

# **Beitrag zum Trag- und Verformungsverhalten von Rahmeninnenknoten aus Stahlbeton**

Vom Fachbereich  
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Ian Quirke**

aus Castlebar (Irland)

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. habil U. Wittek
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Ramm
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
Tag der mündlichen Prüfung:	08.12.2003

Kaiserslautern 2003

(D 386)





### **Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

### **Bibliographic information published by the Deutsche Nationalbibliothek**

Die Deutsche Nationalbibliothek lists this publication in the Deutsche Nationalbibliografie; detailed bibliographic data are available in the Internet at <http://dnb.d-nb.de>.

Dieser Titel ist als Printversion im Buchhandel  
oder direkt bei *ibidem* ([www.ibidem-verlag.de](http://www.ibidem-verlag.de)) zu beziehen unter der

ISBN 978-3-89821-344-7.

∞

ISBN-13: 978-3-8382-5344-2

© *ibidem*-Verlag  
Stuttgart 2012

Alle Rechte vorbehalten

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Dies gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und elektronische Speicherformen sowie die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in or introduced into a retrieval system, or transmitted, in any form, or by any means (electronical, mechanical, photocopying, recording or otherwise) without the prior written permission of the publisher. Any person who does any unauthorized act in relation to this publication may be liable to criminal prosecution and civil claims for damages.

To my parents Dr. John F. and Mary Quirke  
and my brothers Colin and David.



## **Vorwort**

Die vorliegende Doktorarbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Dem Fachgebietsleiter Prof. Dr.-Ing. W. Ramm danke ich herzlich für die Übernahme des Referates, für die Anregung zu dieser Arbeit sowie für seine großzügige Unterstützung während dieser Zeit.

Mein Dank gilt ebenso Prof. Dr.-Ing. J. Schnell für die Übernahme des Koreferates, für die sehr wertvollen Gespräche und Hinweise sowie für die Förderung in der Endphase meiner Tätigkeit an der Universität.

Ebenso möchte ich Prof. Dr.-Ing. G. Koehler für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission herzlich danken.

An dieser Stelle sei auch allen Kollegen des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion und des Fachgebietes Stahlbau, vor allen den ehemaligen Mitarbeitern Dr.-Ing. Andreas Leffer und Prof. Dr.-Ing. Christoph Odenbreit gedankt, die durch ihr Interesse und ihre Gesprächsbereitschaft ebenfalls zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Für die wissenschaftlichen Hilfsassistenten des Lehrstuhls möchte ich stellvertretend Frau cand. ing. Nina Mader für die Korrektur des Manuskriptes und die Unterstützung danken. Insbesondere meine Kollegen im Fachgebiet Dipl.-Ing. Christian Kohlmeyer und Dipl.-Ing. Torsten Weil bleiben durch ihre fachliche und freundschaftliche Verbundenheit unvergessen.

Besonderen Dank schulde ich meiner Familie, die mich während unserer gemeinsamen Zeit in Deutschland stets moralisch unterstützt und dadurch diese Arbeit erst ermöglicht hat.

Stuttgart, im Dezember 2003

Ian Quirke

## **Zusammenfassung**

In der vorliegenden Arbeit wird über das Trag- und Verformungsverhalten von Rahmeninnenknoten bereits ausgesteifter Stahlbetonskelettkonstruktionen berichtet. Die Untersuchung dient einerseits der Bestimmung des Einflusses einer Belastung der horizontal verlaufenden Bauteile auf die Tragfähigkeit des Knotenbereichs. Andererseits erfolgt die Bestimmung des Einflusses der Belastungsreihenfolge von Deckenkonstruktion und Stütze sowie der Größe der Stützenbelastung auf die Rotationsfähigkeit der horizontal verlaufenden Bauteile.

Auf der Basis von insgesamt 16 Bauteilversuchen wird das Trag- und Verformungsverhalten experimentell untersucht. Die Belastungsreihenfolge und -intensität auf dem Riegel und auf der Stütze werden dabei variiert. Im theoretischen Teil der Arbeit werden ein FE-Modell erstellt und eine Parameterstudie durchgeführt. Die Knotengeometrie, der Bewehrungsgrad und das Verhältnis zwischen den Betonfestigkeiten im Knoten und in der Stütze sind hierbei die wichtigsten Parameter, die untersucht werden.

Unter Berücksichtigung der wichtigsten Einflussfaktoren wird ein Ingenieurmodell erstellt. Das Modell ermöglicht eine einheitliche und übersichtliche Bemessung des Knotenbereichs für den Fall der Rahmeninnenknoten.

## **Abstract**

This thesis deals with the load-bearing and deformation behaviour of reinforced concrete interior beam-column joints in laterally braced multi-storey structures. The first point of interest is the influence of the magnitude of horizontal member loading on the column load bearing capacity of the joint. The second point of interest is the influence of the beam and column loading sequence and the magnitude of the column load on the rotational capacity of the beam.

Based on the results of 16 tests on specimens representing a portion of the concrete frame, the load-bearing and deformation behaviour of beam-column joints is investigated. The loading sequence is the main parameter varied in the experimental work. In the theoretical part of the thesis a finite-element model of the reinforced concrete frame is developed. A parameter study is carried out using this model. The joint geometry, beam reinforcement ratio and ratio between column and joint concrete strength are the main parameters investigated.

An engineering model is developed, taking the most important influences into consideration. The model allows a uniform and simplified design of interior beam-column joints.

## Inhalt

	<b>Verzeichnis der verwendeten Bezeichnungen</b>	<b>IV</b>
<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
1.1	Allgemeines	1
1.2	Zur Problemstellung	2
1.2.1	Tragfähigkeit von Rahmeninnenknoten	3
1.2.2	Verformungsfähigkeit der Konstruktion	4
1.2.3	Konkurrierende Anforderungen an die Konstruktion	5
1.3	Zielsetzung der Arbeit	5
<b>2</b>	<b>Stand der Forschung und Normung</b>	<b>6</b>
2.1	Allgemeines	6
2.2	Verhalten von Stahlbeton unter Druck und Querzug	6
2.2.1	Allgemeines	6
2.2.2	Stand der Normung	7
2.2.3	Untersuchungen an Stahlbetonscheiben	8
2.2.4	Fazit der Scheibenversuche	27
2.2.5	Untersuchungen am Knoten "Stütze-Decke-Stütze"	29
2.2.6	Untersuchungen am Knoten "Stütze-Konsole"	41
2.2.7	Fazit der Bauteilversuche	43
2.3	Verformungsverhalten von Rahmenknoten aus Stahlbeton	47
2.3.1	Allgemeines	47
2.3.2	Modelle zur Beschreibung des Verformungsverhaltens	48
2.3.3	Stand der Normung	51
2.3.4	Bauteiluntersuchungen an Rahmeninnenknoten	53
2.3.5	Verbundverhalten unter Querdruck	56
2.3.6	Fazit des Verformungsverhaltens von Rahmeninnenknoten	58
<b>3</b>	<b>Eigene experimentelle Untersuchungen</b>	<b>60</b>
3.1	Allgemeines	60
3.2	Versuchsaufbau und Vorbemerkungen	60
3.3	Versuchsprogramm und Versuchsziele	65

3.4	Versuchsreihe 0	65
3.4.1	Versuch 0.1: Stützentraglast mit Kragarmbelastung	65
3.4.2	Versuch 0.2: Stützentraglast	67
3.5	Versuchsreihe 1	71
3.5.1	Versuch 1.1: Stützentraglast (Vergleichsversuch)	71
3.5.2	Versuch 1.2: Kragarmtraglast ohne Stützenbelastung	74
3.5.3	Versuch 1.3: Kragarmtraglast mit Stützenbelastung	77
3.5.4	Versuch 1.4: Stützentraglast mit Kragarmbelastung	79
3.6	Versuchsreihe 2	81
3.6.1	Versuch 2.1: Stützentraglast (Vergleichsversuch)	82
3.6.2	Versuch 2.2: Kragarmtraglast ohne Stützenbelastung	84
3.6.3	Versuch 2.3: Stützentraglast nach Kragarmbelastung	87
3.6.4	Versuch 2.4: Kragarmtraglast nach Stützenbelastung	89
3.6.5	Versuch 2.5: Stützen- und Kragarmbelastung	91
3.7	Versuchsreihe 3	93
3.7.1	Versuch 3.1: Stützentraglast (Vergleichsversuch)	93
3.7.2	Versuch 3.2: Kragarmtraglast ohne Stützenbelastung	96
3.7.3	Versuch 3.3: Stützentraglast nach Kragarmbelastung	98
3.7.4	Versuch 3.4: Kragarmtraglast nach Stützenbelastung	100
3.7.5	Versuch 3.5: Stützen- und Kragarmbelastung	102
3.8	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	104
3.8.1	Tragverhalten der Stützen und Knoten	104
3.8.2	Tragverhalten der Kragarme	112
3.8.3	Verformungsverhalten des Knotenbereichs	113
3.8.4	Verformungsverhalten der Kragarme	117
3.8.5	Schlußfolgerungen aus den Versuchen	123
<b>4</b>	<b>Rechnerische Untersuchungen mit Hilfe der Finite-Element-Methode</b>	<b>125</b>
4.1	Allgemeines	125
4.2	Anforderungen an das FE-Modell	125
4.3	Konstitutive Beziehungen für den Beton	126
4.3.1	Einaxiales Bruchverhalten	126
4.3.2	Mehraxiales Betonverhalten	132
4.4	Konstitutive Beziehungen für den Betonstahl	133
4.5	Abbildung des Verbundverhaltens	133
4.6	Modellbildung mit dem Programmsystem ATENA	134
4.6.1	Verwendete konstitutive Werkstoffgesetze in ATENA	134

4.6.2	Kontrolle des Rechenmodells	138
4.7	Nachrechnung der eigenen Versuche	143
4.7.1	Allgemeines	143
4.7.2	Stützenverhalten ohne Kragarmbelastung	144
4.7.3	Kragarmverhalten ohne Stützenbelastung	147
4.7.4	Kombinierte Stützen- und Kragarmbelastungen	150
4.7.5	Vergleich zwischen Versuch und Nachrechnung	157
<b>5</b>	<b>Parameterstudie mit ATENA</b>	<b>165</b>
5.1	Variation der Betonfestigkeiten	165
5.2	Variation der Knotenabmessungen	166
5.3	Variation der oberen Bewehrungsanordnung	172
5.4	Variation in der zusätzlich angeordneten Knotenbewehrung	177
5.5	Fazit der Parameterstudie	182
<b>6</b>	<b>Entwicklung eines Ingenieurmodells</b>	<b>183</b>
6.1	Allgemeines	183
6.2	Zum Tragverhalten	183
6.3	Zum Verformungsverhalten	186
6.4	Zur Modellbildung	186
6.5	Kompakter Bemessungsansatz	191
<b>7</b>	<b>Hinweise zur Ausführung und konstruktiven Durchbildung</b>	<b>193</b>
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>195</b>
<b>9</b>	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>197</b>

**Anhang: Materialeigenschaften**

## Verzeichnis der verwendeten Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben:

A	.....	Querschnittsfläche
$A_c$	.....	Betonquerschnittsfläche
$A_s$	.....	Betonstahlquerschnittsfläche
D	.....	Druckkraft
$E_c$	.....	Elastizitätsmodul des Betons
$E_s$	.....	Elastizitätsmodul des Stahls
F	.....	Kraft
G	.....	Schubmodul
L	.....	Probenkörperlänge
$L_d$	.....	Länge der Schädigungszone
N	.....	Normalkraft
M	.....	Moment
Q	.....	Querdruckspannung
P	.....	Stützenbelastung
$P_u$	.....	Stützentraglast
$R_c^{EF}$	.....	Effektive Druckfestigkeit (im Programmsystem ATENA)
$R_t^{EF}$	.....	Effektive Zugfestigkeit (im Programmsystem ATENA)
V	.....	Querkraft
W	.....	Bruchenergie
Z	.....	Zugkraft

Kleine lateinische Buchstaben:

a	.....	Abstand, Verhältnis $\sigma_1 / \sigma_2$
b	.....	Breite
c	.....	Stützenbreite
d	.....	Statische Nutzhöhe
$f_c$	.....	Betondruckfestigkeit
$f'_c$	.....	Betondruckfestigkeit (9-% Fraktilwert nach ACI-Norm)
$f_{c,cyl}$	.....	Betonzylinderdruckfestigkeit
$f_{ck}$	.....	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
$f_{cd}$	.....	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ct}$	.....	Betonzugfestigkeit
$f_{c,effektiv}$	.....	Effektive Betondruckfestigkeit
$f'_{c,effektiv}$	.....	Effektive Betondruckfestigkeit (9-% Fraktilwert nach ACI-Norm)
$f_t$	.....	Zugfestigkeit der Betonstahlbewehrung
$f_y$	.....	Streckgrenze der Betonstahlbewehrung

$h$	.....	Knotenhöhe, Deckenhöhe
$l_{ch}$	.....	Charakteristische Länge
$l_{pl}$	.....	Plastische Länge
$n$	.....	Verhältnis $E_s / E_c$ , Anzahl
$r_g$	.....	Schubübertragungskoeffizient (im Programmsystem ATENA)
$\Delta u$	.....	Verkürzung
$w$	.....	Rissweite, Verschiebung
$x$	.....	Druckzonenhöhe

Griechische Buchstaben:

$\alpha$	.....	Beiwert
$\beta$	.....	Beiwert, Abminderungsfaktor
$\beta_w$	.....	Betonwürfeldruckfestigkeit nach DIN 1045 (7/88)
$\chi$	.....	Krümmung
$\chi_{pl}$	.....	plastische Krümmung
$\delta$	.....	Umlagerungsfaktor
$\varepsilon$	.....	Dehnung
$\varepsilon_c$	.....	Betondehnung
$\varepsilon_d$	.....	Hauptdruckdehnung
$\varepsilon_{dt}$	.....	Hauptzugdehnung
$\varepsilon_s$	.....	Betonstahldehnung
$\phi$	.....	Beiwert zur Bestimmung der effektiven Betondruckfestigkeit
$\gamma$	.....	Sicherheitsbeiwert, Schubverzerrung
$\varphi$	.....	Verdrehung
$\lambda$	.....	Schubschlankheit
$\nu$	.....	Querdehnzahl
$\theta$	.....	Rotation
$\theta_{el}$	.....	Elastische Rotation
$\theta_{pl}$	.....	Plastische Rotation
$\rho$	.....	Geometrischer Bewehrungsgrad
$\sigma$	.....	Spannung
$\sigma_{1/2}$	.....	Hauptspannung
$\sigma_c$	.....	Betondruckspannung
$\sigma_{ct}$	.....	Betonzugspannung
$\tau$	.....	Schubspannung, Verbundspannung

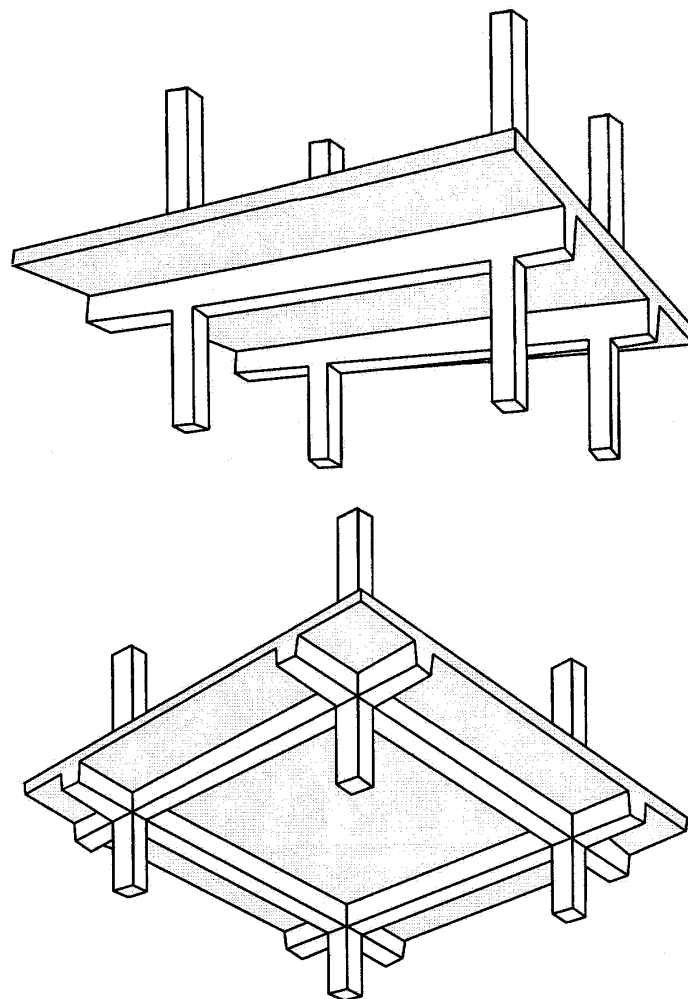


## 1 Einführung

### 1.1 Allgemeines

Ein typisches Konstruktionsdetail im üblichen Stahlbetonhochbau ist der häufig auftretende Kreuzungspunkt zwischen Stützen und Decken mit oder ohne Unterzüge (siehe Abbildung 1-1). Dieses baupraktisch sehr relevante Detail, in dem der Beton unterschiedlichen mehraxialen Beanspruchungszuständen ausgesetzt wird, ist Gegenstand der Untersuchung im Rahmen der vorliegenden Arbeit.

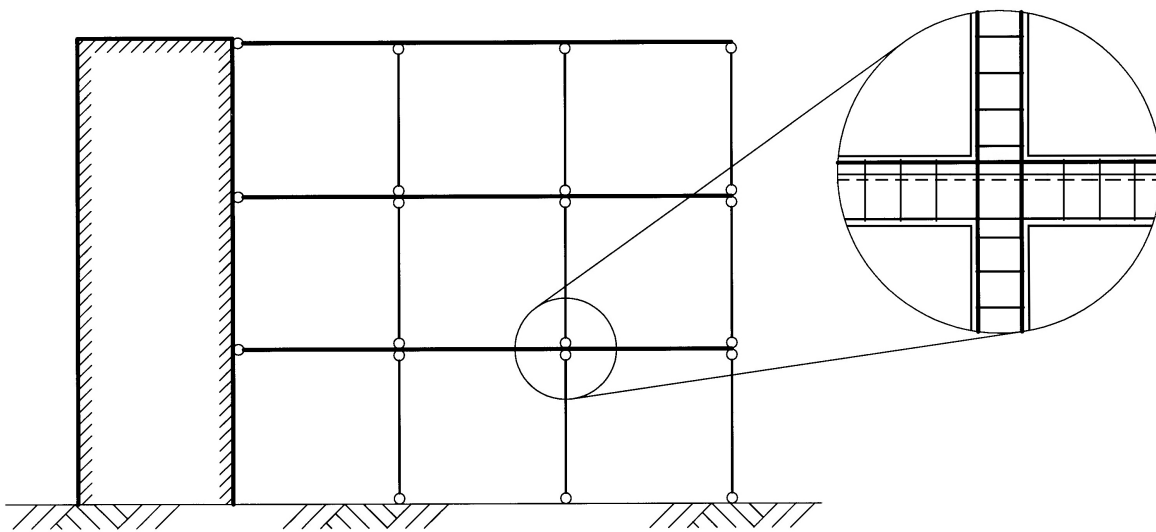
Ausgehend von statischen Systemen, in denen die räumliche Aussteifung durch einen Gebäudekern oder durch Scheiben bereits gewährleistet ist (siehe Abbildung 1-2), besteht die Aufgabe der Stützen im wesentlichen darin, lediglich Vertikallasten sicher und wirtschaftlich in die Fundamente und somit in den Baugrund abzuleiten. Im Vergleich zum reinen Stützenquerschnitt steht der durchzuleitenden Stützennormalkraft im Knotenbereich eine größere Fläche zur Verfügung aufgrund der räumlichen Decken- oder Unterzugsausdehnung. Dies wirkt sich zunächst günstig auf die vertikale Lastabtragung aus; durch die Lastausbreitung im Knoten wird aber auch örtlich Querkzug hervorgerufen.



**Abbildung 1-1: Typische Stahlbetonkonstruktionen mit Stützen-Decken-Knoten in denen mehraxiale Beanspruchungen im Knotenbereich auftreten**

Der Knotenbereich ist gleichzeitig ein Bereich negativer Momente in den Decken und Unterzügen. Dadurch wird zusätzlich Zug quer zur Stützenlängsrichtung im oberen Knotenteil erzeugt, der sich mit dem Querkzug aus der Ausbreitung der Stützenbelastung überlagert. Hier stellt sich die Frage nach der Tragfähigkeit des Knotenbereichs unter diesen für den Beton ungünstigen Bedingungen.

Ein weiteres Thema dieser Arbeit ist neben der Tragfähigkeit des Knotenbereichs auch die Verformungsfähigkeit der horizontal verlaufenden Bauteile, die im Knoten ebenfalls eine Vergrößerung des wirksamen Querschnittes erfahren. Hier ist vor allem von Interesse, ob plastische Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung in den Decken und Unterzügen bedenkenlos Anwendung finden können, oder ob bei Vorhandensein eines Knotens besondere Berücksichtigung des Knotenbereichs notwendig ist.



**Abbildung 1-2: Rahmennennknoten in einem durch einen Kern ausgesteiften Stahlbetonhochbau (Decken mit Unterzug)**

## 1.2 Zur Problemstellung

Zunächst wird auf das Materialverhalten im Allgemeinen eingegangen. Die Druckfestigkeit von Beton und Stahlbeton ist stark von der Beanspruchung des Betons in Querrichtung abhängig. Ist in der Richtung quer zur Hauptdruckbeanspruchung eine Zug- oder Druckkraft vorhanden, ändert sich die Druckfestigkeit des Betons wesentlich. In diesem Zusammenhang ist vor allem die Abminderung der Druckfestigkeit infolge von Querkzug von großem Interesse, aber auch der Gewinn an Druckfestigkeit und Verformungsfähigkeit infolge einer Querdehnungsbehinderung.

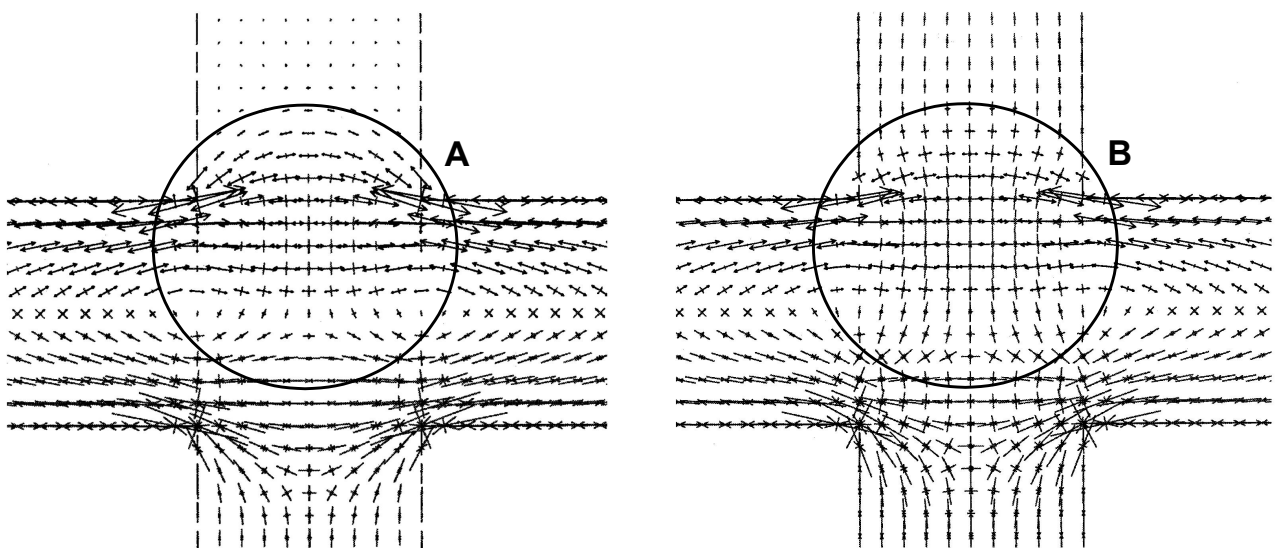
Eine solche Querdehnungsbehinderung rechtwinklig zur Belastungsrichtung bewirkt eine gesteigerte Beanspruchbarkeit des Betons auf Druck. Liegt eine Behinderung der Querdehnung in allen Richtungen vor, kann dadurch die Druckfestigkeit des Betons um ein Vielfaches gesteigert werden (siehe [34] und [43]). Infolge der zunehmenden Belastung wird

das Betongefüge zwar zerstört, aber die Tragfähigkeit bleibt erhalten, da das Material nicht verdrängt werden kann.

Im Falle von vorhandenem Querkzug verändert sich das Betonverhalten unter Druck. Der äußere Querkzug überlagert sich mit dem Querkzug aus der Druckbelastung. Es kommt zu einer weiteren Betonentfestigung und zu einem früheren Versagen des Betons auf Druck (siehe [44], [81], [124], [144], und [145] sowie Kapitel 2.2.3). Bei dem Verbundwerkstoff Stahlbeton sind hierbei nicht nur die Betoneigenschaften von großer Bedeutung, sondern auch die Anordnung und Beschaffenheit der Betonstahlbewehrung.

### 1.2.1 Tragfähigkeit von Rahmeninnenknoten

Bei der Bemessung werden üblicherweise die sich kreuzenden Bauteile, die ihre Lasten einerseits vertikal und andererseits horizontal abtragen, voneinander entkoppelt betrachtet. Dies entspricht der gängigen Ingenieurspraxis und setzt die Anordnung der Bewehrung sowohl nach statischen und dynamischen Erfordernissen als auch nach allgemeinen konstruktiven Regeln voraus. Dabei stellt sich allerdings die Frage, inwieweit die durch die Biegung der horizontal verlaufenden Tragelemente bereichsweise erzeugte Dehnung quer zur Stützenlängsrichtung im Knoten und die daraus unter Umständen resultierenden Risse die Tragfähigkeit der vertikal verlaufenden Tragelemente beeinflussen. Hier interessiert vor allem, ob eine Abminderung der Druckfestigkeit für die Bemessung des Kreuzungsbereichs unbedingt notwendig oder nicht erforderlich ist.



**Abbildung 1-3: Hauptspannungen einer linear elastischen Berechnung; links nur Biegung, rechts Biegung mit Längsdruck in der Stütze**

Für die Quantifizierung einer Betondruckfestigkeit unter diesen ungünstigen Bedingungen existieren unterschiedliche Ansätze, vgl. Kapitel 2.2.3. Für die Baupraxis stellt sich unmittelbar die Frage, wie zuverlässig eine Druckfestigkeit von Beton und Stahlbeton unter mehraxialer Belastung, vor allem unter Einwirkung von Querkzug, abgeschätzt werden kann.

Betrachtet man die in Abbildung 1-3 dargestellten Hauptspannungen eines linear elastisch nachgerechneten Rahmenknotens, wird die besondere Belastungssituation deutlich. Der linke, nur durch Biegung im horizontal verlaufenden Bauteil belastete Knoten weist im Bereich "A" Zug in horizontaler Richtung auf. Im rechten, durch Biegung und Stützenlängskraft belasteten Knoten wird der Bereich "B" zusätzlich noch unter Druck gesetzt. In diesem Bereich herrscht demnach ein für den Beton ungünstige biaxiale Spannungszustand. Hier werden besonders hohe Anforderungen an das Bauteil gestellt.

### 1.2.2 Verformungsfähigkeit der Konstruktion

Ein weiterer wichtiger Aspekt für die Decken und Unterzüge ist die Anwendung von Bemessungsverfahren auf der Grundlage der Plastizitätstheorie. Nach **DIN 1045 (7/88)** [37] ist eine Bestimmung der Schnittkraftverläufe in Stahlbetonkonstruktionen nach der Elastizitätstheorie vorgesehen. Das nichtlineare Verformungsverhalten von Stahlbeton wird dadurch berücksichtigt, dass unter der Einhaltung von bestimmten Randbedingungen eine Umlagerung der Momente bis zu 15 % zugelassen wird (siehe **DIN 1045 (7/88)** Abschnitt 15.1.2 (3)).

Neben der Schnittgrößenermittlung nach der Elastizitätstheorie ist nach der europäischen Norm **EC 2 (DIN V ENV 1992-1-1)** [52] und nach **DIN 1045-1 (07/2001)** [38] eine nichtlineare Berechnung der Schnittgrößen ebenfalls zulässig. Hierzu sind drei Verfahren vorgesehen:

- Im ersten Verfahren ist bei der linear elastischen Berechnung eine Umlagerung der Momente von hoch beanspruchten Bauteilbereichen in weniger beanspruchte Bereiche vorgesehen. Als Funktion der bezogenen Druckzonenhöhe ( $x/d$ ) und in Abhängigkeit von der Beton- und Stahlsorte sind Momentenumlagerungen von bis zu 30 % für hochduktilen Stähle und bis zu 15 % für normalduktilen Stähle möglich. Ein genauer Nachweis der plastischen Verformungsfähigkeit wird nicht mehr gefordert.
- Bei dem zweiten Verfahren wird durch ein iteratives Vorgehen bei der Schnittkraftermittlung und unter Annahme wirklichkeitsnaher Steifigkeitsbeziehungen das wirkliche nichtlineare Tragverhalten berücksichtigt. Das Kräftegleichgewicht und die Kompatibilität der Verformung sind somit in jedem Lastschritt eingehalten. Ein nachträglicher Nachweis der Rotationsfähigkeit erübrigt sich.
- Schließlich ist die Anwendung der Plastizitätstheorie zur Ermittlung der Schnittgrößen zugelassen. Voraussetzung hierfür ist allerdings der Nachweis, dass die vorhandene Rotationskapazität groß genug ist, damit sich der für die Bemessung angesetzte Schnittgrößenverlauf einstellen kann.

Mögliche Momentenumlagerungen in Stahl- und Spannbetonbauwerken werden von der Rotationskapazität plastizierter Bauteilbereiche begrenzt. Die hierfür notwendige Rotation ist verhältnismäßig klein (z. B. im Vergleich zum Stahlbau). Dies liegt darin begründet, dass die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen gemäß Plastizitätstheorie dort angeordnet werden kann, wo sie am wirksamsten ist. Dann wird sich auch die der Plastizitätstheorie zugrunde gelegte Schnittgrößenverteilung schon bei verhältnismäßig kleinen Verformungen einstellen.

Bei der Anwendung dieser verschiedenen Verfahren wird also bereichsweise von der Verformungskapazität des Stahlbetonquerschnitts der Decken oder Unterzüge Gebrauch gemacht. Hier stellt sich die Frage, inwieweit der hier betrachtete Knotenbereich einen Anteil an dieser Verformung hat oder haben darf, ohne den Lastabtrag negativ zu beeinflussen.

### 1.2.3 Konkurrierende Anforderungen an die Konstruktion

Die Verformungsfähigkeit von Stahlbeton lässt sich naturgemäß nur im Zusammenhang mit einer mehr oder weniger starken Rissbildung erreichen. Diese Rissbildung konzentriert sich in den Bereichen der stärksten Beanspruchungen. Im hier betrachteten Stahlbetonrahmenknoten treten in Fällen, in denen bei der Schnittgrößenermittlung das Verformungsvermögen des Stahlbetons herangezogen wird, in der oberen Bewehrungslage der horizontal verlaufenden Bauteile große Stahldehnungen auf. Dies kann auch im Knoten zur Rissbildung und somit zu einer Beeinflussung des Betongefüges führen. Der Einfluss des komplexen Belastungszustandes im Knoten auf das lokale und globale Bauteilverhalten und auf den Anteil des Knotenbereichs an der gesamten Rotationskapazität der horizontal verlaufenden Bauteile ist nicht eindeutig geklärt.

Die für eine Schnittgrößenumlagerung notwendigen Rotationen können zu Rissen im Betongefüge des Knotenbereichs führen. Eine Querkzugbeanspruchung, die eine Rissbildung und eine Störung des Betongefüges hervorruft, setzt aber die Druckfestigkeit des Betons in Stützenlängsrichtung herab. Somit wird die Problematik deutlich: Im Falle des genannten Beispiels des Stahlbetonrahmenknotens werden konkurrierende und gegensätzliche Einflüsse auf das Tragwerk in diesem Bereich ausgeübt.

### 1.3 Zielsetzung der Arbeit

Ziel der Arbeit ist die nähere Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Rahmeninnenknoten aus Stahlbeton und ihrer angrenzenden Bauteile. Zum einen ist der Einfluss von großen Verformungen der horizontal verlaufenden Bauteile auf das Tragverhalten des Knotenbereichs zu untersuchen. Hierbei soll sichergestellt werden, ob unter solchen extremen Beanspruchungen auch die vertikale Lastabtragung durch den Knotenbereich hindurch uneingeschränkt gewährleistet ist oder ob gegebenenfalls Abminderungen in der Tragfähigkeit nötig sind. Zum anderen soll geklärt werden, inwiefern der Knoten einen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der horizontal verlaufenden Bauteile ausübt.

Es ist festzustellen, ob die für den allgemeinen Fall von Beton unter Druck mit gleichzeitig wirkendem Querkzug erarbeitete Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens auch im Falle von Rahmeninnenknoten aus Stahlbeton ihre Gültigkeit besitzen, oder ob Korrekturen, Erweiterungen oder neue Modellvorstellungen notwendig sind. Hierzu soll eine Bewertung der Sachverhalte durch einen Vergleich zwischen den Ergebnissen von Bauteilversuchen und von Finite-Element-Rechnungen durchgeführt werden. Schließlich sollen Empfehlungen zur Bemessung und Ausführung in Form eines einfachen Ingenieurmodells angegeben werden.

## 2 Stand der Forschung und Normung

### 2.1 Allgemeines

Die Trag- und Verformungsfähigkeit von Stahlbeton ist von vielen verschiedenen Faktoren abhängig. Hierzu zählt neben der Größe der Beanspruchung quer zur Belastungsrichtung u.a. auch die Betonstahlbewehrung. In der Literatur werden unterschiedliche Vorschläge zum Ansatz der Betondruckfestigkeit unter einer vorhandenen Zugbelastung in Querrichtung gemacht. Im folgenden wird der Stand der Kenntnisse über die verschiedenen Einflüsse auf die Trag- und Verformungsfähigkeit von Stahlbeton unter Druck und Querzug, wie sie in Stahlbetonrahmenknoten auftreten, wiedergegeben.

### 2.2 Verhalten von Stahlbeton unter Druck und Querzug

#### 2.2.1 Allgemeines

Zu den bekanntesten Arbeiten über das Verhalten von Beton unter einer biaxialen Beanspruchung zählen die von **Kupfer, Hilsdorf** und **Rüsch** [90] sowie **Kupfer** [91]. Die zweiachsiges Versagenskurve des unbewehrten Betons zeigen deutlich, wie groß der Einfluss einer Zugspannung auf die Druckfestigkeit sein kann (siehe Abbildung 2-1 und Abbildung 4-6). Diese Versagenskurven geben aber nicht das Verhalten des Stahlbetons wieder. Wird im Stahlbeton die Betonzugfestigkeit erreicht, können sich die freiwerdenden Betonzugspannungen auf die Bewehrung umlagern. Damit bleibt die Tragfähigkeit erhalten.

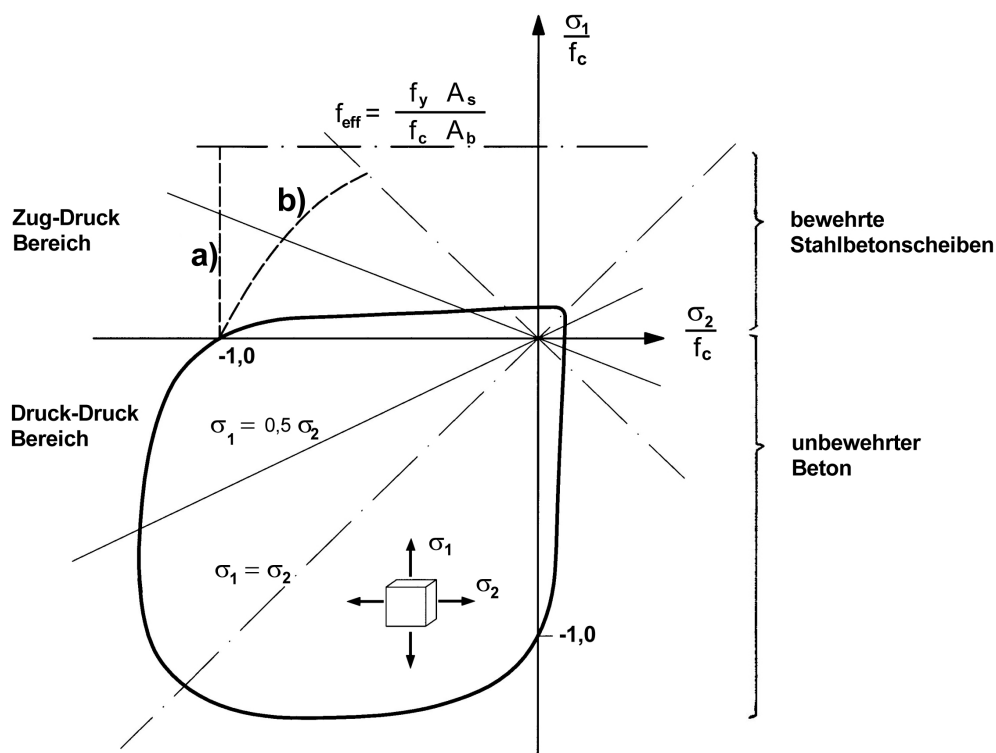
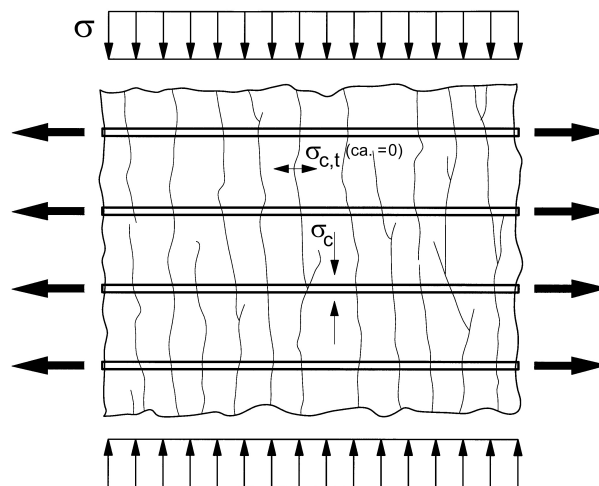


Abbildung 2-1: Festigkeiten des bewehrten und unbewehrten Betons nach [90] mit der Ergänzung nach [124]

In Abbildung 2-1 wird dieser Zusammenhang in einer Darstellung von **Schlaich, Schäfer** und **Schelling** [124] verdeutlicht. Würde der Querkzug und die Rissbildung keinen Einfluss auf die Restdruckfestigkeit in Querrichtung haben, so würde die Querbewehrung der bestimmende Faktor für das Versagen, und die Versagenskurve hätte den Verlauf **a)** in Abbildung 2-1. Somit würde unterstellt, dass der Querkzug nur Trennrisse zur Folge hat, die den Beton in viele nebeneinanderstehende Prismen unterteilt, und dass jedes Prisma die volle Druckfestigkeit erreicht.

Diese Aussage ist nicht zutreffend, denn diese Risse sind unregelmäßig (vgl. Abbildung 2-2) und die weiteren Einflussfaktoren, u.a. die verbleibende Restzugspannung im Beton zwischen den Rissen, der Rissabstand, die Rissweiten, die Bewehrungsrichtung sind vielfältig. Dieser Umstand bedingt eine Interaktion zwischen Druck und Zug, wie durch die Kurve **b)** in Abbildung 2-1 angedeutet.



**Abbildung 2-2: Stahlbeton unter Druck und Querkzug**

### 2.2.2 Stand der Normung

Die direkte Berücksichtigung einer Querkzugbeanspruchung bei der Bestimmung der effektiven Betondruckfestigkeit ist in keiner der unten zitierten Normen explizit vorgesehen. Situationen, in denen Querkzug allerdings eine Rolle spielt und einen u. U. großen Einfluss auf die Betondruckfestigkeit hat, finden in den unterschiedlichen Normen Erwähnung und Berücksichtigung. Hierzu soll im folgenden einen kurzen Überblick gegeben werden.

- **DIN 1045 (7/88)** [37] behandelt den Einfluss einer Querkzugbeanspruchung auf indirektem Wege: bei Querkraft- oder Torsionsbeanspruchungen werden nicht die tatsächlichen Beanspruchungen des Betons ermittelt, sondern Schubspannungen, die mit experimentell ermittelten Größen verglichen werden. Diese Druckfestigkeit der Druckstreben unter Querkzug gilt aber nur im Rahmen dieser Nachweise.
- **DIN 1045-1 (07/2001)** [38] sieht ausdrücklich die Anwendung von Stabwerkmodellen vor. Bei deren Verwendung wird die Druckfestigkeit der Betondruckstreben den Belastungssituationen entsprechend angepasst. Für Streben, die parallel zu den Rissrichtungen infolge eines Querkzugs verlaufen, wird

für Normalbeton nur noch 75 % der Betondruckfestigkeit für die Bemessung angesetzt. Kreuzen diese Druckstreben die Rissrichtung, ist diese Druckfestigkeit noch weiter abzumindern (siehe auch **DAfStb Heft 525** [35]).

- **ACI 318-99 "Building Code Requirements for Structural Concrete"** [2]: Die amerikanische Normung berücksichtigt für diese Arbeit interessante Aspekte: Rahmeninnenknoten werden ausdrücklich als Konstruktionsdetail behandelt. Hierbei ist die Vorgehensweise auf die Anwendung eines Stützenbetons mit einer höheren Betondruckfestigkeit als die des Balken- oder Deckenbereichs ausgerichtet. In solchen Fällen wird eine Mischfestigkeit für den Knotenbeton eingeführt, wenn das Verhältnis der Festigkeiten den Faktor 1,4 übersteigt. Diese Mischfestigkeit setzt sich aus unterschiedlichen Anteilen der Betondruckfestigkeiten zusammen: 75 % der Stützen- und 35 % der Knotenbetondruckfestigkeit. Unterhalb dieses Verhältnisses wird die Druckfestigkeit des Stützenbetons auch für den Knoten angesetzt. Näheres hierzu wird in Kapitel 2.2.5 angegeben.
- **Canadian Standard CSA A23.3-94**: Die kanadische Normung wählt die gleiche Vorgehensweise für Rahmeninnenknoten. Diese unterscheidet sich nur in der Größe der Anteile von Stützen- und Deckenbeton an der Mischfestigkeit. Hier werden ab einem Verhältnis der Festigkeiten von 1,4 105 % der Stützen- und 25 % der Knotenbetondruckfestigkeit für die Mischfestigkeit herangezogen.

Sowohl die kanadische als auch die amerikanische Normung basieren auf empirische Ansätze.

### 2.2.3 Untersuchungen an Stahlbetonscheiben

Die Grundlagenforschung fand an Stahlbetonscheiben statt. Die Arbeiten, die im folgenden kurz zusammengefasst werden, hatten alle die Quantifizierung einer Abminderung der Druckfestigkeit infolge der Querkzugbeanspruchung zum Ziel. Allerdings bezogen manche Forscher diese im Versuch festgestellte Abminderung auf die Zylinderdruckfestigkeit, andere auf Vergleichsversuche ohne eine Querkzugbeanspruchung. Da diese Arbeit sich mit Bauteilen beschäftigt, ist es zweckmäßig, eine absolute Abminderung als Bezugsgröße heranzuziehen, d.h. der Unterschied zwischen dem Bauteilverhalten mit und ohne Querkzug. Welche Bezugsgröße im folgenden gemeint ist, wird jeweils deutlich herausgestellt.

#### Untersuchungen von *Peter*

Im Rahmen seiner im Jahre 1964 erschienenen Dissertation beschäftigte sich **Peter** [118] mit dem Tragverhalten von Stahlbetonscheiben. In zwei Versuchsreihen wurden Scheiben mit rechtwinklig zueinander stehenden, mittig angeordnete Bewehrungsscharen einaxial auf Zug beansprucht. Der Zug wurde durch aufgeklebte Zuglaschen in den Beton eingeleitet (siehe Abbildung 2-3). In der ersten Versuchsreihe wurde in beiden Richtungen die gleiche Bewehrung angeordnet und die Neigung der Bewehrung gegenüber der Zugrichtung von 0° bis 40° in Stufen von 10° geändert. In der zweiten Versuchsreihe wurde unterschiedlich starke Bewehrung für die Haupt- und Nebenrichtungen unter 20°- und 30°-Abweichung von der Zugrichtung vorgesehen.

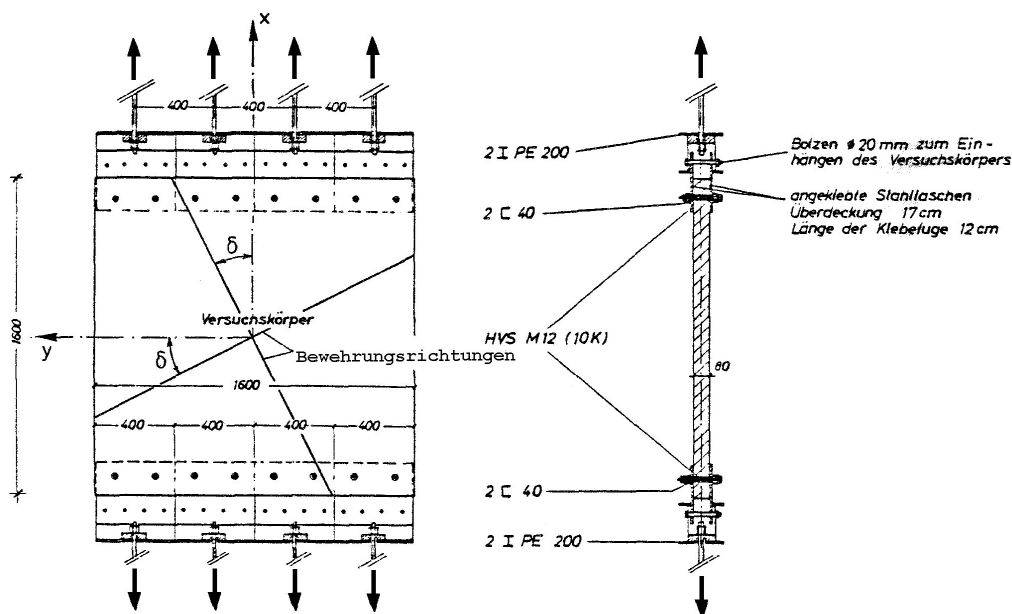


Abbildung 2-3: Versuchskörper nach Peter [118]

**Peter** beobachtete größere Verformungen und Rissweiten bei einer Abweichung der Richtung der angeordneten Bewehrung von der Hauptzugrichtung von  $\delta > 30^\circ$ . Die Rissrichtung jedoch stellte sich unabhängig von der angeordneten Bewehrung stets rechtwinklig zur Richtung der Zugspannungstrajektorien ein. Er nahm an, dass bei einer zweiachsigen Zug-Druckbelastung die einwirkende Druckkraft die Rissrichtung ebenfalls nicht beeinflusste. Daraus folgerte er, ohne weitere Versuche durchzuführen, dass die Druck- und Zugrichtungen getrennt und unabhängig voneinander betrachtet werden können. Er schlug für diesen Fall allerdings eine Abminderung der Tragfähigkeit auf Druck bei gleichzeitigem Querkzug auf 85 % gegenüber der Druckfestigkeit ohne Querkzug vor. Begründet wurde diese Angabe durch mögliches Aufspalten des Betons infolge der Dübelwirkung bei von der Hauptzugrichtung abweichende Bewehrung, durch zusätzliche örtliche Zugbeanspruchungen in Querrichtung zwischen den Rissen infolge des Verbundes und durch mögliche Maßabweichungen bei dünnen Bauteilen.

### Untersuchungen von **Robinson** und **Demorieux**

Die in den Jahren 1968 und 1972 erschienenen Veröffentlichungen von **Robinson** und **Demorieux** [121] berichten ebenfalls über Versuche an bewehrten Stahlbetonscheiben. Ziel ihrer Untersuchung war der direkte Vergleich zwischen Scheiben mit und ohne Zugbeanspruchung quer zur druckbeanspruchten Richtung. Dabei wurde sowohl eine Bewehrungsanordnung parallel als auch unter  $45^\circ$  Neigung zur Hauptzugrichtung untersucht. Die Zugkraft wurde jeweils über die zweilagige Bewehrung direkt eingetragen. In allen Versuchen wurden Rissbleche eingesetzt, um bei den kleinen Versuchskörperabmessungen ein gleichförmiges Rissbild zu erzeugen.