta_{SW}} \cdot \frac{1}{10} \cdot \left[ 1,0 + 30,0 \frac{d_{sL}}{d_1^*} \right] \quad (8.25)$$

Zum Vergleich des Bemessungsansatzes von Schäfer mit dem eigenen Bemessungsansatz nach Gleichung (8.13) sind in Bild 8.6 die sich jeweils pro Meter ergebenden Querschnittswerte der Bügelbewehrung im Verstärkungsmantel als Funktion des Traglastzuwachses gegenübergestellt. Den Berechnungen wurde dabei wiederum die Querschnittsgeometrie der eigenen quadratischen Versuchskörper und für den eigenen Ansatz eine Zylinderdruckfestigkeit von  $\beta_c = 20 \text{ MN/m}^2$  zugrunde gelegt. Weiterhin wurde berücksichtigt, daß mit Gleichung (8.25) einschnittige Bewehrungsquerschnitte ermittelt werden; für den Vergleich in Bild 8.6 sind die Querschnittswerte somit verdoppelt worden. Wie der Darstellung entnommen werden kann, ergeben sich für beide Ansätze nahezu lineare Beziehungen zwischen Traglastanstieg und erforderlicher Querbewehrung, wobei sich jedoch mit dem Ansatz von Schäfer bei gleichem Querbewehrungsgrad ein deutlich höherer Traglastanstieg ermitteln läßt. Die Abweichung der beiden Ansätze ist dabei im wesentlichen auf folgende Unterschiede zurückzuführen. So ergibt sich z.B. für den Erhöhungsfaktor ein größerer Wert als 1,5, wenn die Wirksamkeit der Bügelbewehrung im Vergleich zur Wendelbewehrung auf der Grundlage der effektiv umschnürten Fläche nach Gleichung (5.20) beurteilt wird. Darüber hinaus ist - wie der in Bild 7.2 dargestellte Dehnungsverlauf der Längsbewehrung im Neuquerschnitt verdeutlicht - die Lastaufnahme des Neuquerschnittes bei nachträglich verstärkten Stützen wegen auftretender Relativverschiebungen im Bruchzustand sehr gering und nicht - wie vorausgesetzt - parabelförmig, so daß die Abminderung des Bewehrungsanteils infolge der Betonüberlastung auf ein Drittel des ursprünglichen Wertes als zu groß erscheint. Im Gegensatz dazu wird die erforderliche Bewehrung infolge Spaltzugbeanspruchung überschätzt. Neben den Versuchsergebnissen zeigen insbesondere zusätzlich durchgeführte FE-Berechnungen, daß die Ansätze zur Ermittlung der Spaltzugkräfte für monolithische teilflächenbelastete Stützen bei in der Verbundfuge auftretenden Relativverschiebungen nicht mehr zutreffend sind, da sich unter anderem die Größe des Einleitungsbereiches verändert. Zusammenfassend läßt sich sagen, daß sich mit dem Ansatz nach Gleichung (8.25) in den Fällen von der Größenordnung her zutreffende Ergebnisse ermitteln lassen, in denen keine Relativverschiebungen in der Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton auftreten. Treten dagegen Relativverschiebungen auf, wird der Traglastzuwachs mit Gleichung (8.25) überschätzt.

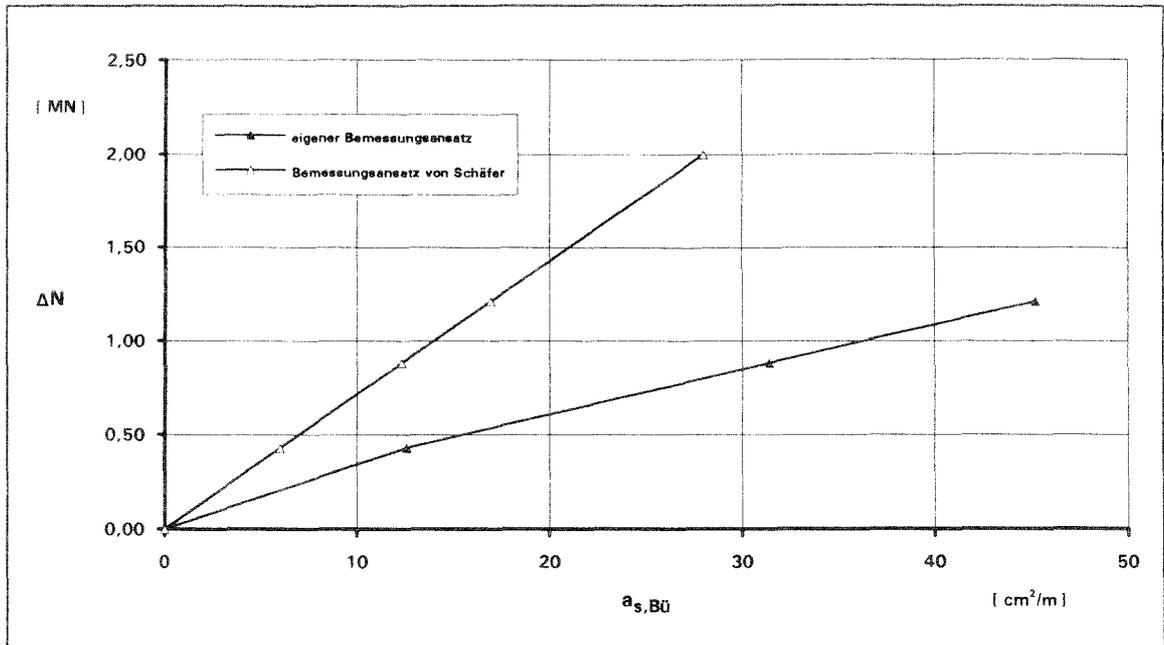


Bild 8.6: Vergleich des Bemessungsansatzes nach /65/ mit dem eigenen Bemessungsansatz.

## 8.4 KONSTRUKTIVE EMPFEHLUNGEN

Während bei teilflächenbelasteten monolithischen Stützen näherungsweise von einer der Körperbreite entsprechende Länge des Krafteinleitungsbereiches ausgegangen werden kann, zeigen die Versuche an nachträglich verstärkten Stützen, daß in diesem Fall der Störbereich wesentlich größer ist. Unter Berücksichtigung des Verlaufes der Längsdehnungen im Neuquerschnitt nach Bild 7.2 stellt sich demnach nahezu unabhängig vom Querbewehrungsgrad ein Dehnungsgleichgewicht erst im Abstand von 2 - 2,5·d ein. Somit ist es unter anderem zur Unterstützung des Reibungsverbundes notwendig, in diesem Bereich die für die Traglaststeigerung erforderliche Querbewehrung im Verstärkungsmantel anzuordnen. Im Stützenmittelpunkt scheint es dagegen ausreichend, die Querbewehrung entsprechend der Regelungen nach DIN 1045 bezüglich Bügeldurchmesser und Bügelabstand anzuordnen. Für den Stützenfuß wird bei vollflächiger Lasteinleitung vorgeschlagen, in einem Bereich, der Körperbreite des Verbundquerschnittes entspricht, eine verstärkte Querbewehrung z.B. durch den Einbau von Zwischenbügeln, anzuordnen.

Da die Traglaststeigerung des Altbetonquerschnittes im wesentlichen auf einer wirkungsvollen Querdehnungsbehinderung beruht, kommt der Bügelform und insbesondere dem Bügelschloß eine besondere Bedeutung zu. Da wegen des nachträglichen Einbaus der Bügelbewehrung die Bügel nicht an allen Seiten geschlossen sein können, ist es somit notwendig, pro Bügelebene jeweils zwei Bügel überlappend und spiegelverkehrt einzubauen. Dabei sind die Bügel nach den Regelungen in DIN 18551 ent-

sprechend DIN 1045, Bild 26c und d mit ausreichender Übergreifungslänge zu schließen. Unter Berücksichtigung der Werte für den Verbundbereich II ergeben sich jedoch - bei den für die Traglaststeigerung hohen Querbewehrungsgraden - insbesondere bei Altbetonstützen mit geringeren Querschnittsabmessungen rechnerische Übergreifungslängen, die ein Verschweißen der Bügel erforderlich machen. So ist z.B. die Übergreifungslänge  $l_{ü}$  bei der Bügelverankerung nach Bild 26c für ein Verhältnis von  $a_s/vorh a_s = 1$  und einen Anteil der ohne Längsversatz gestoßenen Tragstäbe am Querschnitt einer Bewehrungslage von 50% geringfügig größer als die Verankerungslänge  $l_0$ , die im Verbundbereich II für einen Bügeldurchmesser von  $d_s = 8$  mm und einen Beton B25  $l_0 = 64$  cm beträgt. Damit ergibt sich bei einer Länge des Bügelhakens von  $10 \cdot d_s$  eine minimale Seitenlänge des Altquerschnittes von rund 45 cm, um einen Übergreifungsstoß normgemäß ausführen zu können. Die Bedeutung der Bügelverankerung für eine Traglasterrhöhung läßt sich an Versuchsergebnissen von /79/ verdeutlichen. Während bei den Versuchskörpern mit verschweißten Bügeln eine Steigerung der Tragfähigkeit infolge Umschnürungswirkung erzielt werden konnte, zeigen die Versuchskörper mit normalem Bügelschloß nahezu keinen Traglastanstieg.

Die Modellvorstellung der effektiv umschnürten Fläche macht darüber hinaus deutlich, daß auch der Abstand der rückverankerten Längsstäbe untereinander für die Größe des Tragfähigkeitsanstieges von wesentlicher Bedeutung ist. Dies führt bei Seitenverhältnissen der Stütze von  $b/d \approx 2$  und einer Bewehrungsanordnung mit vier Eckstäben dazu, daß sich im Stützenmittelpunkt die Druckbögen der langen Querschnittsseiten nahezu berühren, so daß sich in diesem Bereich kein dreiaxialer Druckspannungszustand ausbilden kann. Deshalb ist es bei Seitenverhältnissen  $b/d > 1,5$  zweckmäßig, in der Mitte der langen Querschnittsseiten zusätzliche Längsstäbe anzuordnen, die jedoch gegeneinander verankert werden müssen. Werden die zusätzlich angeordneten Längsstäbe nicht gegeneinander verankert, dürfen sie für die Ermittlung der effektiv umschnürten Fläche nicht berücksichtigt werden, obwohl sie die Biegesteifigkeit des Spritzbetonmantels erhöhen. Auch wenn die Tragfähigkeit einer nachträglich verstärkten Stütze im Stützenmittelpunkt nicht ausgenutzt werden kann, sollte der Durchmesser der Längsbewehrungsstäbe nicht zu gering gewählt werden, da die Querdruckspannungen bei der Verwendung von Bügeln als Querbewehrung konzentriert in den Kreuzungspunkten von rückverankerter Längs- und Querbewehrung eingeleitet werden.

## 9. ZUSAMMENFASSUNG

Obleich in der Baupraxis häufig Verstärkungsmaßnahmen ausgeführt werden, ist die Wirksamkeit dieser Maßnahmen bisher nicht in ausreichendem Maße nachgewiesen worden. Dies gilt insbesondere für Stahlbetonstützen, für die - im Gegensatz zu biegebeanspruchten Bauteilen - systematische Untersuchungen vergleichsweise selten durchgeführt worden sind. Aus diesem Grund sind am Institut für Massivbau insgesamt 11 nachträglich mit Spritzbeton verstärkte - nicht knickgefährdete - Stahlbetonstützen unter zentrischer Belastung geprüft worden. Der Ausbildung der Deckenkonstruktion entsprechend, wurde dabei die Lasteinleitung in den Verbundquerschnitt zwischen den beiden Grenzfällen vollflächige Belastung und Teilflächenbelastung variiert. Die Traglastversuche wurden darüber hinaus durch Berechnungen zum zeitlich veränderlichen Spannungszustand der Teilquerschnitte im Gebrauchszustand ergänzt.

Bei vollflächig belasteten Stützen konnte gezeigt werden, daß im Gebrauchszustand eine Beteiligung des Neuquerschnittes an der Lastabtragung einer - vor der Verstärkung auf den Altquerschnitt aufgetragenen - Belastung nur dann erreicht werden kann, wenn der Altersunterschied der Betone kleiner als ein Jahr ist. Bei einem größeren Altersunterschied treten dagegen im Neubeton - wegen der im Vergleich zum Restkriechen des Altbetons großen Schwindverformungen des Neubetons - Zugspannungen auf, wodurch der Altquerschnitt aus Gleichgewichtsgründen zusätzlich belastet wird. Auch für Zusatzbelastungen, die auf den Verbundquerschnitt aus Alt- und Neubeton aufgebracht werden, kann nach Abschluß der Spannungsumlagerungen ein nennenswertes Mittragen des Neuquerschnittes bei üblichen Altersunterschieden und Belastungsalter des neuen Betons nicht erreicht werden. Insbesondere bei jungem Belastungsalter des Neuquerschnittes und üblichen Flächenverhältnissen treten zum rechnerischen Endzeitpunkt wiederum Zugspannungen im Verstärkungsquerschnitt auf, da die zeitabhängige Umlagerungsteilschnittgröße den entsprechend der Dehnsteifigkeit ermittelten Lastanteil des Neubetons an der Zusatzbelastung übersteigt. Die gesamte Belastung konzentriert sich jedoch auch in den Fällen im Altquerschnitt, in denen die Zusatzbelastung zu einem späteren Zeitpunkt auf den Verbundquerschnitt aufgebracht wird. Erst wenn der Altquerschnitt vor der Verstärkung entlastet wird, beteiligt sich der Neuquerschnitt überhaupt an der Lastaufnahme; ein vollständiger Spannungsausgleich wird jedoch auch in diesem Fall nicht erreicht.

Während Spannungsumlagerungen als reiner Eigenspannungszustand die Tragfähigkeit nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen unter vollflächiger Belastung nicht beeinflussen, muß eine vorhandene Vorbelastung bei der Ermittlung der Gesamttragfähig-

keit wegen der quasi-elastischen Dehnungsdifferenz beider Betone berücksichtigt werden. Für die Bemessung im Bruchzustand wird somit vorgeschlagen, den Betontraganteil des Neuquerschnittes nur zu 90% anzusetzen, wenn eine Stahlbetonstütze vor der Verstärkung nicht entlastet wird.

Bei der Ermittlung der Gesamttragfähigkeit nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen unter Teilflächenbelastung ist im Gegensatz zur vollflächigen Belastung ein zweiteiliger Nachweis erforderlich. Während die Tragfähigkeit in dem - durch die Dehnungsgleichheit der Teilquerschnitte charakterisierten - Stützenmittelbereich analog zum Nachweis bei vollflächiger Belastung mit dem abgeminderten Additionsansatz ermittelt werden kann, ist die Berechnung der Gesamttragfähigkeit im Kraftereinleitungsbereich wegen auftretender Relativverschiebungen mit diesem Ansatz nicht mehr möglich. Dagegen konnte für den Einleitungsbereich durch Variation des Querbewehrungsgrades im Neuquerschnitt nachgewiesen werden, daß die Traglast der nachträglich verstärkten Stütze auf der - durch die Querbewehrung verursachten - Umschnürung des Altbetonquerschnittes beruht. Für diesen Stützenbereich wurde als ein wesentliches Ergebnis der vorliegenden Arbeit ein Bemessungsansatz entwickelt, der mit den zur Verfügung stehenden Versuchsergebnissen eine gute Korrelation aufweist. Die Gesamttraglast ergibt sich demnach - vergleichbar mit wendelbewehrten Stützen nach DIN 1045 - aus der Addition des Traganteils der Altbetonstütze und einer zusätzlichen durch die Umschnürung ermöglichten Traglaststeigerung. Der Bemessungsansatz basiert dabei auf der Modellvorstellung einer effektiv umschnürten Querschnittsfläche, die sich in Abhängigkeit der jeweiligen Bewehrungsanordnung ergibt und ist dadurch auf beliebige Querschnitts- und Querbewehrungsformen übertragbar. Als effektiv umschnürt werden dabei diejenigen Stützenbereiche bezeichnet, in denen - der räumlichen Ausbreitung der von der Querbewehrung verursachten Druckspannungen entsprechend - ein dreiaxialer Druckspannungszustand entsteht. Bei nachträglich verstärkten Querschnitten ergeben sich dabei wegen der Bewehrungslagen in Alt- und Neuquerschnitt zwei effektiv umschnürte Querschnittsflächen, deren Wirkung sich teilweise überlagert. Zur Ermittlung der Traglaststeigerung wird neben der Größe der effektiv umschnürten Flächen ebenfalls die Größe des jeweiligen Spannungszuwachses in Belastungsrichtung benötigt, der sich in Abhängigkeit des Querbewehrungsgrades ergibt. Um den für den Kraftereinleitungsbereich vorgeschlagenen Bemessungsansatz an DIN 1045 anzulehnen, wird hierfür die Beziehung zwischen Spannungszuwachs und Querbewehrungsgrad verwendet, die der Bemessung wendelbewehrter Druckglieder nach DIN 1045 zugrunde liegt. Entsprechend der zweiteiligen Nachweisform ergibt sich die maßgebende Tragfähigkeit nachträglich verstärkter Stützen unter Teilflächenbelastung schließlich als der kleinere der beiden Werte.

Darüber hinaus gibt es zu diesem Themengebiet einige Fragestellungen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht werden konnten. Für die Erweiterung des Bemessungsansatzes auf beliebige Beanspruchungskombinationen aus Längskraft und Biegemoment ist eine Überprüfung des Tragverhaltens nachträglich verstärkter Stützen bei einer planmäßig ausmittigen Belastung erforderlich. Dies gilt umso mehr, als Versuche an exzentrisch belasteten monolithischen Druckgliedern zeigen, daß die Traglaststeigerung bei umschnürten Stützen mit zunehmender Lastausmitte abnimmt. Solange zu diesem Einflußparameter keine Versuchsergebnisse vorliegen, wird vorgeschlagen, analog zur Regelung für monolithische umschnürte Druckglieder nach DIN 1045 die Lastausmitte auf  $e = d/8$  zu begrenzen.

Weiterhin ist zu überprüfen, ob der Bemessungsansatz unter Anpassung der Stahlspannung ebenfalls verwendet werden kann, wenn die Bügelenden nicht miteinander verschweißt werden, sondern durch Übergreifen geschlossen werden. Die Traglaststeigerung bei nicht allseitiger Ummantelung, die aufgrund baulicher Randbedingungen z.B. bei Randstützen erforderlich sein kann, stellt einen weiteren Untersuchungsaspekt dar.

Woods

Krause

Trost

## **10. LITERATUR**

- /1/ ABAQUS:  
Programmbeschreibungen der Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc. Theorie Manual; User's Manual. Providence, 1982.
- /2/ ABDEL-HALIM, M.A.H.; ABU-LEBDEH, T.M.:  
Analytical study for concrete confinement in tied columns. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 11, November 1989, S. 2810-2828.
- /3/ BLESSENOHL, B.:  
Zur numerischen Berechnung der Auswirkungen des Kriechens und Schwindens auf Betonverbundtragwerke - Grundlagen und Algorithmen für die EDV. Dissertation, RWTH Aachen, 1990.
- /4/ BLOCK, K.:  
Oberflächenrauheit und Haftverbund. Beitrag zum 25. Forschungskolloquium an der Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- /5/ BURDETTE, E.G.; HILSDORF, H.K.:  
Behavior of laterally reinforced concrete columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No. 2, Feb. 1971, S. 587-602.
- /6/ COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:  
Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign). Bulletin d'Information No. 162, Lausanne, 1983.
- /7/ COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:  
CEB-FIP Model Code 1990. First Draft. Bulletin d'Information No. 195, Lausanne, 1990.
- /8/ CRAEMER, H.:  
Spannungsumlagerungen in Stahlbetontragwerken, die nachträglich verstärkt oder abschnittsweise hergestellt werden. Ingenieur-Archiv 14, 1943, Seite 119-135.
- /9/ CRAEMER, H.:  
Das Zusammenwirken alter und neuer Tragwerksteile im Stahlbeton unter Dauerlast. Beton- und Stahlbetonbau (48), 1953, Seite 41-44.

- /10/ DASCHNER, F.:  
Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 372, 1986.
- /11/ DAfStb:  
Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen; Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze; Teil 2: Ausführung; Teil 3: Gütesicherung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Entwurf 1989.
- /12/ DIEKMANN, C.:  
Verbundstützen mit nachträglicher oder bereichsweiser Betonierung. Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Mitteilung Nr. 89-8.
- /13/ DIN 488, Teil 1:  
Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. Ausgabe September 1984.
- /14/ DIN 1045:  
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung; Ausgabe Januar 1972.
- /15/ DIN 1045:  
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung; Ausgabe Juli 1988.
- /16/ DIN 1048, Teil 5:  
Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper. Ausgabe Juni 1991.
- /17/ DIN 4099:  
Schweißen von Betonstahl. Ausführung und Prüfung. Ausgabe November 1985.
- /18/ DIN 4102, Teil 4:  
Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe 1981.
- /19/ DIN 4227, Teil 1:  
Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung; Ausgabe Juli 1988.
- /20/ DIN 18551:  
Spritzbeton, Herstellung und Güteüberwachung. Ausgabe März 1992.

- /21/ DIN 50145:  
Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugversuch. Ausgabe Mai 1975.
- /22/ DIN 51302, Teil 1:  
Prüfung von Zug-, Druck- und Biegeprüfmaschinen. Grundsätzliche Prüfbedingungen. Ausgabe März 1985.
- /23/ EIBL, J.; BACHMANN, H.:  
Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. Beton- und Stahlbetonbau (85) 1990, Heft 1, S. 1-4 und Heft 2, S. 39-44.
- /24/ EISENBIEGLER, W.:  
Lasteintragung in die Längsbewehrung von Druckgliedern. Beton- und Stahlbetonbau (81) 1986, Heft 8, S. 208-214.
- /25/ EUROCODE EC 2:  
Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Final Draft, October 1990.
- /26/ EUROCODE EC 8, Part 1.4:  
Buildings in Seismic Regions - Strengthening and Repair. Predraft, 1989.
- /27/ FIEDLER, L.-D.:  
Tragfähigkeitserhöhung von Stahlbetonstützen - ein Beitrag zur Lösung von Rekonstruktionsbaumaßnahmen. Dissertation, TH Leipzig, 1985.
- /28/ FREY, F.-J.:  
Zur Auswirkung des zeitabhängigen Betonverhaltens bei der Berechnung von vorgespannten Betonverbundtragwerken. Dissertation, Aachen, 1979.
- /29/ GRASSER, E.:  
Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen, Dissertation, TH München, 1968.
- /30/ GRASSER, E.; KRAEMER, U.:  
Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 358, 1985.
- /31/ GUYON, Y.:  
Contraintes dans les pièce prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases. Abh. Int. Ver. Brücken u. Hochbau XI (1951), S. 165-226.

- /32/ HILTSCHER, R.; FLORIN, G.:  
Darstellung der Spaltzugspannungen unter einer konzentrierten Last (Druckplatte) nach Guyon-Iyengar und nach Hiltscher/Florin. Die Bautechnik (45) 1968, Heft 6, S. 196-200.
- /33/ IYENGAR, K.T.S.R.:  
Two-dimensional theories of anchorage zone stresses in post-tensioned prestressed beams. Journal of the American Concrete Institut (Vol. 59) 1962, No. 10, S. 1443-1466.
- /34/ IYENGAR, K.T.S.R.; YOGANANDA, C.V.:  
A three-dimensional stress distribution problem in the anchorage zone of a post-tensioned concrete beam. Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 55, 1966, S. 75-84.
- /35/ IYENGAR, K.T.S.R.; PRABHAKARA, M.K.:  
A three dimensional elasticity solution for rectangular prism under end loads. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik ZAMM (49) 1969, Heft 6, S. 321-332.
- /36/ IYENGAR, K.T.S.R.; PRABHAKARA, M.K.:  
Anchorage zone stresses in prestressed concrete beams. Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 97, No. St 3, 1971, S. 807-824.
- /37/ KENT, D.C.; PARK, R.:  
Flexural members with confined concrete. Journal of the structural division, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July 1971, S. 1969-1990.
- /38/ KLÖNNE, H.;  
Versuche zur Verbundbauweise "Bochumer Querschnitte". Deutscher Kommunal Verlag, Düsseldorf, 1989.
- /39/ KRAFT, U.:  
Verstärken von Betonstützen. Bautechnik (64) 1987, Heft 5, Seite 164-171.
- /40/ LEONHARDT, F.:  
Vorlesung über Massivbau, Teil 2. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin; 2. Auflage 1975.
- /41/ MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.; PARK, R.:  
Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, Aug. 1988, S. 1804-1826.

- /42/ MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M.J.; PARK, R.:  
Observed stress-strain behavior of confined concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, Aug. 1988, S. 1827-1849.
- /43/ MARTINEZ, S.; NILSON, A.; SLATE, F.:  
Spirally reinforced high-strength concrete columns. ACI-Journal, No. 5, 1984, S. 431-442.
- /44/ MENNE, B.:  
Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 285, 1977.
- /45/ MÖRSCH, E.:  
Über die Berechnung der Gelenkquader. Beton und Eisen (23) 1924, Heft 12, S. 156-161.
- /46/ MÜLLER, F.P.; EISENBIEGLER, W.:  
Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Lasteintragung in die Bewehrung von Stahlbetondruckgliedern. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 284, 1977.
- /47/ MÜLLER, K.F.:  
Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit wendelbewehrter Stahlbetonsäulen. Dissertation, TU München, 1975.
- /48/ NIYOGI, S.K.:  
Bearing strength of concrete - geometric variations. Journal of the Structural Division, July 1973, S. 1471-1490.
- /49/ ÖNORM B 4200 Teil 6:  
Betonbau: "Instandsetzung, Umbau, Verstärkung"; Ausgabe August 1988.
- /50/ ORTIZ, R.; DIEZ, B.:  
Strength efficiency of bad quality reinforced concrete columns strengthened by two different ways. Proceedings of the conference on the "Behaviour in Service of Concrete Structures". Contribution II 5/12, S 1091-1107, Liège 1975.
- /51/ PARK, R.; PRIESTLEY, N.; GILL, W.:  
Ductility of square-confined concrete columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. 4, Apr. 1982, S. 929-951.

- /52/ PASCHEN, H.; ZILLICH, C. V.:  
Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit stumpf gestoßener Stahlbeton-  
fertigteilstützen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 316, 1980.
- /53/ PETERSEN, C.:  
Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Verlag Vieweg & Sohn, Braun-  
schweig, 1980.
- /54/ PFEFFER, F.:  
Über die Haftfestigkeit von Neu- auf Altbeton. Österreichische Bauzeit-  
schrift, Folge 5, 8. Jahrgang, 1948, S. 132-136.
- /55/ PFLÜGER, A.:  
Stabilitätsprobleme der Elastostatik. Springer Verlag, Berlin; zweite Auflage  
1964.
- /56/ PODGORSKI, J.:  
General failure criterion for isotropic media. Journal of Engineer Mechanics  
ASCE 111, No. 2, 1985.
- /57/ RACKWITZ, R; ADAM, G.; SCHRUB, G.:  
Statistische Untersuchung zur Betondruckfestigkeit in Stützen und Wänden.  
Beton, Heft 12, 1975.
- /58/ RASCH, C.:  
Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Bie-  
gedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. Deutscher Ausschuß für  
Stahlbeton, Heft 154, 1962.
- /59/ RATHSACK, H.-J.:  
Der Haftverbund von Spritzbeton und Altbeton in Abhängigkeit der Oberflä-  
chenbeschaffenheit des Altbetons und Prüfmethode zu dessen Ermittlung.  
Wissenschaftliche Zeitung der TH Leipzig, Heft 4, 1990.
- /60/ RICHART, F.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R.:  
A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Uni-  
versity of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 185,  
Nov. 1928.

- /61/ RICHART, F.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R.:  
The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 190, Apr. 1929.
- /62/ ROY, H.; SOZEN, M.:  
Ductility of concrete. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI/ASCE, Miami, 1964, S. 213-224.
- /63/ SARGIOUS, M.:  
Hauptzugkräfte am Endauflager vorgespannter Betonbalken. Die Bautechnik (38) 1961, Heft 3, S. 91-97.
- /64/ SATOR, T.; ORITO, Y.; TANAKA, N.; WATANABE, Y.:  
Unbonded steel-tube concrete. IABSE-Symposium, Paris-Versailles, 1987, S. 699-700.
- /65/ SCHÄFER, H.G.:  
Formulierungsvorschlag für DIN 18551, Abschnitt 8.5, Bemessung von Stützenverstärkungen. Auszug aus einer Diplomarbeit am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund.
- /66/ SCHÄFER, H.G.; BRANDT, B.:  
Verbindung von Stahlbetonfertigteilstützen. Forschungsreihe der Bauindustrie, Band 18, 1974.
- /67/ SCHICKERT, G.; WINKLER, H.:  
Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 277, 1977.
- /68/ SCHIESSL, P.:  
Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 400, 1989.
- /69/ SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.:  
Konstruieren im Stahlbetonbau. Beton-Kalender 1989, Teil II, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

- /70/ SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S.M.:  
Strength and ductility of tied concrete columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST5, May 1980, S. 1079-1102.
- /71/ SHEIKH, S.A.; UZUMERI, S.M.:  
Analytical model for concrete confinement in tied columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST12, December 1982, S. 2703-2722.
- /72/ SOLIMAN, M.T.M.; YU, C.W.:  
The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement. Magazine of Concrete Research, Vol. 19, No. 61, Dec. 1967, S. 223-238.
- /73/ SORETZ, S; STUMPF, A.:  
Beitrag zum Bruchverhalten von Stahlbetonsäulen. Beton- und Stahlbetonbau (54), 1959, Heft 5, S. 131-132.
- /74/ SPECHT, M.; SCHADE, K.; NEHLS, P.:  
Instandsetzung zweier Schornsteine aus Tonerdezementbeton. Die Bautechnik (63) 1986, Heft 4, S. 109-116.
- /75/ SPIETH, H.P.:  
Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastungen unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen. Dissertation, Stuttgart, 1959.
- /76/ SPITZ, H.:  
Beitrag zur Untersuchung von Krafterleitungsproblemen des Stahlbetonbaus im Zustand II mit Hilfe finiter Elemente. Dissertation, RWTH Aachen, 1977.
- /77/ STEINWEDE, K.;  
Statische und dynamische Untersuchungen an nachträglich verstärkten, auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, Heft 38, 1977.
- /78/ STÖCKL, S.:  
Versuche zum Einfluß der Belastungshöhe auf das Kriechen des Betons. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 324, 1981.

- /79/ STÖCKL, S.:  
Einige Versuche über den Umschnürungseinfluß der Bügel auf das Tragverhalten zentrisch gedrückter Stahlbetonsäulen. Materialprüfanstalt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 51, 1965
- /80/ SUZUKI, K.; NAKATSUKA, T.; SHOHDA, T.; YAMAGUCHI, Y.:  
Mechanism of confinement and strength and deformation characteristics of confined concrete with rectangular transverse reinforcement. Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 11, 1989.
- /81/ TASSIOS, T. P.:  
Physical and Mathematical Models for Redesign of Damaged Structures. IABSE Symposium, Venezia 1983.
- /82/ TASSIOS, T. P.; VASSILIOU, G.:  
Mechanical behaviour of repaired reinforced structures.  
Proceedings of the conference on the "Behaviour in Service of Concrete Structures". Contribution II 5/9, S 1055-1069, Liège 1975.
- /83/ TGL 33403:  
Betonbau, Festigkeits- und Formänderungskennwerte. Fachbereichsstandard der DDR, Ausgabe Oktober 1980.
- /84/ TGL 33452:  
Verstärkung und Auswechslung von Betonbauteilen. "Berechnung und bauliche Durchbildung", Fachbereichsstandard der DDR, Ausgabe Januar 1982.
- /85/ TGL 33453:  
Verstärkung und Auswechslung von Betonbauteilen. "Ausführung", Fachbereichsstandard der DDR, Entwurf 1980.
- /86/ TGL 33405/01:  
Betonbau, Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit. Konstruktionen aus Beton und Stahlbeton. Fachbereichsstandard der DDR, Oktober 1980.
- /87/ TROST, H.:  
Auswirkungen des Superpositionsprinzipes auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 62, 1967, Seite 230-238 und 261-269.

- /88/ TROST, H.; CORDES, H.; ABELE, G.:  
Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 295, 1978.
- /89/ TWELMEIER, H.; SCHNEEFUSS, J.:  
Zusammenstellung und Beurteilung von Meßverfahren zur Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 330, 1982.
- /90/ VALLENAS, J.; BERTERO, V.V.; POPOV, E.P.:  
Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial loads. UCB/EERC Report No. 77/13, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Aug. 1977.
- /91/ WESCHE, K.; SCHRAGE, I.; VOM BERG, W.:  
Versuche zum Einfluß des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 295, 1978.
- /92/ WESTERBERG, B.:  
Förstärkning och reparation av betongkonstruktioner. Nordisk Betong 1980, Heft 1, S. 7 - 13.
- /93/ WIERIG, H.-J.; SCHOLZ, E.:  
Traglastversuche an nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Stahlbetonbauteilen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Hannover 1982.
- /94/ WILLAM, K.J.; WARNKE, E.P.:  
Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. IABSE Report Vol. 19, 1974; Colloquium on "concrete structures subjected to triaxial stresses", ISMES Bergamo 1974.
- /95/ WIND, H.; KERN, E.:  
Erprobung von Spritzbetontechniken und ihr Einfluß auf den Baufortschritt bei zwei Tunneln der DB-Neubaustrecke Hannover-Würzburg. Forschung und Praxis 30, S. 52-58.
- /96/ WURM, P.; DASCHNER, F.:  
Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 286, 1977.

- /97/ YETTRAM, A.L.; ROBBINS, K.:  
Anchorage zone stresses in axially posttensioned members of uniform rectangular section. Magazine of Concrete Research, Vol. 21, No. 67, 1969, S. 103-112.
- /98/ ZILLINGER, W.:  
Untersuchungen des Beanspruchungszustandes im Krafteinleitungsbereich instandgesetzter oder verstärkter Stahlbetonstützen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente. Diplomarbeit am Institut für Massivbau der RWTH, Januar 1991.
- /99/ ZTV-SIB:  
Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Der Bundesminister für Verkehr, 1987.

## Summary

This report covers both experimental and theoretical investigations in the mechanical behaviour of reinforced concrete columns strengthened by shotcrete and loaded by uniaxial compression. A total number of 16 columns are tested, from which 5 especially designed columns give the basis for comparisons regarding the maximum and minimum loading capacity. The main parameters in the tests on the 11 strengthened columns are the ratio of lateral reinforcement in the shotcrete cover and the size of the loading area at the column heads.

Due to a failure in the upper part of the column shaft the loading capacity is restricted, with the ultimate load having a significant dependence on the ratio of transverse reinforcement. As the shotcrete cover in the upper-shaft-area does not participate in loadbearing - due to relative displacements between old and new concrete - the additional increase in strength results only from the lateral confinement of the original cross-section. For that reason a new theoretical approach is developed based on the fundamental mechanical principles and taken into consideration the regulations for spirally reinforced columns according to the German code DIN 1045. If the loading occurs on the whole cross-sectional area of the compound columns it is recommended to fix the loading capacity of the shotcrete cover at 90%.

The experiments are complimented by calculations for both, the internal sectional stresses at serviceability limit state and for the redistribution of stresses in composite sections caused by the differing time-dependent material properties.

## Résumé

Cet exposé porte sur l'étude expérimentale et théorique du comportement sous charges centrées des poteaux en béton armé - hors du danger de flambement - renforcés ultérieurement. Dans le cadre de ce rapport, on a étudié, outre 5 poteaux de comparaison, en tout 11 poteaux renforcés par du béton projeté sur lesquels l'introduction de la charge, conformément à la conception de la construction des dalles, varie entre les cas limites de charges appliquées à toute l'étendue de la section et ceux de charges introduites uniquement par la section du béton âgé.

C'est chez les poteaux sur lesquels la charge a été introduite uniquement par la section antérieure que la portance est limitée par une rupture dans la zone d'introduction et, de plus, la force portante atteinte affiche une dépendance notoire par rapport au taux de l'armature latérale dans l'enveloppe en béton projeté. Etant donné que l'enveloppe ne participe pas encore à la prise des charges à cause des déformations dans le joint, la totalité de la portance se base sur la portance du poteau en béton âgé, haussée sous l'effet de frettage. A ce sujet, on a élaboré une mise universelle en ligne de compte de dimensionnement se basant sur les relations mécaniques déterminantes et qui, formellement, se réfère au procédé de dimensionnement du DIN 1045 relatif aux membres en compression armés en hélice. Pour les essais avec une introduction des charges sur toute l'étendue de la section, on propose de considérer que, dans le procédé d'addition, la part de portance du béton de l'enveloppe en béton projeté est seulement 90 %.

Pour compléter les essais, on a calculé l'état, sous charge d'exploitation, des contraintes des parties de la section ainsi que la répartition apparue des contraintes qui résulte de la différence du comportement différé du béton projeté de celui du béton âgé.