



Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben

Renforcement en cisaillement des dalles en béton armé unilatéralement accessibles par des barres d'armature scellées dans des trous percés

Shear Strengthening of Unilaterally Accessible Reinforced Concrete Slabs Using Grouted Reinforcing Bars

Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)
Prof. em. Dr. Peter Marti
Barbara Seefeld-Ebert, dipl. Ing. ETH
Alexander Beck, MSc ETH Bau-Ing.

Forschungsprojekt AGB 2009/003 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben

Renforcement en cisaillement des dalles en béton armé unilatéralement accessibles par des barres d'armature scellées dans des trous percés

Shear Strengthening of Unilaterally Accessible Reinforced Concrete Slabs Using Grouted Reinforcing Bars

Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)
Prof. em. Dr. Peter Marti
Barbara Seefeld-Ebert, dipl. Ing. ETH
Alexander Beck, MSc ETH Bau-Ing.

Forschungsprojekt AGB 2009/003 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Prof. Dr. Peter Marti

Mitglieder

Barbara Seefeld-Ebert

Christian Ott

Dr. Thomas Jäger

Alexander Beck

Begleitkommission

Präsident

Dr. Armand Fürst

Mitglieder

Heinrich Figi

Prof. Dr. Aurelio Muttoni

Dr. Dario Somaini

KO-Finanzierung des Forschungsprojekts

HILTI AG, Schaan

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	4
	Zusammenfassung	7
	Résumé	9
	Summary	11
1	Einleitung	13
1.1	Problemstellung	13
1.2	Übersicht	14
2	Experimentelle Untersuchungen	15
2.1	Versuchskonzept.....	15
2.2	Versuchskörper und Versuchsdurchführung.....	17
2.3	Versuchsergebnisse	20
3	Modellvorstellungen	25
3.1	Biegung	25
3.1.1	Gerissen elastisches Verhalten ohne Betonzugfestigkeit	25
3.1.2	Ungerissen elastisches Verhalten.....	25
3.1.3	Mehrere Bewehrungslagen	26
3.1.4	Querschnittsprogramme.....	27
3.1.5	Zugversteifung.....	27
3.1.6	Gerissen elastisches Verhalten mit Betonzugfestigkeit	28
3.2	Bauteile mit einbetonierter Querkraftbewehrung	29
3.2.1	Fachwerkmodelle und Spannungsfelder.....	29
3.2.2	Sandwichmodell	29
3.2.3	Konstruktive Durchbildung	31
3.3	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	31
3.3.1	Spannungsfelder in Betonzähnen	31
3.3.2	Bedeutung des Faktors κ	34
3.3.3	Auswertung von Schubversuchen	35
3.3.4	PLS4000.....	37
3.3.5	Bemerkungen	38
3.4	Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung	39
3.4.1	Biegezugseite unzugänglich	39
3.4.2	Biegedruckseite unzugänglich	41
3.4.3	Mehrreihig risskreuzende Querkraftbewehrung	42
4	Diskussion und praktische Anwendung.....	43
4.1	Vergleich Experiment - Modellvorstellung.....	43
4.1.1	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	43
4.1.2	Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung	43
4.2	Bemessungsbeispiele	48
4.2.1	Allgemeines	48
4.2.2	Beispiel 1	49
4.2.3	Beispiel 2.....	53
4.3	Bemerkungen	55
4.3.1	Versuchsbasis	55
4.3.2	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	55
4.3.3	Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung	56
4.3.4	Praktische Anwendung	56
4.3.5	Vergleich mit SIA 262.....	57
4.3.6	Mangelhaft verankerte Bügelbewehrung	58

5	Schlussfolgerungen	59
	Anhänge.....	61
	Bezeichnungen	75
	Literaturverzeichnis.....	79
	Projektabschluss	81
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	85

Zusammenfassung

Dieser Bericht fasst theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit zum Zweck der Querkraftverstärkung eingemörtelten Bewehrungsstäben zusammen.

Die experimentelle Basis umfasst 13 Bruchversuche an Stahlbeton-Plattenstreifen. Ein Versuchskörper enthielt keine Querkraftbewehrung, bei vier Versuchen kamen einbetonierte Bügelbewehrungen zum Einsatz, bei sechs Versuchen wurden von der Biegedruckseite her senkrecht zur Plattenebene mit HILTI HIT-RE 500 eingemörtelte Querkraftverstärkungsstäbe mit einseitiger Endverankerung verwendet, und bei zwei Versuchen wurden Querkraftverstärkungsstäbe von der Biegezugseite her eingemörtelt. Die Versuche demonstrierten die Wirksamkeit der Querkraftverstärkung und lieferten wertvolle Erkenntnisse zur konstruktiven Durchbildung (Stababstände, Versetztiefen, Mindestbewehrung). Eine Verbreiterung der Versuchsbasis samt Ausdehnung der theoretischen Untersuchungen hinsichtlich schief eingemörtelter Stäbe, anderer Klebstoffe, Stäben ohne Endverankerung, Biegung mit Richtungsabweichung von der Biegebewehrung sowie statisch unbestimmter Systeme ist wünschenswert.

Ausgehend von den Bruchversuchen und den üblichen Modellvorstellungen für biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile bzw. für Bauteile mit einbetonierter Querkraftbewehrung wird eine neue Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung entwickelt und auf Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung übertragen. Die neue Modellvorstellung geht von einem mit zunehmender Rissbreite linearen Abfall der über einen Riss übertragbaren Schubspannung aus und betrachtet statisch zulässige Spannungsfelder in den schiefen „Betonzähnen“ zwischen benachbarten Rissen. Die Wirkung der Querkraftverstärkungsstäbe wird über deren Auszieh Widerstand berücksichtigt, wobei die Verbundspannung gleich der zweifachen mittleren Betonzugfestigkeit gesetzt wird.

Die neuen Modellvorstellungen werden über den Vergleich mit Versuchsergebnissen validiert, und ihre praktische Anwendung wird anhand von zwei Bemessungsbeispielen illustriert. Verschiedene Bemerkungen und Empfehlungen für weiterführende Untersuchungen runden den Bericht ab.

Résumé

Ce rapport décrit des recherches théoriques et expérimentales sur le comportement structural des dalles en béton armé unilatéralement accessibles, renforcées en cisaillement par des barres d'armature scellées dans des trous percés.

La base expérimentale consiste en 13 essais de rupture sur bandes de dalle en béton armé. Un corps d'épreuve n'avait pas d'armature de cisaillement. Des étriers ont été utilisés dans quatre essais. Dans six essais des barres d'armature ancrées unilatéralement ont été scellées dans des trous percés perpendiculairement au plan de la dalle du côté comprimé en flexion, en utilisant le mortier HILTI HIT-RE 500. Dans deux essais les barres d'armature scellées ont été placées du côté tendu en flexion. Les essais ont démontré l'efficacité du renforcement en cisaillement et ont fourni des résultats utiles quant aux dispositions constructives (distance des barres d'armature, profondeur des trous, armature minimale). Il serait souhaitable d'élargir la base expérimentale ainsi que les recherches théoriques concernant des barres d'armature scellées obliquement, d'autres mortiers, des barres d'armature sans ancrage unilatéral, une déviation entre les directions des moments et de l'armature de flexion, et des systèmes statiques indéterminés.

A partir des essais de rupture et les modèles habituels pour des éléments de construction en béton armé soumis à la flexion et des éléments renforcés par des étriers, un modèle nouveau est développé pour des éléments sans armature de cisaillement et transféré sur des éléments renforcés par des barres d'armature scellées dans des trous percés. Le nouveau modèle départ d'une décroissance linéaire de la contrainte de cisaillement en fonction de la largeur des fissures et considère des champs de contrainte statiquement admissibles dans les «dents de béton» entre les fissures adjacentes. L'effet des barres d'armature scellées est pris en considération par leur résistance à l'extraction, en estimant que la contrainte d'adhérence soit égale au double de la résistance moyenne à la traction du béton.

Les nouveaux modèles sont validés par comparaison avec des résultats d'essais et leur application pratique est illustrée par deux exemples de dimensionnement. Le rapport est complété par diverses remarques et suggestions pour des recherches futures.

Summary

This report describes theoretical and experimental investigations on the structural response of unilaterally accessible reinforced concrete slabs, strengthened for shear by means of reinforcing bars grouted into boreholes.

The experiments comprised 13 tests to failure on reinforced concrete slab strips. One specimen had no shear reinforcement; stirrup reinforcement was used for four tests; in six tests, unilaterally end-anchored reinforcing bars were inserted orthogonally to the slab plane from the flexural compression side using HILTI HIT-RE 500 mortar; finally, in two tests, grouted reinforcing bars were inserted from the flexural tension side. The tests demonstrated the effectiveness of the shear strengthening method and provided valuable information on the necessary detailing (bar spacings, depths of boreholes, minimum reinforcement). It would be desirable to extend the experimental basis along with corresponding theoretical investigations regarding (i) skewly placed bars; (ii) other mortars; (iii) bars without end anchorages; (iv) cases with directional deviations between bending moments and flexural reinforcement; and (v) statically indeterminate systems.

Starting from the experimental results and the common theoretical models for reinforced concrete flexural members and members containing stirrup reinforcement a new theoretical model for members without shear reinforcement is developed and extended to members with grouted reinforcing bars. The new model assumes a linear decrease of the shear resistance at a crack with increasing crack width and it considers statically admissible stress fields in the skew 'concrete teeth' between adjoining cracks. The pull-out resistance of the shear strengthening bars is accounted for by assuming a bond stress equal to twice the mean concrete tensile strength.

The new theoretical models are validated by comparisons with test results and their practical application is illustrated with two design examples. Several remarks and recommendations for further research conclude the report.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Das Tragverhalten von Stahlbetonplatten wird weitgehend durch die in ihnen wirkenden Biegemomente bestimmt. Querkräfte spielen meist eine untergeordnete Rolle, können aber, insbesondere in Kräfteinleitungsbereichen, zu Sprödbrüchen führen. Die Gefahr eines spröden Schubversagens steigt mit zunehmender Plattendicke. Dieser Massstabeffekt führt zu einer wesentlichen Beschränkung des eigentlich grossen Verformungsvermögens von Stahlbetonplatten.

Bei Neubauten kann der Gefahr eines spröden Schubversagens durch Wahl ausreichender Abmessungen, Anordnung von Querkraftbewehrungen, günstig geführte Spannglieder und weitere Massnahmen begegnet werden. Als Querkraftbewehrung kommen vor allem Bügel und beidseitig verankerte Einzelstäbe in Frage, siehe Bild 1.1(a). Eine derartige Bewehrung ist wegen der damit verbundenen Abstützung der oberen Biegebewehrung konstruktiv vorteilhaft, verbessert das Verformungsvermögen und führt in Verbindung mit einer geeigneten Abstufung der Biegebewehrung zu insgesamt wirtschaftlichen Lösungen [1,2].

Stahlbetonplatten in bestehenden Bauten erweisen sich bei der Überprüfung hinsichtlich Querkrafttragsicherheit zumindest bereichsweise oft als ungenügend, selbst bei unveränderter Nutzung und noch vermehrt bei erhöhten Einwirkungen infolge von Nutzungsänderungen. In solchen Fällen stellt sich die Frage nach geeigneten Verstärkungsmassnahmen. Ist eine Platte beidseitig zugänglich, kann sie gemäss Bild 1.1(b) durchbohrt und mit beidseitig verankerten Einzelstäben versehen werden; damit kann ein einwandfreies Tragverhalten wie bei einem Neubau sichergestellt werden. Vielfach sind jedoch Platten, bei denen eine Querkraftverstärkung erforderlich ist, nur einseitig zugänglich; senkrecht oder schief zur Plattenebene in Bohrlöcher eingebrachte und eingemörtelte Bewehrungsstäbe gemäss Bild 1.1(c) und (d) bieten sich dann als Lösung an.

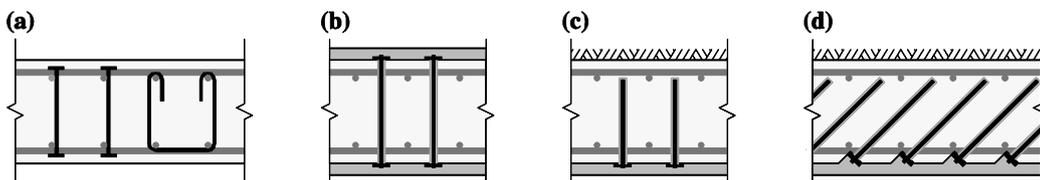


Bild 1.1 Querkraftbewehrungen: (a) einbetoniert; (b) nachträglich eingemörtelt, beidseitig zugänglich; (c) und (d) nachträglich einbetoniert, nur einseitig zugänglich.

Bei einer beidseitigen Endverankerung der Querkraftbewehrung gemäss Bild 1.1(a) bzw. (b) können sich zwischen den Biegezug- und -druckgurten im Platteninnern geneigte Betondruckspannungsfelder ausbilden, und die Querkraft kann analog wie in einem Ständerfachwerk abgetragen werden. Bei lediglich einseitig zugänglichen Platten ist auf der unzugänglichen Seite gemäss Bild 1.1(c) bzw. (d) keine gleichartige Fachwerk-Knotenwirkung möglich; die Verstärkungsstäbe müssen vor der Biegebewehrung enden, und die in ihnen wirkenden Zugkräfte müssen über Verbundschubspannungen aufgebaut werden.

Zum Tragverhalten einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit zum Zweck der Querkraftverstärkung eingemörtelten Bewehrungsstäben lagen bisher keine wissenschaftlich gesicherten Erkenntnisse vor. Das dem vorliegenden Bericht zugrundeliegende Forschungsprojekt hatte zum Ziel, theoretisch und experimentell einen Beitrag zur Behebung dieses Zustands zu leisten und die wissenschaftlichen Ergebnisse in praxisgerechter Form aufzubereiten.

1.2 Übersicht

Zu den im Rahmen des Forschungsprojekts durchgeführten 13 Bruchversuchen an Stahlbeton-Plattenstreifen liegt ein ausführlicher Bericht vor [3]. Kapitel 2 des vorliegenden Berichts beschreibt das Versuchskonzept, stellt die wichtigsten Details der Versuchskörper und der Versuchsdurchführung dar und fasst die hauptsächlichen Versuchsergebnisse zusammen.

Ausgehend von den üblichen Modellvorstellungen für biegebeanspruchte Stahlbeton-Bauteile sowie Bauteile mit einbetonierter Querkraftbewehrung wird in Kapitel 3 eine neue Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung entwickelt und für Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung erweitert.

Kapitel 4 enthält einen Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den theoretischen Modellvorstellungen, erläutert die praktische Anwendung der Modellvorstellungen anhand von Bemessungsbeispielen und schliesst mit Bemerkungen zur Einordnung der vorliegenden Arbeit im Kontext der Literatur zum Schubtragverhalten von Stahlbetonplatten.

Kapitel 5 enthält eine Zusammenfassung sowie Schlussfolgerungen hinsichtlich weiterführender Forschungsarbeiten.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchskonzept

Mit den in [3] detailliert beschriebenen Versuchen sollte die Wirksamkeit einer Querkraftverstärkung gemäss Bild 1.1(c) experimentell untersucht werden. Die Versuche betrafen hauptsächlich den Fall, dass die Biegezugseite unzugänglich ist; lediglich mit zwei Versuchen wurde der Fall untersucht, dass die Biegedruckseite unzugänglich ist. Die orthogonal bewehrten Versuchskörper wurden einem einachsigen Biegezustand unterworfen; dabei fielen die Hauptrichtungen der Biegemomente und der Querkräfte mit der Hauptbewehrungsrichtung zusammen. Ziel der Versuche war es, den Einfluss folgender Parameter auf das Tragverhalten zu untersuchen: Plattendicke, Bewehrungsgehalt und konstruktive Durchbildung der Verstärkung (Durchmesser, Abstände und Versetztiefe der Verstärkungsstäbe). In ihrer Konzeption schlossen die Versuche an eine früher am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführte Versuchsreihe zum Schubtragverhalten von Stahlbetonplatten an [4].

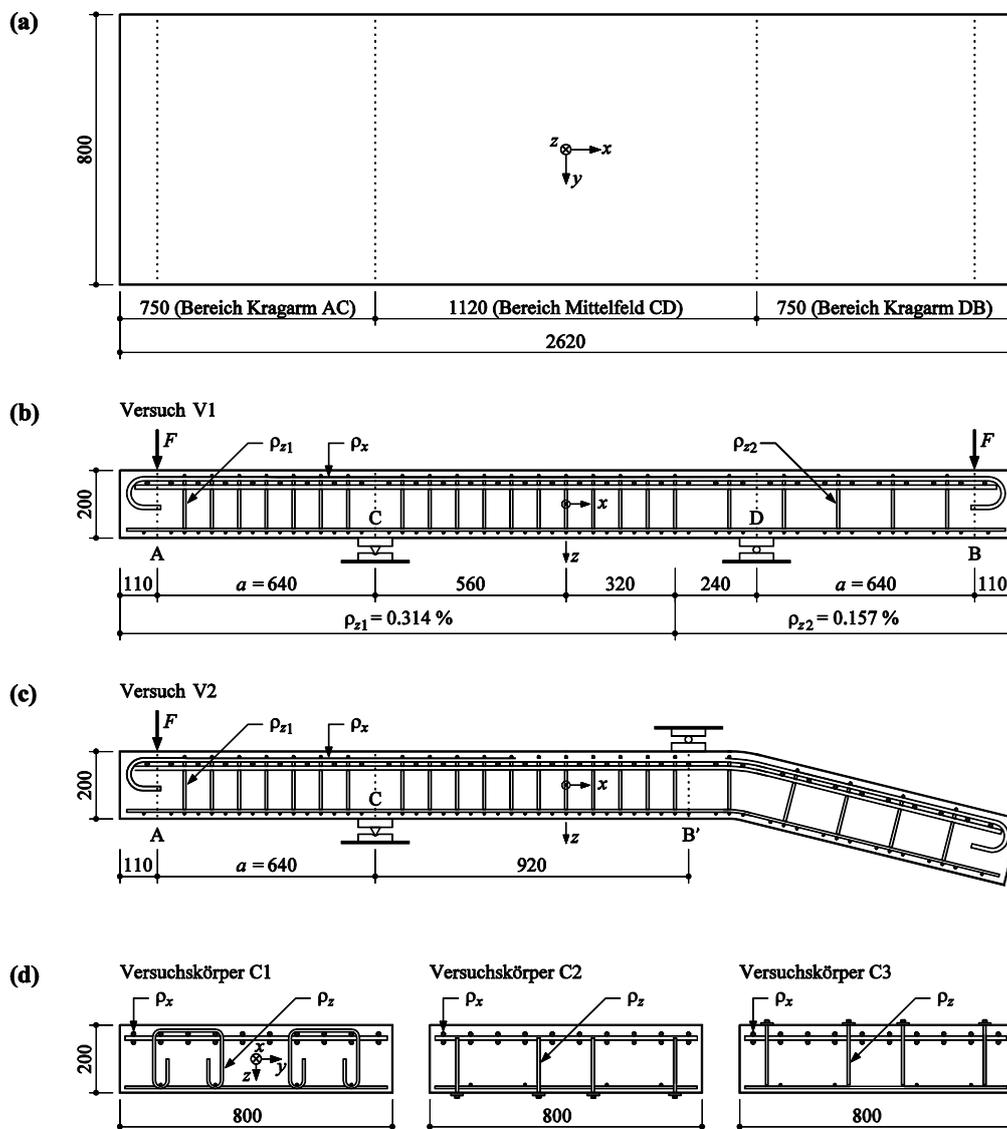


Bild 2.1 Versuchskonzept Serie C: (a) Grundriss; (b) Längsschnitt Versuch V1; (c) Längsschnitt Versuch V2; (d) Querschnitte mit der Variation der Querkraftbewehrung (Abmessungen in mm).

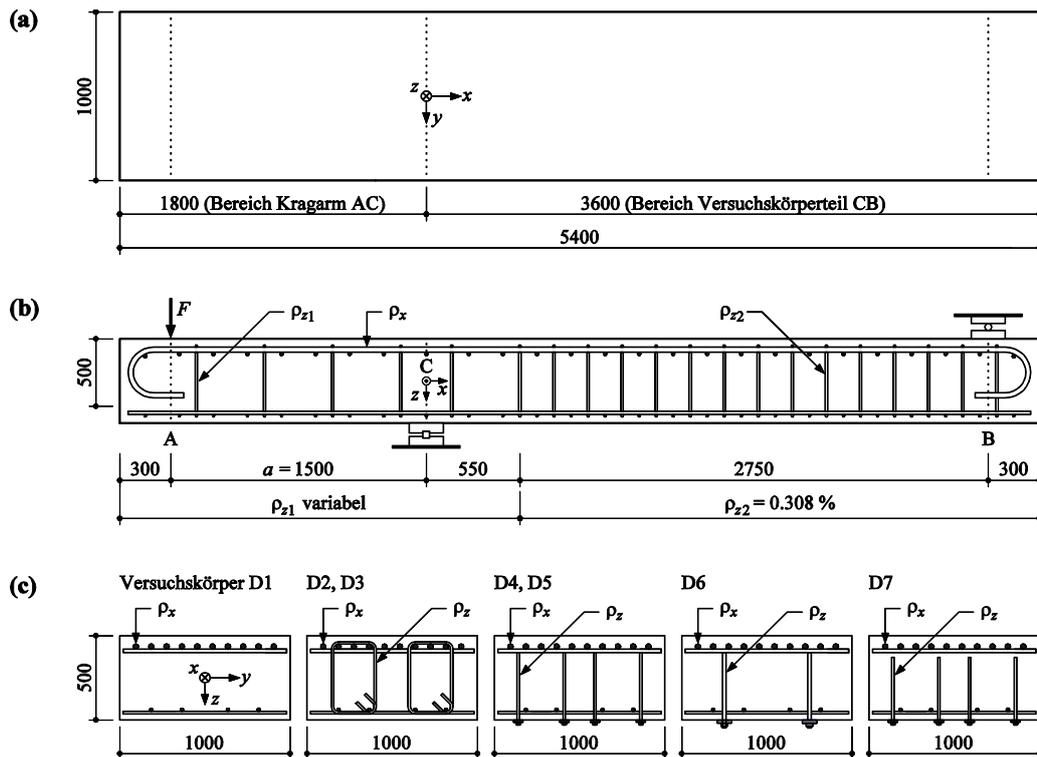


Bild 2.2 Versuchskonzept Serie D: (a) Grundriss; (b) Längsschnitt; (c) Querschnitte mit der Variation der Querkraftbewehrung (Abmessungen in mm).

Die hier und in [3] beschriebenen Versuchsserien C und D entsprachen den Serien A und B der früheren Versuchsreihe [4]. Bei allen Versuchen wurde das Tragverhalten bis zum Kollaps der Versuchskörper beobachtet.

Bei der Serie C wurden pro Versuchskörper zwei Bruchversuche durchgeführt. Im Versuch V1 wurde gemäss Bild 2.1 der schwächere Kragarm DB in einem Vierpunkt-Biegeversuch bis zum Kollaps belastet. Im Versuch V2 wurde anschliessend der stärkere Kragarm AC in einem Dreipunkt-Biegeversuch bis zum Kollaps belastet. Die Versuchsparameter der insgesamt sechs so durchgeführten Versuche sind in Tabelle 2.1 zusammengestellt.

Die Versuchskörper der Serie D wurden gemäss Bild 2.2 in einem Dreipunkt-Biegeversuch bis zum Kollaps belastet. Die Versuchsparameter der insgesamt sieben so durchgeführten Versuche sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt.

Tab. 2.1 Versuchsparameter Serie C

Versuch	C1V1	C1V2	C2V1	C2V2	C3V1	C3V2
Versuchskörper / Kragarm	C1 / DB	C1 / AC	C2 / DB	C2 / AC	C3 / DB	C3 / AC
Plattendicke h [mm]	200	200	200	200	200	200
Plattenbreite b [mm]	800	800	800	800	800	800
Schubspannweite a [mm]	640	640	640	640	640	640
mittlere statische Höhe d [mm]	162	162	162	162	162	162
zugängliche Plattenseite	-	-	Biegedruckzone		Biegezugzone	
Biegebewehrungsgehalt ρ_x [%]	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
Querkraftbewehrungsart	Bügel	Bügel	eingemörtelt			
Querkraftbewehrungsgehalt ρ_z [%]	0.157	0.314	0.157	0.314	0.157	0.314

Durchmesser der Querkraftbewehrungsstäbe \varnothing_B [mm]	8	8	8	8	8	8
Anzahl Querkraftbewehrungsstäbe in Querrichtung n_B [-]	4	4	4	4	4	4
Abstand der Querkraftbewehrungsreihen in Längsrichtung s_x [mm]	160	80	160	80	160	80
Versetztiefe der eingemörtelten Querkraftbewehrung l [mm]	-	-	162	162	176	176

Tab. 2.2 Versuchsparmeter Serie D

Versuchskörper	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Plattendicke h [mm]	500	500	500	500	500	500	500
Plattenbreite b [mm]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Schubspannweite a [mm]	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
mittlere statische Höhe d [mm]	435	435	435	435	435	435	435
zugängliche Plattenseite	-	-	-	Biegedruckzone			
Biegebewehrungsgehalt ρ_x [%]	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62
Querkraftbewehrungsart	keine	Bügel	Bügel	eingemörtelt			
Querkraftbewehrungsgehalt ρ_z [%]	-	0.154	0.308	0.154	0.308	0.314	0.308
Durchmesser der Querkraftbewehrungsstäbe \varnothing_B [mm]	-	14	14	14	14	20	14
Anzahl Querkraftbewehrungsstäbe in Querrichtung n_B [-]	-	4	4	4	4	2	4
Abstand der Querkraftbewehrungsreihen in Längsrichtung s_x [mm]	-	400	200	400	200	200	200
Versetztiefe der eingemörtelten Querkraftbewehrung l [mm]	-	-	-	400	400	400	370

Die Versuche C1V1 und C1V2 sowie C2V1 und C2V2 waren näherungsweise 40 %-Modellversuche der Versuche D2 und D3 sowie D4 und D5.

2.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Die Abmessungen der Versuchskörper und die jeweilige Bewehrung sind in Anhang I und II dargestellt. Die Bewehrungsüberdeckung der Biegebewehrung betrug 20 mm (Serie C, 5. Lage) bzw. 50 mm (Serie D, 4. Lage).

Ein Versuchskörper enthielt keine Querkraftbewehrung (D1), bei vier Versuchen kamen einbetonierte Bügelbewehrungen zum Einsatz (D2 und C1V1 sowie D3 und C1V2), bei sechs Versuchen wurden von der Biegedruckseite her eingemörtelte Querkraftbewehrungsstäbe verwendet (D4 und C2V1, D5 und C2V2 sowie D6 und D7), und bei zwei Versuchen (C3V1 und C3V2) wurden Querkraftbewehrungsstäbe von der Biegezugseite her eingemörtelt.

Die mit dem Epoxid-Klebstoff HILTI HIT-RE 500 eingemörtelten Querkraftbewehrungsstäbe endeten beim Versuchskörper C2 auf der Höhe der Mittelebene der zweilagigen Biegebewehrung, beim Versuchskörper C3 24 mm vor der Betonoberfläche auf der Biegedruckseite. Bei den Versuchskörpern D4, D5 und D6 endeten die eingemörtelten Querkraftbewehrungsstäbe 100 mm vor der Betonoberfläche auf der Biegezugseite; beim Versuchskörper D7 betrug diese Distanz 130 mm.

Als Gesteinskörnung für den Beton wurde ein rolliger Kiessand mit einem Grösstkorn von 16 mm verwendet, als Bindemittel Portlandzement CEM I 52.5 R. Tabelle 2.3 enthält die Mittelwerte aus jeweils drei etwa gleichzeitig mit den Bruchversuchen durchgeführten Druckversuchen an Betonzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm. Weitere Messungen betrafen die Rohdichte, die Würfeldruckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit, den Elastizitätsmodul und die Bruchstauchung des Betons [3].

Tab. 2.3 Mittlere Zylinderdruckfestigkeiten des Betons

Versuchskörper	C1	C2	C3	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]	53.8	50.9	57.5	40.9	49.2	43.0	48.8	44.2	50.7	48.1

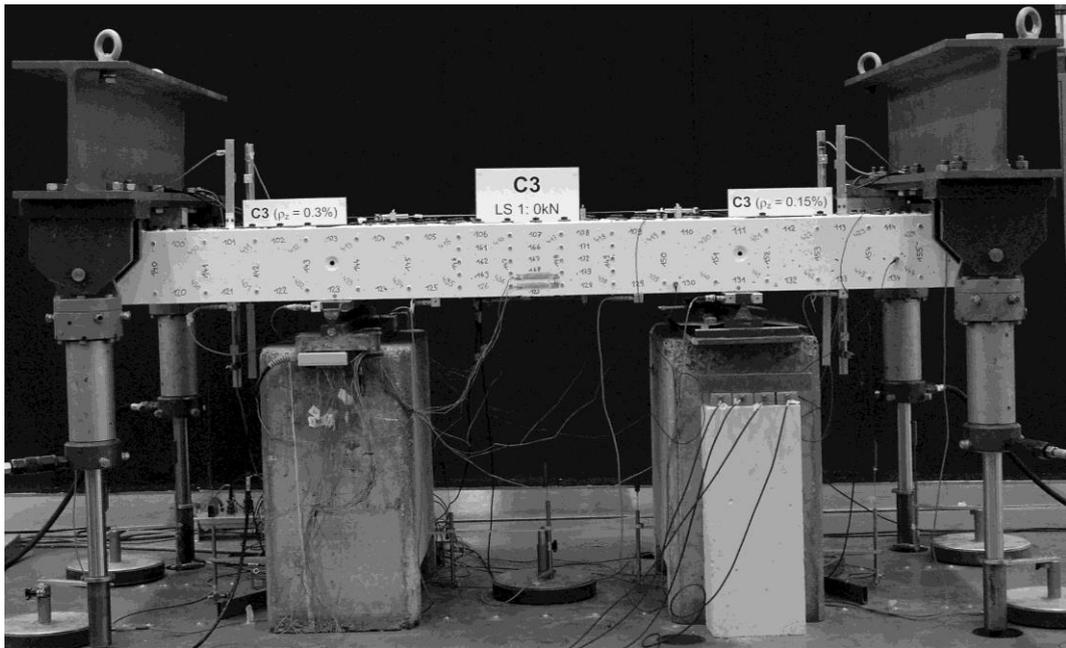
Als Betonstahl wurden aus der Walzhitze vergütete gerippte Bewehrungsstäbe verwendet. In Tabelle 2.4 sind die auf den nominellen Stabdurchmesser bezogenen Fließgrenzen und Zugfestigkeiten (dynamische Werte) der Biegebewehrung (Durchmesser 12 bzw. 30 mm) sowie der Querkraftbewehrung (Bügel bzw. eingemörtelte Stäbe mit Durchmessern von 8, 14 und 20 mm) zusammengestellt. Detailliertere Angaben sind [3] zu entnehmen.

Tab. 2.4 Mittelwerte der Fließgrenzen und Zugfestigkeiten der Bewehrungsstähle

Nomineller Durchmesser [mm]	12	30	8	8	14	14	20
Verwendung Serie bzw. Versuch	Biegung C	Biegung D	Bügel C	eingemörtelt C	Querkraft D	Querkraft D7	eingemörtelt D6
Anzahl Prüfkörper	10	10	10	10	10	9	10
Fließgrenze [N/mm ²]	523	518	560	547	535	506	512
Zugfestigkeit [N/mm ²]	612	648	610	626	626	618	608

Die Plattenstreifen der Serien C und D wurden als Kragarme unter Einzellast mit Schubspannweiten von 0.64 bzw. 1.5 m getestet. Die über hydraulische Zylinder aufgebrachten Einzellasten und die Auflagerreaktionen wurden über Stahlplatten mit einer Breite von 100 mm auf die Versuchskörper der Serie C übertragen. Bei der Serie D erfolgte die Lasteinleitung über einen 300 mm breiten massiven Lastverteilträger, und die Auflagerreaktion wurde über eine 200 mm breite Stahlplatte übertragen. Die an den Lasteinleitungsstellen zusätzlich zu den durch die hydraulischen Zylinder aufgebrachten Kräften F wirkenden Auflasten G aus dem Belastungsjoch (Serie C) bzw. dem Lastverteilträger (Serie D) betragen 4.8 bzw. 5 kN. Die Eigenlast g der Kragarme betrug näherungsweise 4 kN/m (Serie C) bzw. 12.5 kN/m (Serie D). Bild 2.3 gibt einen Überblick über die Versuchsanlagen, und Bild 2.4 zeigt die auf die Kragarme wirkenden Kräfte in der Form von Schnittkörperdiagrammen; bei der Serie D ist die durch das obere Gelenk und die Neigung α des Hydraulikzylinders definierte Wirkungslinie der Kraft F zu beachten.

(a)



(b)



Bild 2.3 Versuchsanlagen: (a) Serie C; (b) Serie D.

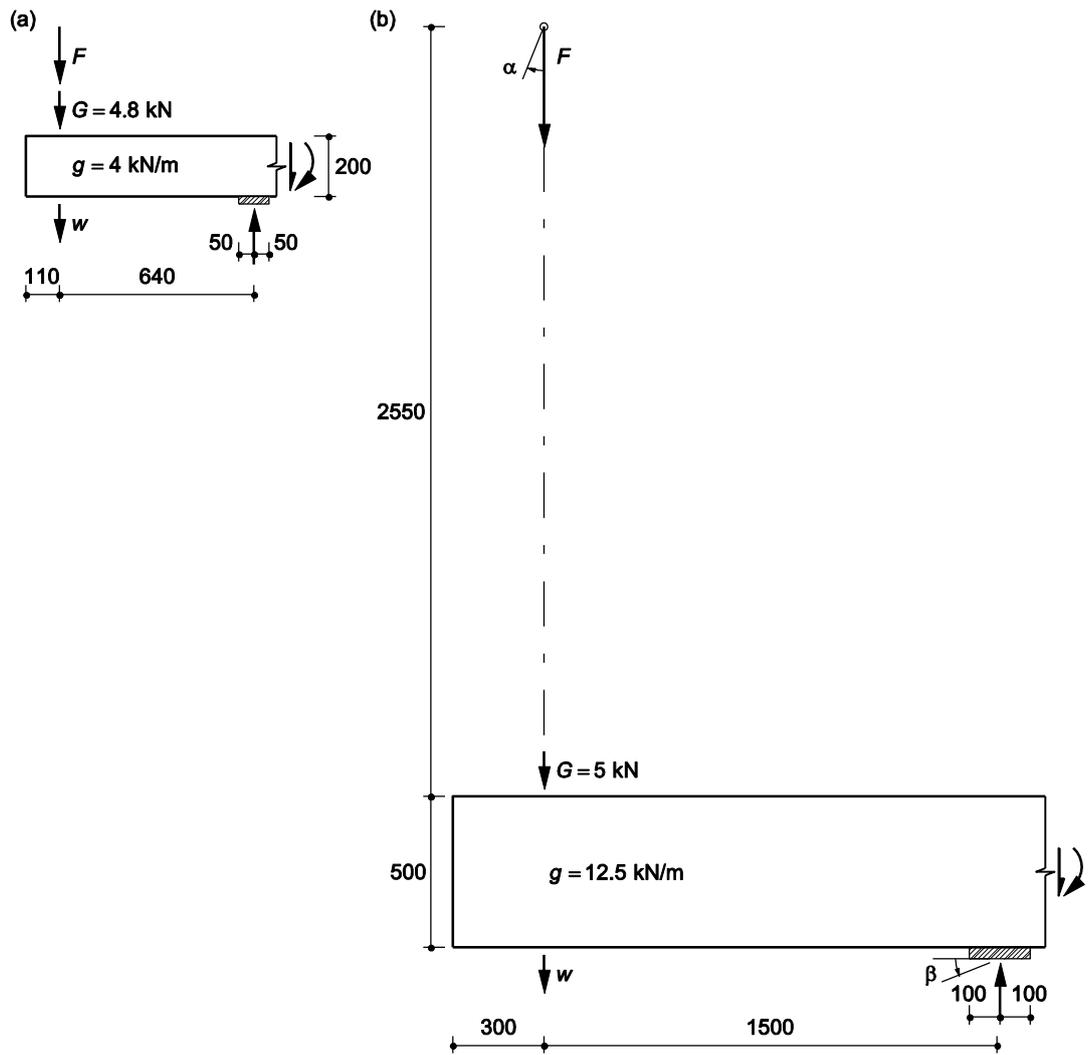


Bild 2.4 Schnittkörperdiagramme: (a) Serie C; (b) Serie D (Abmessungen in mm).

Die Belastung erfolgte stufenweise. Bei den einzelnen Laststufen wurden jeweils umfangreiche Deformationsmessungen vorgenommen; Details hierzu sind [3] zu entnehmen. Die Durchführung eines Versuchs erforderte zwei bis fünf (Serie C) bzw. drei bis neun Tage (Serie D).

2.3 Versuchsergebnisse

Die Bilder 2.5 und 2.6 zeigen das Last-Durchbiegungsverhalten der verschiedenen Versuche. Last und Durchbiegung entsprechen dabei den durch die hydraulischen Zylinder aufgebrachten Kräften F und den zugehörigen Durchbiegungen w , vgl. Bild 2.4. In Tabelle 2.5 sind die Werte F und w für die in den jeweiligen Versuchen erreichten Höchstlasten aufgeführt; zusätzlich sind die zugehörigen Zylinderschiefstellungen α sowie die Auflagerneigungen β angegeben, vgl. Bild 2.4.

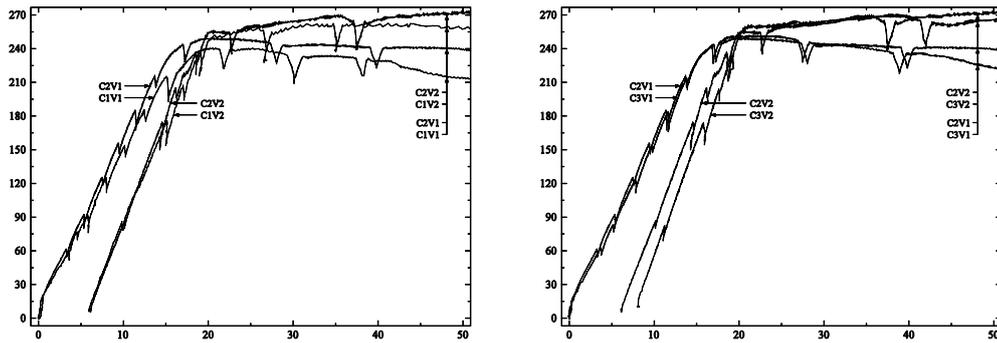


Bild 2.5 Last-Durchbiegungsdiagramme Serie C (Zylinderkräfte in kN, Durchbiegungen in mm).

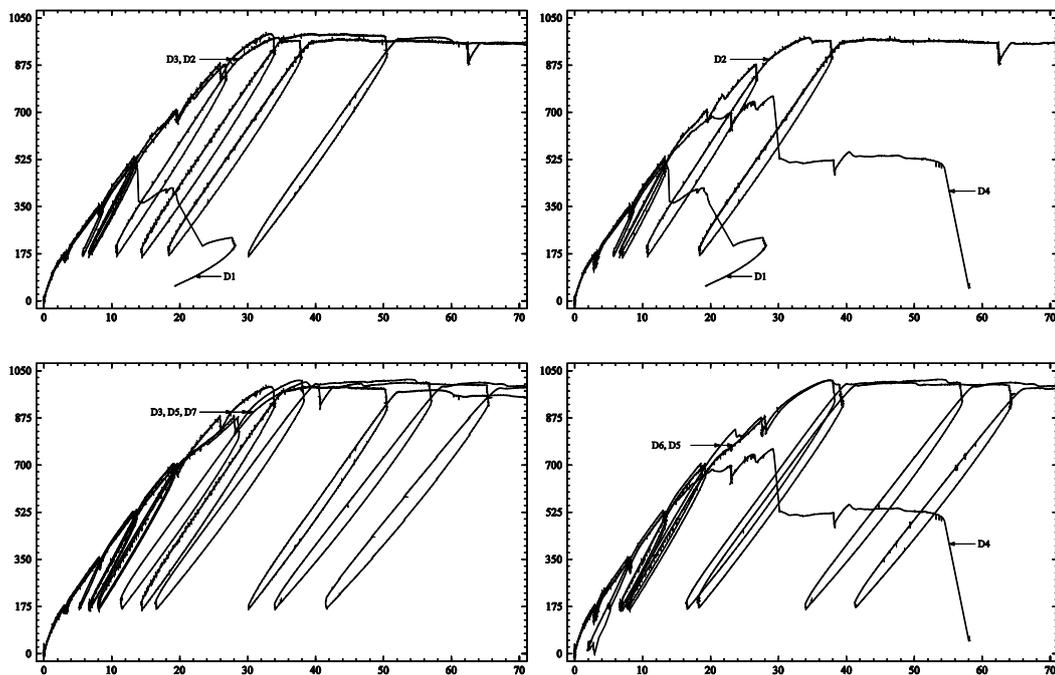


Bild 2.6 Last-Durchbiegungsdiagramme Serie D (Zylinderkräfte in kN, Durchbiegungen in mm).

Tabelle 2.5 Charakteristische Werte unter Höchstlast

Versuch	F [kN]	w [mm]	α [°]	β [°]
C1V1	240	20.6		
C1V2	262	41.2		
C2V1	249	20.7		
C2V2	277	60.7		
C3V1	251	22.9		
C3V2	270	38.7		
D1	510	13.4	0.28	0.37
D2	980	34.5	0.63	0.95

D3	990	33.3	0.64	0.89
D4	760	29.2	0.44	0.56
D5	1020	53.5	1.07	1.35
D6	1010	37.6	0.67	0.92
D7	1010	38.6	0.61	0.93

Bild 2.7 illustriert fünf Rissarten, die im Verlauf der Versuche sukzessive auftraten, und die Bilder 2.8 bis 2.10 zeigen die Bruchbilder der Versuche D3, D1 und D4. Details zur Rissentwicklung sind [3] zu entnehmen.

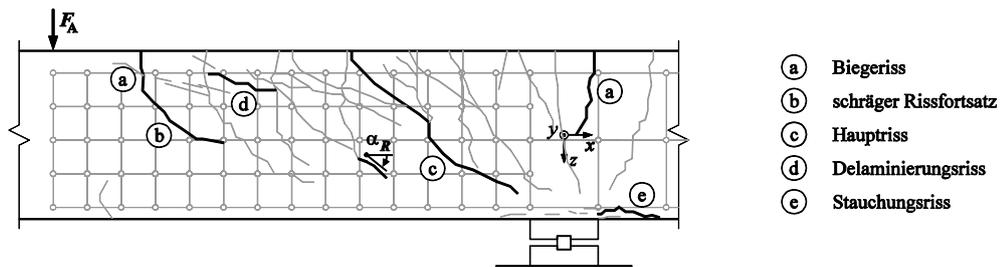


Bild 2.7 Rissbezeichnungen am Beispiel des Versuchs D7.

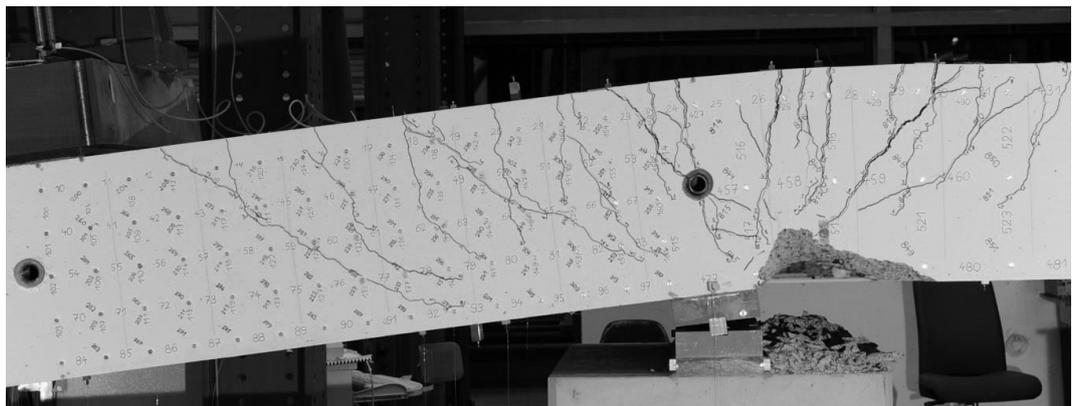


Bild 2.8 Biegebruch nach ausgedehntem Fließen der Biegebewehrung (D3).

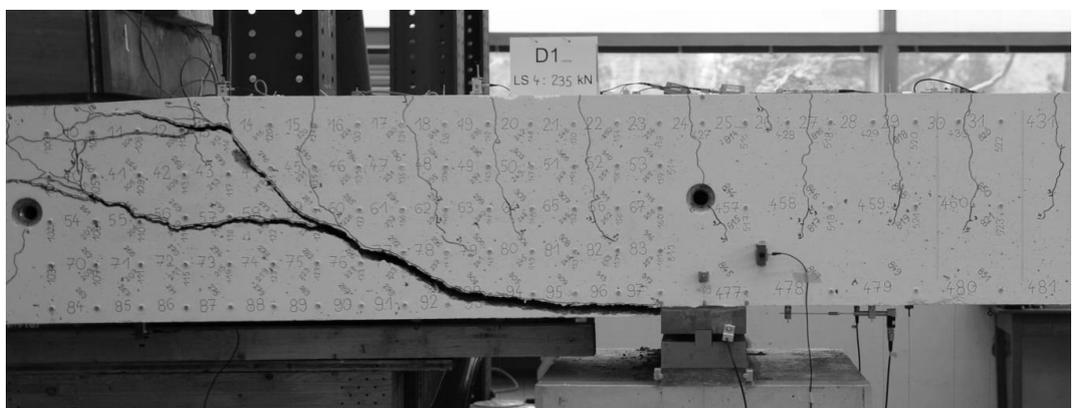


Bild 2.9 Hauptriss - Trennbruch (D1).

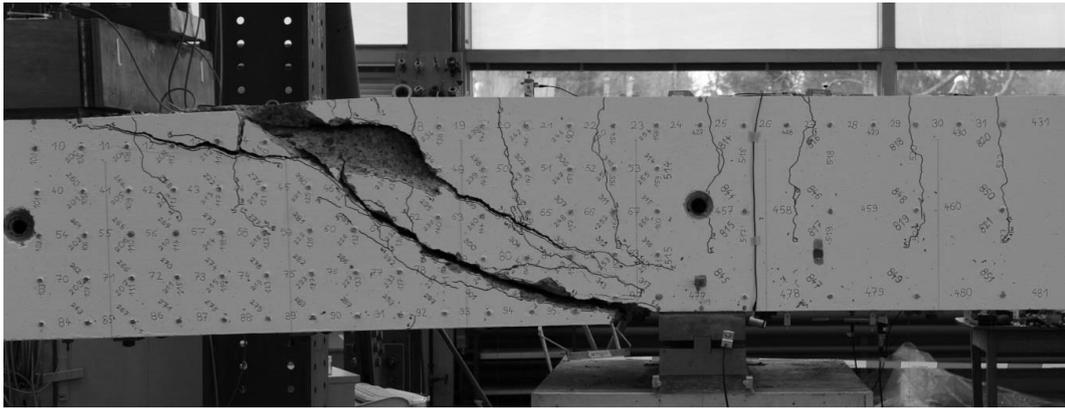


Bild 2.10 Hauptriss-Trennbruch mit anschliessendem Zerreißen der Querkraftbewehrung (D4).

Die hauptsächlichlichen Versuchsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Versuche D1 und D4 zeigten ein sprödes Versagen. Bei allen anderen Versuchen ergab sich ein duktiler Versagen, charakterisiert durch Stauchen der Biegedruckzone nach ausgeprägtem Fließen der Biegebewehrung.
- Beim Versuch D1 ergab sich ein für Bauteile ohne Querkraftbewehrung typisches schlagartiges Schubversagen durch Ausbildung eines Hauptriss-Trennbruchs. Die Querkraft am Auflager erreichte 0.53 MN, was einer auf die Plattenstreifenbreite und die statische Höhe bezogenen nominellen Schubspannung von 1.22 N/mm² entspricht.
- Die relativ schwache Bügelbewehrung des Versuchskörpers D2 (je zwei geschlossene Bügel mit einem Durchmesser von 14 mm im Abstand von 400 mm, entsprechend einem Querkraftbewehrungsgehalt von 0.154 %) genügte im Vergleich zu D1, um ein duktiler Biegeversagen zu erreichen. Die maximale Querkraft von 1.00 MN am Auflager entspricht einer nominellen Schubspannung von 2.30 N/mm².
- Das Tragverhalten des Versuchskörpers D3, der im Vergleich zu D2 einen halb so grossen Bügelabstand und dadurch einen doppelt so grossen Querkraftbewehrungsgehalt aufwies, entsprach weitgehend demjenigen von D2.
- Der Versuchskörper D4, der eine zu D2 analoge, jedoch eingemörtelte Querkraftbewehrung aufwies, versagte durch einen Hauptriss-Trennbruch, verbunden mit dem Ausziehen und anschliessenden Zerreißen der zweiten Querkraftbewehrungsreihe im Abstand von 550 mm vom Auflager. Die maximale Querkraft von 0.78 MN am Auflager entspricht einer nominellen Schubspannung von 1.79 N/mm².
- Beim Versuchskörper D5, dessen Querkraftbewehrungsgehalt im Vergleich zu D4 durch Halbieren des Abstands der Querkraftbewehrungsstabreihen auf 0.308 % verdoppelt war, ergab sich ein duktiler Biegebruch. Die maximale Querkraft von 1.04 MN am Auflager entspricht einer nominellen Schubspannung von 2.39 N/mm². Im Vergleich zum bügelbewehrten Versuchskörper D3 stellte sich bei dem mit eingemörtelten Querkraftbewehrungsstäben versehenen Versuchskörper D5 ein etwas weiches Verhalten ein.
- Beim Versuchskörper D6 wurden im Vergleich zu D5 nur zwei anstatt vier Querkraftbewehrungsstäbe in einer Reihe angeordnet, ihr Durchmesser wurde jedoch von 14 auf 20 mm erhöht. Mit dem gleichbleibenden Reihenabstand von 200 mm ergab sich ein Querkraftbewehrungsgehalt von 0.314 %. Nach einem anfänglich ähnlichen Tragverhalten wie beim Versuch D3 trat ein mit einem Lastabfall verbundener neuer Hauptriss auf; das anschliessende Tragverhalten war ähnlich wie beim Versuch D5.
- Beim Versuchskörper D7 waren im Vergleich zu D5 einzig die Querkraftbewehrungsstäbe um 30 mm kürzer. Unter hohen Lasten wurde ein etwas weiches Verhalten beobachtet; Haupt- und Delaminierungsrisse waren lokal deutlich breiter.
- Bei dem mit D4 vergleichbaren Versuch C2V1 wurde eine maximale Querkraft am Auflager von 257 kN erreicht, was einer nominellen Schubspannung von 1.98 N/mm² entspricht. Bei dem mit D5 vergleichbaren Versuch C2V2 wurde dagegen eine maximale Querkraft am Auflager von 284 kN erreicht, was einer nominellen Schubspan-

nung von 2.19 N/mm^2 entspricht. Bei C2V2 konnte bis zu grossen Verformungen ein verfestigendes Verhalten beobachtet werden, während sich bei C2V1 bereits unter kleineren Verformungen eine Entfestigung ergab. Bei beiden Versuchen konnte unter grossen Verformungen das Ausziehen der eingemörtelten Querkraftbewehrungsstäbe festgestellt werden. Bemerkenswert ist, dass die Entfestigung von C2V1 bzw. C2V2 deutlich später einsetzte als bei den Versuchen C1V1 bzw. C1V2, bei denen einbetonierte Bügel anstatt eingemörtelter Bewehrungsstäbe eingesetzt wurden; ein ähnliches, jedoch etwas weniger ausgeprägtes Verhalten ergab sich beim Versuch D5 im Vergleich zu D3. Die Verankerungsplatten der Querkraftbewehrungsstäbe in den Biegedruckzonen der Versuchskörper C2 und D5 führten zu einem günstigen Druckspannungszustand im Beton.

- Bei den mit C2V1 bzw. C2V2 vergleichbaren Versuchen C3V1 und C3V2, bei denen die Querkraftbewehrungsstäbe von der Biegezugseite anstatt von der Biegedruckseite her eingemörtelt waren, ergaben sich maximale Querkräfte am Auflager von 259 bzw. 278 kN, was nominellen Schubspannungen von 2.00 bzw. 2.15 N/mm^2 entspricht. Im Vergleich zu C2V2 war bei C3V2 die Verfestigung weniger ausgeprägt, und im Vergleich zu C2V1 setzte die Entfestigung bei C3V1 früher ein; der beim Versuchskörper C2 vorhandene günstige Effekt der Verankerungsplatten der Querkraftbewehrungsstäbe in der Biegedruckzone entfiel bei C3.

3 Modellvorstellungen

3.1 Biegung

3.1.1 Gerissen elastisches Verhalten ohne Betonzugfestigkeit

Bild 3.1(a) illustriert die üblicherweise für einseitig bewehrte Platten unter reiner Biegebeanspruchung im gerissenen Zustand (Zustand II) verwendete Modellvorstellung. Für den Beton (Elastizitätsmodul E_c) und den Betonstahl (Elastizitätsmodul E_s , auf die Einheitsbreite bezogene Querschnittsfläche a_s) wird ein linear elastisches Verhalten angenommen. Die Mitwirkung des Betons in der Zugzone wird vernachlässigt. Unter der Annahme einer linearen Dehnungsverteilung über die Plattendicke h (Krümmung χ) folgt mit dem (auf die statische Höhe d bezogenen) Bewehrungsgehalt $\rho = a_s/d$ und der Wertigkeit $n = E_s/E_c$ des Betonstahls aus der Bedingung, dass die Normalkraft verschwindet, die Beziehung

$$\frac{\zeta^2}{2} = \rho n (1 - \zeta) \quad (1)$$

woraus sich die auf d bezogene Höhe

$$\zeta = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \quad (2)$$

der Betondruckzone ergibt. Mit dem (auf die Einheitsbreite bezogenen) Biegemoment

$$m = E_s a_s d^2 (1 - \zeta) \left(1 - \frac{\zeta}{3}\right) \chi \quad (3)$$

resultiert die (bezogene) Biegesteifigkeit

$$D = \frac{m}{\chi} = E_s a_s d^2 (1 - \zeta) \left(1 - \frac{\zeta}{3}\right) \quad (4)$$

im gerissenen Zustand.

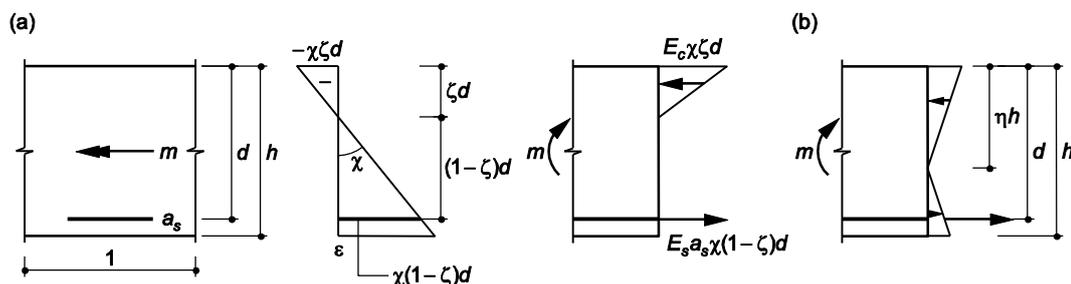


Bild 3.1 Einseitig bewehrte Platte unter reiner Biegebeanspruchung: (a) gerissen (Zustand II); (b) ungerissen (Zustand I).

3.1.2 Ungerissen elastisches Verhalten

Eine analoge Betrachtung für den ungerissenen Zustand (Zustand I) gemäss Bild 3.1(b) zeigt, dass die Druckzone eine Höhe von

$$\eta h = \frac{h}{2} \cdot \frac{h + 2a_s(n-1)d/h}{h + a_s(n-1)} \quad (5)$$

aufweist. Anstelle von (3) erhält man

$$m = E_c h^3 \left[\frac{1}{3} - \eta + \eta^2 + \frac{a_s(n-1)}{h} \left(\frac{d}{h} - \eta \right)^2 \right] \chi \quad (6)$$

mit der Biegesteifigkeit

$$\frac{m}{\chi} = E_c h^3 \left[\frac{1}{3} - \eta + \eta^2 + \frac{a_s(n-1)}{h} \left(\frac{d}{h} - \eta \right)^2 \right] \quad (7)$$

im ungerissenen Zustand.

Der Zustand I ist dadurch begrenzt, dass am Zugrand die Betonfestigkeit f_{ct} erreicht wird. Mit der entsprechenden Krümmung

$$\chi_r = \frac{f_{ct}}{E_c(1-\eta)h} \quad (8)$$

beim Reißen des Betons erhält man aus (6) das Rissmoment

$$m_r = \frac{f_{ct} h^2}{1-\eta} \left[\frac{1}{3} - \eta + \eta^2 + \frac{a_s(n-1)}{h} \left(\frac{d}{h} - \eta \right)^2 \right] \quad (9)$$

Rechnet man im Zustand I vereinfachend mit dem reinen Betonquerschnitt, vereinfachen sich die Beziehungen (5), (6) und (9) wie folgt:

$$\eta = \frac{1}{2}, \quad m = \frac{E_c h^3}{12} \cdot \chi, \quad m_r = \frac{f_{ct} h^2}{6} \quad (10)$$

3.1.3 Mehrere Bewehrungslagen

Der Einfluss einer Bewehrung auf der Biegedruckseite (bezogene Querschnittsfläche a_s' , Abstand vom Druckrand d') kann, falls erforderlich, leicht einbezogen werden. Unter der Annahme $\zeta d > d'$ folgt mit $\rho' = a_s'/d$ anstelle von (2)

$$\zeta = \sqrt{\left[\rho n + \rho'(n-1) \right]^2 + 2 \left[\rho n + \frac{d'}{d} \rho'(n-1) \right]} - \left[\rho n + \rho'(n-1) \right] \quad (11)$$

und anstelle von (4) resultiert für die Biegesteifigkeit die Beziehung

$$D = E_c d^3 \left[\frac{\zeta^3}{3} + \rho n (1-\zeta)^2 + \rho'(n-1) \left(\zeta - \frac{d'}{d} \right)^2 \right] \quad (12)$$

Liegen mehrere Bewehrungslagen vor, ist die Position der Neutralachse allgemein aus der Bedingung zu bestimmen, dass das Flächenmoment 1. Grades um die Neutralachse verschwinden muss, wobei die Stahlquerschnitte mit der Wertigkeit n und die Betonfasern in der Biegedruck- bzw. -zugzone mit den Wertigkeiten 1 bzw. 0 zu berücksichtigen sind [2]. Näherungsweise können (11) und (12) weiter verwendet werden, wenn die Bewehrungsquerschnitte in der Biegezug- und -druckzone auf der Höhe ihrer Schwerpunkte zusammengefasst werden.

3.1.4 Querschnittsprogramme

Heute stehen viele bewährte Computerprogramme zur Ermittlung der Querschnittswerte von Stahlbetonbauteilen im ungerissenen und gerissenen Zustand zur Verfügung. Die Berufspraxis stützt sich weitgehend auf solche Programme. Die hier angegebenen analytischen Beziehungen sind jedoch nach wie vor äusserst wertvoll. Sie ermöglichen einerseits einfache Abschätzungen zum Tragverhalten und erlauben andererseits unabhängige Kontrollen von mit Programmhilfe errechneten Ergebnissen.

3.1.5 Zugversteifung

Die obigen Ausführungen zum Biegeverhalten sind in Bild 3.2(a) in der Form eines Momenten - Krümmungsdiagramms zusammengefasst dargestellt. Die Linien OA und OBC entsprechen den Beziehungen (7) bzw. (4). Beim Erreichen des Rissmoments springt der Bildpunkt bei einer monotonen Laststeigerung theoretisch von A nach B, um dann der Geraden BC zu folgen. Effektiv ergibt sich wegen des Mitwirkens des Betons in der Zugzone zwischen den in einem Abstand s_r auftretenden Rissen eine gewisse Zugversteifung. Dieser Effekt kann näherungsweise mit Hilfe des Zuggurtmodells [5,6] erfasst werden. An den Rissen wird die Spannungsverteilung gemäss Bild 3.1(a) mit $\sigma_{sr} = E_s \chi(1 - \zeta)d$ angenommen, und zwischen den Rissen wird eine Verbundschubspannung von $2f_{ct}$ vorausgesetzt. Dies resultiert in der in Bild 3.2(b) dargestellten linearen Variation der Zugspannungen im Beton (σ_c) und im Betonstahl (σ_s). Setzt man die Stahlspannung

$$\sigma_{sr0} = \frac{m_r (1 - \zeta) d E_s}{D} \quad (13)$$

am Riss beim Erreichen von m_r gleich der Spannung

$$\sigma_{sr0} = f_{ct} \left(\frac{1}{\rho_t} + n - 1 \right) \quad (14)$$

beim Reissen eines Zuggurtelements (Bewehrungsgehalt ρ_t , $n = E_s/E_c$), resultiert

$$\rho_t = \left[\frac{m_r (1 - \zeta) d E_s}{f_{ct} D} + 1 - n \right]^{-1} \quad (15)$$

Für den Rissabstand s_r und die Rissbreite w_r liefert das Zuggurtmodell die Beziehungen

$$s_r = \lambda s_{r0}, \quad s_{r0} = \frac{\emptyset(1 - \rho_t)}{4\rho_t} \quad (0.5 \leq \lambda \leq 1) \quad (16)$$

und

$$w_r = \frac{\lambda s_{r0} (2\sigma_{sr} - \lambda \sigma_{sr0})}{2E_s} \quad (\sigma_{sr} \geq \sigma_{sr0}) \quad (17)$$

wobei \emptyset den Bewehrungsstabdurchmesser bezeichnet. Mit der in Bild 3.2(b) eingetragenen Steigung $\emptyset \pi 2f_{ct} / (\emptyset^2 \pi / 4) = 8f_{ct} / \emptyset$ der σ_s -Linie ergibt sich unter Verwendung von (16) eine Spannungsdifferenz von $\lambda f_{ct} (1/\rho_t - 1)$ zwischen der Stahlspannung σ_{sr} am Riss und der Stahlspannung in der Mitte zwischen den Rissen. Im Vergleich zum Fall ohne Zugversteifung wird die Bewehrung deshalb im Mittel um $\lambda f_{ct} (1/\rho_t - 1) / (2E_s)$ weniger gedehnt. Dies führt zur Krümmungsreduktion

$$\Delta\chi = \frac{\lambda f_{ct} (1/\rho_t - 1)}{2E_s d (1 - \zeta/3)} \quad (18)$$

wenn man voraussetzt, dass die Stauchung auf der Höhe der Druckspannungserzeugenden gemäss Bild 3.1(a) nicht verändert wird. In Bild 3.2(a) resultiert damit die Linie DE anstelle von BC.

Mit den Beziehungen (15) bis (17) können die mittleren Rissabstände sowie die Rissbreiten (auf Bewehrungshöhe) abgeschätzt werden. Der Faktor λ führt dabei zu einem gewissen Variationsbereich.

Unter Verwendung von Bild 3.2(a) lassen sich andererseits durch doppelte Integration der Krümmungen χ die zu einem bestimmten Momentenverlauf gehörigen Biegelinien ermitteln.

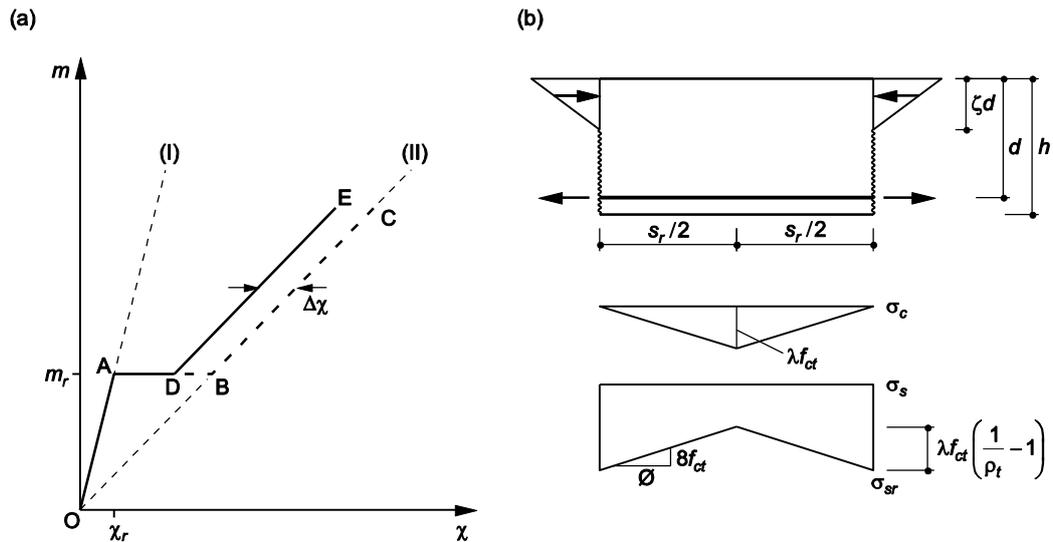


Bild 3.2 Biegetragverhalten: (a) Momenten - Krümmungsverhalten; (b) Zugversteifung.

3.1.6 Gerissen elastisches Verhalten mit Betonzugfestigkeit

In Versuchen lässt sich die sukzessive Verlängerung und Verbreiterung der Biegerisse unter zunehmender Beanspruchung beobachten. Offensichtlich wandert nicht nur die Risspitze, sondern auch die neutrale Achse nähert sich sukzessive der durch (2) gegebenen Lage an. Mit Bild 3.3 wird dieses Verhalten erläutert.

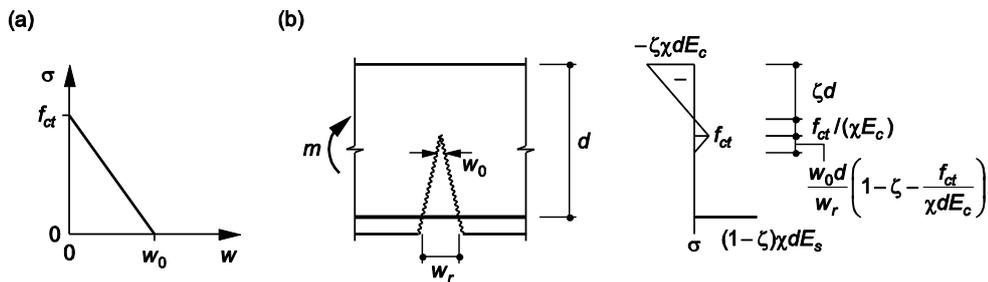


Bild 3.3 Betonzugspannungen im Bereich der Risspitze: (a) Spannungs - Rissöffnungsbeziehung; (b) Rissgeometrie und Spannungsverteilung.

Gemäss Bild 3.3(a) wird vorausgesetzt, dass über Mikrorisse bis zu einer Breite w_0 von etwa 0.05 mm Zugspannungen übertragen werden können. Vereinfachend wird ein mit zunehmender Rissbreite linearer Spannungsabfall von f_{ct} auf null angenommen.

In Bild 3.3(b) wird die Höhe der Betondruckzone wiederum mit ζd bezeichnet. Die Risspitze, an der f_{ct} erreicht wird, liegt um $f_{ct}/(\chi E_c)$ unter der neutralen Achse. Unter der Voraussetzung $w_r > w_0$ resultiert

$$\zeta = \sqrt{R^2 + 2R + \left(\frac{f_{ct}}{E_c \chi d}\right)^2 \left(1 - \frac{w_0}{w_r}\right)} - R \quad (19)$$

mit

$$R = \rho n + \frac{f_{ct} w_0}{2 E_c \chi d w_r} \quad (20)$$

und für m erhält man

$$m = E_c d^2 \left[\chi d \zeta^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{\zeta}{6}\right) - \frac{f_{ct}^2}{2 \chi d E_c^2} \left(1 - \zeta - \frac{2 f_{ct}}{3 \chi d E_c}\right) - \frac{f_{ct} w_0}{2 E_c w_r} \left(1 - \zeta - \frac{f_{ct}}{\chi d E_c}\right)^2 \left(1 - \frac{w_0}{3 w_r}\right) \right] \quad (21)$$

Für jedes χd lässt sich ζ gemäss (19) und (20) mit einem zunächst geschätzten w_r bestimmen. Die Schätzung lässt sich anschliessend verbessern, indem man z. B. von einem bestimmten Rissabstand s_r ausgeht und näherungsweise $w_r = s_r (1 - \zeta) \chi d$ setzt. Auf diese Weise gewinnt man ein nichtlineares m - χ -Diagramm, das sich mit zunehmendem χ der Linie BC in Bild 3.2(a) anschmiegt.

3.2 Bauteile mit einbetonierter Querkraftbewehrung

3.2.1 Fachwerkmodelle und Spannungsfelder

Seit den Anfängen der Stahlbetonbauweise wurde versucht, die in Stahlbetonbauteilen wirkenden Kräfte mit Hilfe von Fachwerkmodellen zu veranschaulichen und zu verfolgen [7]. In der Zeit von etwa 1960 bis 1990 wurden diese Bestrebungen durch ausgedehnte Forschungsarbeiten zu einem konsistenten Vorgehen auf der Basis des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie weiterentwickelt. Durch Berücksichtigung der endlichen Ausdehnung der den Fachwerkstäben und -knoten entsprechenden Bauteilbereiche gelangt man zu Spannungsfeldern. Heute ist die Anwendung von Fachwerkmodellen und Spannungsfeldern umfassend dokumentiert, z. B. [2,8], und Spannungsfelder bilden die Grundlage der normgemässen Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung [9].

3.2.2 Sandwichmodell

Bild 3.4 zeigt ein für die Bemessung von Stahlbetonplatten unter allgemeiner Beanspruchung geeignetes Modell [1,2]. Die Platte wird gemäss Bild 3.4(a) in zwei orthogonal bewehrte Deckel und den dazwischenliegenden Kern aufgeteilt. Die Querkräfte werden dem Kern zugewiesen, Membrankräfte sowie Biege- und Drillmomente den Sandwichdeckeln. Die Deckeldicken ergeben sich mit den mittleren statischen Höhen d_m bzw. d_m' der Bewehrungen zu $2(h - d_m)$ bzw. $2d_m'$, wobei h = Plattendicke. Für die Kerndicke resultiert $d_v = d_m - d_m'$.

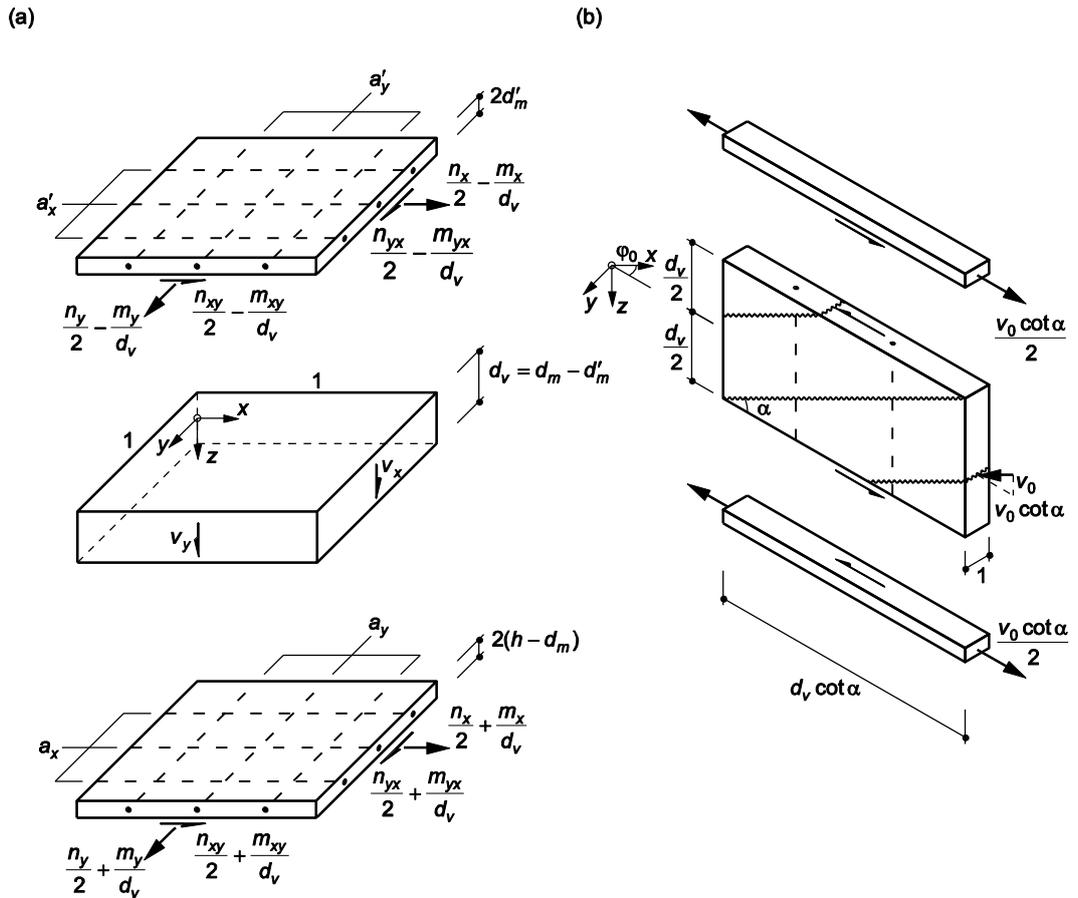


Bild 3.4 Sandwichmodell: (a) Kern und Deckel; (b) Druckspannungsfeld im Kern.

Die Querkraftkomponenten v_x und v_y entsprechen der Hauptquerkraft

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (22)$$

welche in der mit dem Winkel

$$\varphi_0 = \arctan(v_y/v_x) \quad (23)$$

gemäss Bild 3.4(b) bestimmten Richtung abgetragen wird. Mit dem unter dem Winkel α zur xy -Ebene geneigten Betondruckspannungsfeld resultiert für den Bewehrungsgehalt in z -Richtung die Bedingung

$$\rho_z \geq \frac{v_0 \tan \alpha}{f_s d_v} \quad (24)$$

wobei f_s die Fließgrenze der Querkraftbewehrung bezeichnet.

Beschränkt man sich auf den Fall $n_x = n_y = n_{xy} = 0$, lauten die entsprechenden Forderungen für die Biegebewehrungen

$$\begin{aligned}
a_x f_s &\geq \frac{m_x + \frac{v_x^2 \cot \alpha}{2v_0}}{d_v} + k \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{v_x v_y \cot \alpha}{2v_0} \right| \\
a_y f_s &\geq \frac{m_y + \frac{v_y^2 \cot \alpha}{2v_0}}{d_v} + \frac{1}{k} \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{v_x v_y \cot \alpha}{2v_0} \right| \\
a_x' f_s &\geq -\frac{m_x + \frac{v_x^2 \cot \alpha}{2v_0}}{d_v} + k' \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{v_x v_y \cot \alpha}{2v_0} \right| \\
a_y' f_s &\geq -\frac{m_y + \frac{v_y^2 \cot \alpha}{2v_0}}{d_v} + \frac{1}{k'} \left| \frac{m_{xy}}{d_v} + \frac{v_x v_y \cot \alpha}{2v_0} \right|
\end{aligned} \tag{25}$$

Für α , k und k' empfiehlt es sich, folgende Grenzen einzuhalten: $0.5 \leq \tan \alpha \leq 1$, $0.5 \leq k \leq 2$, $0.5 \leq k' \leq 2$.

Für weitere Hinweise wird auf [1,2] verwiesen.

3.2.3 Konstruktive Durchbildung

Als Querkraftbewehrungen für Platten kommen geschlossene Bügel, einseitig offene Bügel mit Endhaken, Stäbe mit aufgestauchten oder aufgeschweissten Köpfen, Dübelleisten und aufgebogene Biegebewehrungsstäbe in Frage.

Grundsätzlich sollte die Querkraftbewehrung die Biegebewehrung, wie Bügel in Balken, umfassen. Bei vier Lagen Biegebewehrung führt dies zu sechs Bewehrungslagen. Der Hebelarm der inneren Kräfte bzw. die Kerndicke im Sandwichmodell wird dadurch vor allem bei dünnen Platten relativ stark verkleinert. Versuche haben allerdings gezeigt, dass es in der Regel ausreicht, wenn die Querkraftbewehrung in die äussersten Biegebewehrungslagen (1. und 4. Lage) geführt und dort verankert wird.

Geschlossene Bügel bzw. Steckbügel mit ausreichender Übergreifungslänge sind von ihrer Verankerung her einwandfrei. Bügel mit Endhaken ergeben, wenn sie mit Montagestäben zu stabilen Körben verbunden sind, eine sehr praktische Alternative; das Einlegen der Biegebewehrung in die Körbe verursacht keine Probleme. Stäbe mit aufgestauchten bzw. mit aufgeschweissten Köpfen sowie Dübelleisten sind äusserst flexibel in der Anwendung, müssen aber gut fixiert werden. Bei aufgebogenen Stäben sind die entsprechenden Umlenk- und Querkraftkräfte zu beachten.

3.3 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

3.3.1 Spannungsfelder in Betonzähnen

Mit Bild 3.3(b) wurde die Zugspannungskonzentration an der Risspitze unter einer reinen Biegebeanspruchung illustriert. Wirkt zusätzlich eine Querkraft, weicht die Hauptzugrichtung zunehmend von der Horizontalen ab, und die Risse neigen sich bei ihrer Fortpflanzung immer stärker gegenüber der Vertikalen. Aus Biegeriss-Ansätzen entstehen gekrümmte Schubrisse. Zwischen den Schubrisen ergeben sich „Betonzähne“, welche Schubkräfte übertragen müssen, die einerseits über die beidseitigen Risse und andererseits aus den Biegezug- und -druckgurten eingeleitet werden.

Die mögliche Schubübertragung über Risse ist von der Rissbreite abhängig. In der Folge wird ein mit zunehmender Rissbreite w linearer Abfall der übertragbaren Schubspannung τ gemäss Bild 3.5(a) angenommen. Der Startwert $f_c^{1/2}/3$ (in N/mm^2 , f_c = Zylinderdruckfestigkeit des Betons) entspricht der in Nordamerika seit Jahrzehnten verwendeten Schubspannungsgrenze für „two-way shear“ bzw. der doppelten Schubspannungsgrenze für „one-way shear“ [10]. Der Endwert c_0 auf der w -Achse bezeichnet eine empirisch zu ermittelnde Konstante.

Bild 3.5(b) zeigt einen idealisierten, parallelogrammförmigen Betonzahn, der links und rechts durch die unter dem Winkel β zur Vertikalen geneigten Risse AFE bzw. BCD begrenzt ist; der horizontale Rissabstand wird mit s bezeichnet. Die unteren und oberen Begrenzungen AB bzw. ED entsprechen den Zug- bzw. Druckgurten gemäss Bild 3.1(a) im Abstand $d_v = d(1 - \zeta/3)$.

Mit fiktiven Risspitzen in E und D ergibt sich gemäss Bild 3.5(a) entlang EF und DC eine lineare Schubspannungsverteilung mit dem auf die schiefwinkligen Koordinaten r und t bezogenen Wert $\tau_{rt} = f_c^{1/2}/3$ in E und D. Mit dem Abstand d_v/κ der Linie FC vom Druckgurt ED folgt die auf d_v bezogene mittlere Schubspannung

$$\tau_m = \frac{\sqrt{f_c}}{6\kappa} \tag{26}$$

entsprechend der Hyperbel BC in Bild 3.5(d). Entlang AB wird τ_m durch die differentielle Zugkraft $\Delta T = \tau_m s b$ aufgenommen, wobei b die Bauteilbreite bezeichnet.

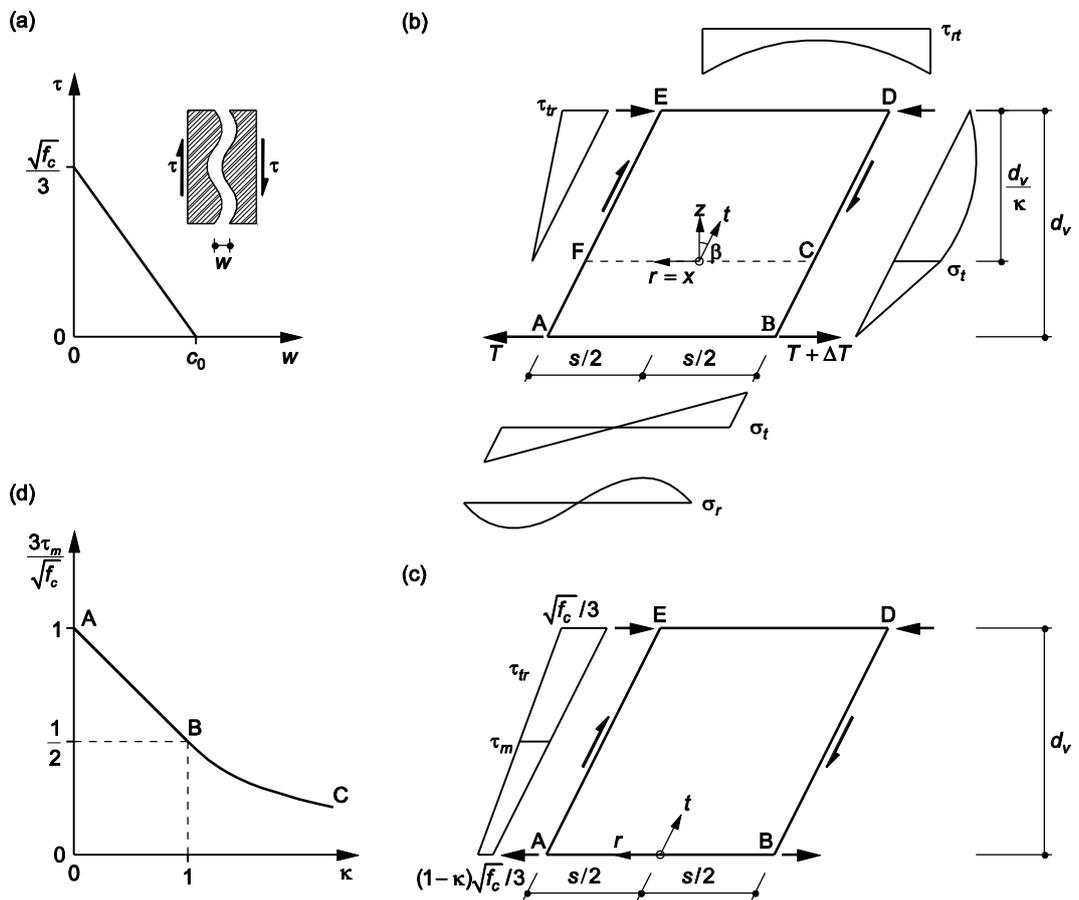


Bild 3.5 Schubübertragung über Risse und Betonzähne: (a) Annahme; (b) Betonzahn, $\kappa \geq 1$; (c) Betonzahn, $\kappa \leq 1$; (d) mittlere Schubspannung.

Für den Bereich FCDE beschreiben die Spannungskomponenten

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{\tau_m \cos \beta \kappa^2 r}{d_v} \left(1 - \frac{4r^2}{s^2}\right) \\ \sigma_t &= \frac{12\tau_m d_v r}{s^2 \cos \beta} \left[1 - \frac{1}{\kappa} + \frac{t \cos \beta}{d_v} - \left(\frac{t \cos \beta \kappa}{d_v}\right)^2\right] \\ \tau_{rt} &= \tau_m \left[1.5 \left(1 - \frac{4r^2}{s^2}\right) + \frac{\cos \beta \kappa^2 t}{d_v} \left(\frac{12r^2}{s^2} - 1\right)\right]\end{aligned}\quad (27)$$

einen statisch zulässigen Spannungszustand. Sie befriedigen die Gleichgewichtsbedingungen

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rt}}{\partial t} = \frac{\partial \tau_{tr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_t}{\partial t} = 0 \quad (28)$$

im Innern von FCDE, die Randbedingungen

$$\tau_{rt} = \frac{t \cos \beta \kappa \sqrt{f_c}}{3d_v} \quad (29)$$

entlang EF und DC sowie die Randbedingung $\sigma_t = 0$ entlang ED.

Für die Fortsetzung des Spannungszustands in den Bereich ABCF ergeben sich die Komponenten

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 \\ \sigma_t &= \frac{12\tau_m d_v r}{s^2 \cos \beta} \left(1 - \frac{1}{\kappa} + \frac{t \cos \beta}{d_v}\right) \\ \tau_{rt} &= \tau_m 1.5 \left(1 - \frac{4r^2}{s^2}\right)\end{aligned}\quad (30)$$

welche die Gleichgewichtsbedingungen (28), die Randbedingungen $\tau_{rt} = 0$ entlang AF und BC, die Randbedingung $\sigma_t = 0$ entlang AB sowie die Übergangsbedingungen für σ_t und τ_{rt} entlang FC befriedigen.

Für den Fall $0 \leq \kappa \leq 1$ ergibt sich entlang der Risse eine trapezförmige Schubspannungsverteilung gemäss Bild 3.5(c) mit

$$\tau_m = \frac{\sqrt{f_c} (2 - \kappa)}{6} \quad (31)$$

entsprechend der Geraden AB in Bild 3.5(d). Die zugehörigen Spannungskomponenten

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot \frac{\kappa r \cos \beta}{d_v} \left(1 - \frac{4r^2}{s^2}\right) \\ \sigma_t &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot \frac{12\kappa r t}{s^2} \left(1 - \frac{t \cos \beta}{d_v}\right) \\ \tau_{rt} &= \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot \left\{2 + \kappa \left[\frac{t \cos \beta}{d_v} \left(\frac{12r^2}{s^2} - 1\right) - 0.5 - \frac{6r^2}{s^2}\right]\right\}\end{aligned}\quad (32)$$

erfüllen die Gleichgewichtsbedingungen (28), die Randbedingungen

$$\tau_{rt} = \frac{\sqrt{f_c}}{3} \left[1 - \kappa \left(1 - \frac{t \cos \beta}{d_v} \right) \right] \quad (33)$$

entlang AE und BD ($r^2 = s^2/4$) sowie die Randbedingung $\sigma_t = 0$ entlang AB und ED

Mit

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_z \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\sin^2 \beta}{\cos \beta} & -2 \tan \beta \\ 0 & \cos \beta & 0 \\ 0 & -\sin \beta & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{rt} \end{Bmatrix} \quad (34)$$

können die schiefwinkligen in orthogonale Spannungskomponenten umgerechnet werden, siehe Bild 3.6.

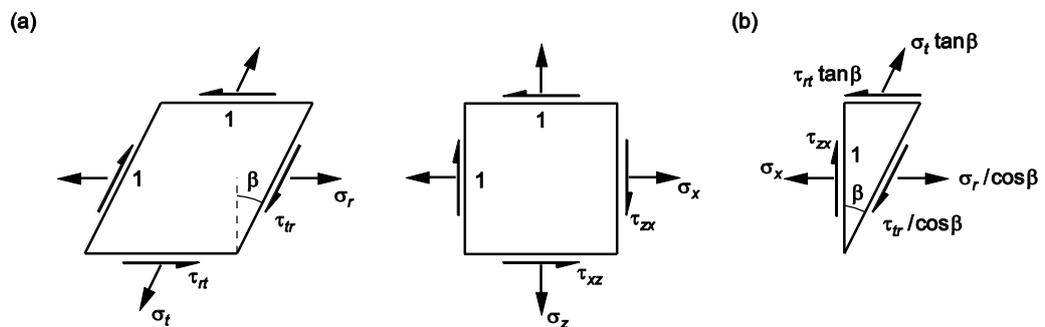


Bild 3.6 Schiefwinklige Koordinaten: (a) äquivalente Spannungskomponenten; (b) Schnittkörperdiagramm.

3.3.2 Bedeutung des Faktors κ

Die Rissbreite auf Zuggurthöhe ist gleich dem Produkt von κ und der Konstanten c_0 in Bild 3.5(a). Näherungsweise ist κc_0 proportional zu $\varepsilon_{sr} d_v$, wobei ε_{sr} die Zuggurtdehnung im Riss bezeichnet. Die Abszisse κ in Bild 3.5(d) kann deshalb durch $\varepsilon_{sr} d_v$ gemäß Bild 3.7 ersetzt werden. Anstatt c_0 empirisch zu bestimmen, kann eine entsprechende Konstante c_1 durch Auswertung von Schubversuchen gewonnen werden. Es zeigt sich, dass $c_1 = 0.8$ mm eine vernünftige Wahl ist.

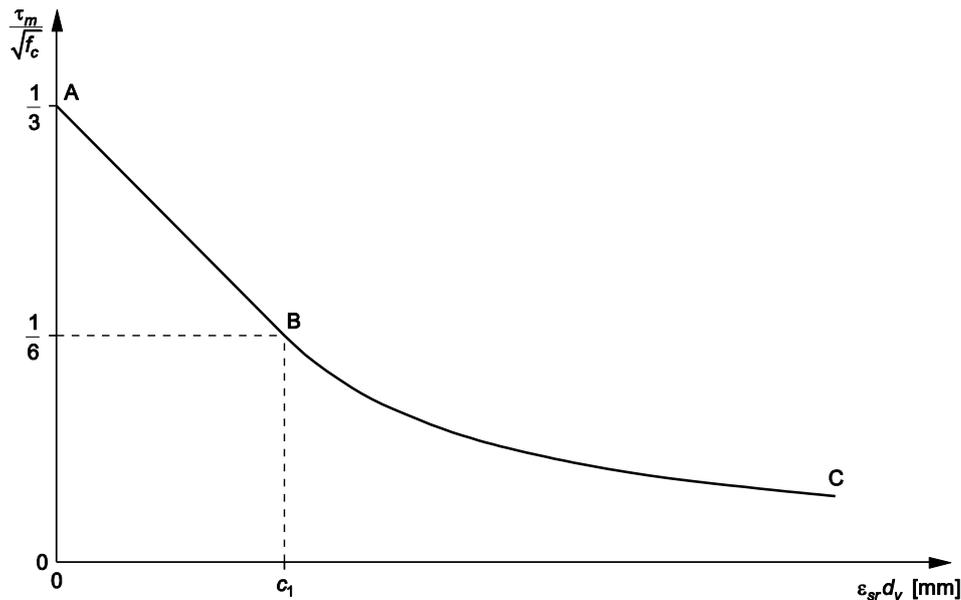


Bild 3.7 Mittlere Schubspannung in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung im Riss sowie des Abstands der Gurtkräfte und der Betonfestigkeit.

3.3.3 Auswertung von Schubversuchen

Die Linie ABC in Bild 3.8 entspricht der gleich benannten Linie in Bild 3.7 mit $c_1 = 0.8 \text{ mm}$. Mit den in Bild 3.8 angegebenen Bezeichnungen ergibt sich unter der Bruchlast $V_u = \tau_m b d_v$ in der Biegebewehrung im Auflagerbereich eine Zugkraft von $V_u a / d_v$ und mithin eine Stahldehnung $\varepsilon_{sr} = V_u a / (A_s E_s d_v)$, d. h. $\varepsilon_{sr} d_v = V_u a / (A_s E_s)$. Damit können Schubversuche einfach ausgewertet werden, siehe Tabelle 3.1; der Gurtabstand $d_v = d(1 - \zeta/3)$ wurde mit (2) unter der Annahme $E_c = 10'000 f_c^{1/3}$ in N/mm² sowie $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$ ermittelt.

Die entsprechenden Punkte in Bild 3.8 liegen nahe bei der Linie ABC. Ausser dem eigenen Versuch D1 [3] sind die Ergebnisse von drei Versuchsserien dargestellt, die an der Universität Toronto durchgeführt wurden [11-13]. Zusätzlich eingetragen ist das Ergebnis des in Kapitel 3.3.4 beschriebenen neuen Grossversuchs PLS4000 an der Universität Toronto [14].

Zum Vergleich sind in Bild 3.8 die Kurven eingetragen, die sich gemäss SIA 262 [9] für $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ ergeben, wenn man den Widerstandsbeiwert γ_c des Betons unterdrückt und vereinfachend $d = 1.1 d_v$ setzt. Bemerkenswert ist dabei u. a. der relativ grosse Streubereich in Abhängigkeit der Grösstkornabmessung D_{max} der für den Beton verwendeten Gesteinskörnung. Für von $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ und $d = 1.1 d_v$ abweichende Werte ergeben sich leicht abweichende Kurven; im Gegensatz zur vorliegenden Modellvorstellung werden die nominellen Schubspannungen gemäss SIA 262 nicht auf d_v und $f_c^{1/2}$, sondern auf d und $f_{ck}^{1/2}$ bezogen.

Tabelle 3.1 Auswertung von Schubversuchen (* inkl. Lastverteilträger und Eigenlast)

Versuch	D1	271	272	273	274	AT-1	YB 2000/0	AT-2/ 250B	AT-2/ 1000A	AT-3B	AT-3D
Quelle	[3]	[11]				[12]			[13]		
a [mm]	1500	1631	1359	1087	815	2705	5398	1300	1300	1040	1040
b [mm]	1000	610	610	610	610	2009	300	252	1002	700	700
d [mm]	435	272	272	272	272	915	1890	439	439	306	307
h [mm]	500	305	305	305	305	1006	2000	471	471	338	339

f_c [N/mm ²]	40.9	26.9	26.9	27.1	27.1	64.1	33.6	38.5	39.0	37.8	37.1
A_s [mm ²]	7069	4648	4648	4648	4648	14000	4199	1000	4000	2000	2000
V_u [kN]	530*	217.3	227.8	206.2	250.2	1308.3	281.2	114.2	480.0	256.9	252.0
ρ [%]	1.62	2.80	2.80	2.80	2.80	0.76	0.74	0.90	0.91	0.93	0.93
d_v [mm]	384	231	231	231	231	841	1724	398	398	277	278
τ_m [N/mm ²]	1.38	1.54	1.62	1.47	1.78	0.77	0.54	1.14	1.20	1.33	1.30
$\tau_m/f_c^{1/2}$	0.216	0.298	0.312	0.281	0.342	0.097	0.094	0.184	0.193	0.216	0.213
$\varepsilon_{sr}d_v$ [mm]	0.549	0.372	0.325	0.235	0.214	1.233	1.763	0.724	0.761	0.652	0.639

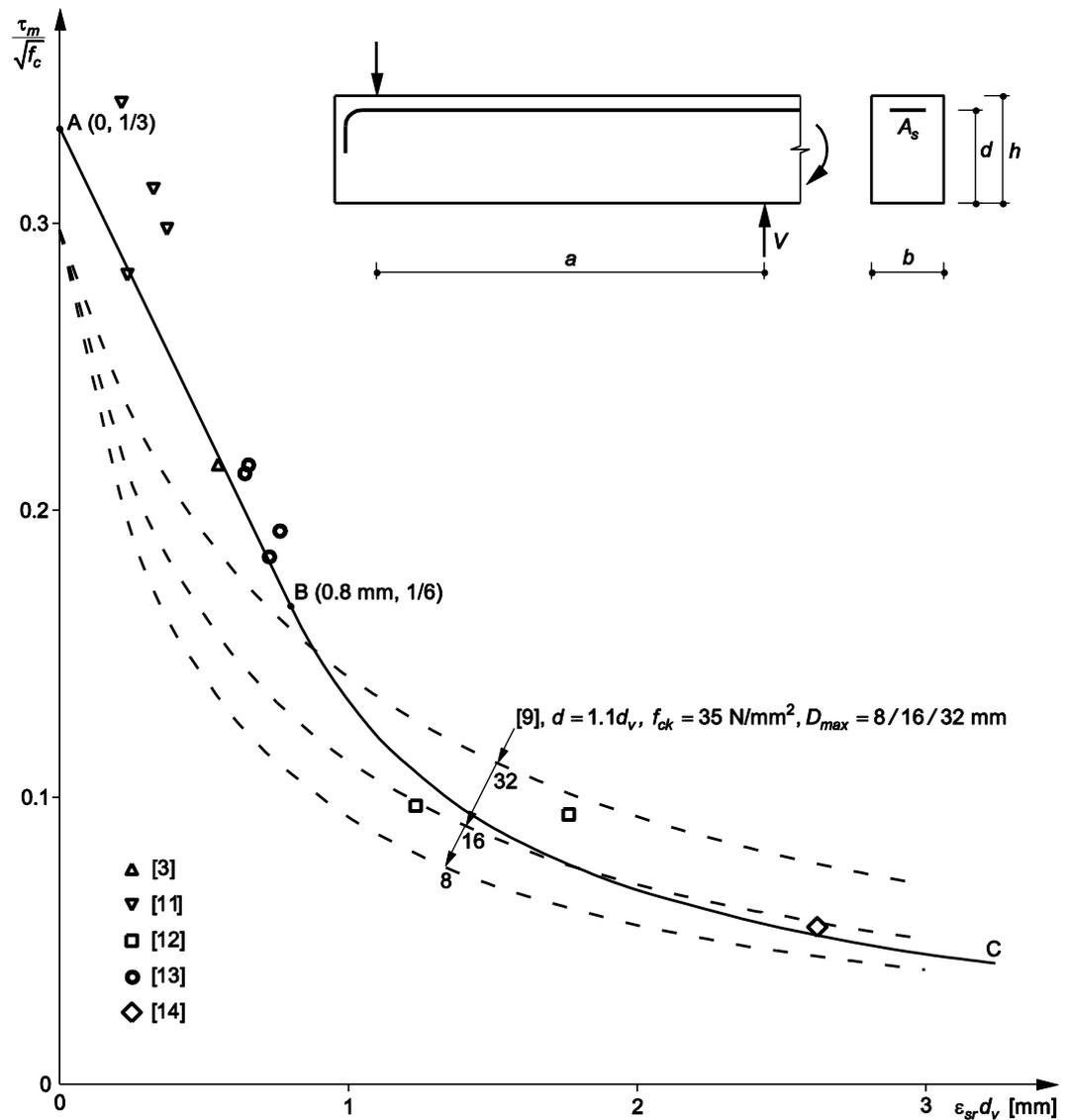


Bild 3.8 Auswertung von Schubversuchen und Vergleich mit SIA 262 [9].

$$(452.2 + 112.2x - 3.40x^2)(436.5 - 24x) \rightarrow \text{Max!}$$

d. h.

$$38'122.5 - 8'353.8x + 244.8x^2 = 0$$

woraus $x = 5.426$ m, $V = 306.3$ kN und $T = 960.9$ kN folgen. Für $V/(bd_v f_c^{1/2}) = \tau_m / f_c^{1/2}$ und $Td_v / (A_s E_s) = \varepsilon_{sr} d_v$ resultiert 0.0549 bzw. 2.625 mm, vgl. Bild 3.8. Das Produkt $\varepsilon_{sr} d_v \tau_m / f_c^{1/2} = 0.1441$ mm ist um 8 % grösser als der vom Modell erwartete Wert $0.8 \text{ mm}/6 = 0.1333$ mm.

Das Schnittkörperdiagramm von Bild 3.9(b) hätte auch für eine Voraussage der Bruchlast Q verwendet werden können. Die Auflagerkraft C beträgt $V + 24x + 43.9$ (in kN und m). Momentengleichgewicht um L bringt

$$T \cdot 3.528 = V(x + 3.528) + (12x^2 + 43.9x + 55.5072)$$

Entsprechend der Hyperbel BC in Bild 3.8 gilt andererseits $[V/(bd_v f_c^{1/2})] \cdot [Td_v / (A_s E_s)] = 0.8 \text{ mm}/6$, mithin $T \cdot 3.528 = 960'576/V$, d. h.

$$V^2(x + 3.528) + V(12x^2 + 43.9x + 55.5072) - 960'576 = 0$$

womit $V(x)$ und $C(x) = 19 \cdot 24/2 + Q(x) \cdot 7/19$ bestimmt werden können. Das Minimum von Q wird für $x = 5.2$ m angenommen: $Q_{\min} = 649.9$ kN, was 95 % der experimentellen Höchstlast von 685 kN entspricht.

Der Versuchskörper PLS4000 versagte durch Ausbildung eines Hauptriss - Trennbruchs, ähnlich wie der in Kapitel 2 beschriebene Versuchskörper D1, vgl. Bild 2.9. Der zum Bruch führende Hauptriss begann auf der Biegezugseite rund 5 m vom Auflager C entfernt.

3.3.5 Bemerkungen

Die in Kapitel 3.3.1 eingeführten Spannungsfelder beinhalten zwei entscheidende Vereinfachungen. Einerseits werden die Risse als gerade vorausgesetzt, und andererseits wird die Biegedruckzone als Stringer idealisiert. Die Spannungskonzentration an der Risspitze und die sukzessive Fortpflanzung der immer stärker zur Vertikalen geneigten Risse werden damit nicht erfasst. Immerhin resultiert jedoch ein plausibler approximativer Spannungszustand mit einer linear veränderlichen Schubspannung entlang der Risse und damit ein von lediglich zwei empirisch zu bestimmenden Konstanten ($f_c^{1/2}/3$ und $c_1 = 0.8$ mm) abhängiger einfacher Verlauf der mittleren Schubspannungen τ_m in Abhängigkeit von $\varepsilon_{sr} d_v$ gemäss Bild 3.7. Der Vergleich mit Versuchsergebnissen in Bild 3.8 zeigt eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Modell und Experiment.

Für die Analyse des Versuchs PLS4000 in Kapitel 3.3.4 wurde der Rissneigungswinkel mit $\beta = \pi/4$ festgelegt. Unter Verwendung der Proportionalität der Kräfte T und V zu den Koordinaten in Bild 3.8 konnten alle weiteren Beziehungen aus Gleichgewichtsbedingungen an entsprechenden Schnittkörpern hergeleitet werden. Dieses Vorgehen wird in Kapitel 3.4 auf Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung übertragen. Der Widerstand der den Riss kreuzenden Querkraftbewehrung wird dabei anhand des Zuggurtmodells [5,6] unter der Voraussetzung einer Verbundschubspannung von $2f_{ct}$ berücksichtigt.

3.4 Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung

3.4.1 Biegezugseite unzugänglich

Gemäss Bild 3.10(a) wird angenommen, dass über die Bauteilbreite b eine Anzahl n_B Querkraftverstärkungsstäbe mit einem Durchmesser \varnothing_B angeordnet sind, welche von einem unter $\pi/4$ geneigten Riss gekreuzt werden. Der Horizontalabstand der Stäbe von der fiktiven Risspitze auf der Höhe des Druckstringers beträgt $r - \zeta d/3$. Die Querkraftverstärkungsstäbe sind über die Länge l eingemörtelt und an der Biegedruckseite fest verankert.

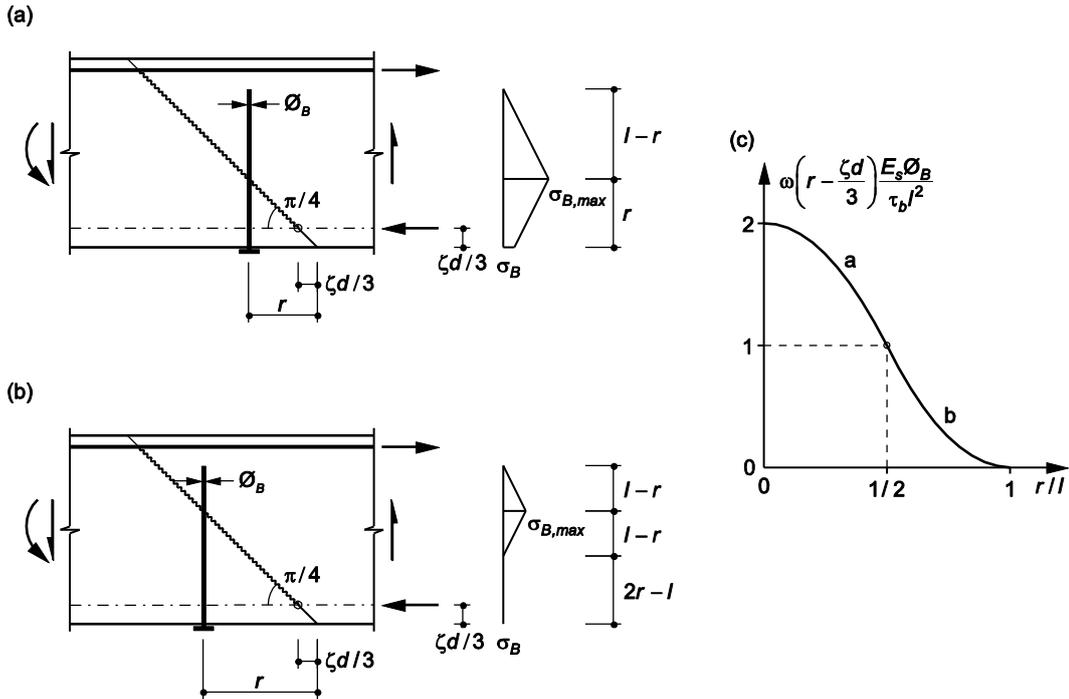


Bild 3.10 Von der Biegedruckseite her eingemörtelte Querkraftbewehrung: (a) $r \leq l/2$; (b) $r \geq l/2$; (c) Rotation ω um Risspitze, $\tau_b = 2f_{ct}$.

Mit der angenommenen Verbundschubspannung $\tau_b = 2f_{ct}$ erhält man die maximale Spannung

$$\sigma_{B,max} = \frac{4(l-r)\tau_b}{\varnothing_B} \tag{35}$$

in den Verstärkungsstäben am Riss, und die mittlere Spannung beträgt für $r \leq l/2$

$$\sigma_{Bm} = \sigma_{B,max} \cdot \frac{l^2 - 2r^2}{2(l-r)l} = \frac{2\tau_b(l^2 - 2r^2)}{\varnothing_B l} \tag{36}$$

Setzt man die entsprechende Stabverlängerung $(\sigma_{Bm}l)/E_s$ gleich der infolge einer Rotation ω um die Risspitze entstehenden Vertikalverschiebung $\omega(r - \zeta d/3)$ am Riss, resultiert

$$\omega\left(r - \frac{\zeta d}{3}\right) = \frac{2\tau_b(l^2 - 2r^2)}{E_s \varnothing_B} \quad \left(r \leq \frac{l}{2}\right) \tag{37}$$

bzw. der Kurventeil a in Bild 3.10(c).

Für den in Bild 3.10(b) dargestellten Fall $r \geq l/2$ erhält man eine Stabverlängerung von $\sigma_{B,\max}(l-r)/E_s$, wobei $\sigma_{B,\max}$ weiterhin durch (35) gegeben ist. Analog zu (37) resultiert damit

$$\omega\left(r - \frac{\zeta d}{3}\right) = \frac{4\tau_b(l-r)^2}{E_s \varnothing_B} \quad \left(r \geq \frac{l}{2}\right) \quad (38)$$

bzw. der Kurventeil b in Bild 3.10(c).

Die Anwendung der gewonnenen Beziehungen wird am Beispiel des Versuchs D4 illustriert, siehe Bild 3.11. Die Stahlzugkräfte B und T sind durch

$$B = \tau_b \varnothing_B \pi (l-r) n_B, \quad T = A_s E_s \varepsilon_{sr} \quad (39)$$

gegeben, und für die Vertikalkomponente V der vom Beton über den Riss übertragenen Kraft gilt

$$V = \tau_m b \left(d - \frac{\zeta d}{3}\right) \quad (40)$$

Zwischen V und T besteht der durch die Linie ABC in Bild 3.8 beschriebene Zusammenhang, und ω wird in Abhängigkeit von r durch Bild 3.10(c) beschrieben. Momentengleichgewicht um die Risspitze erfordert mit $Q = B + V$

$$\left(c + r - \frac{\zeta d}{3}\right)(B + V) = Td \left(1 - \frac{\zeta}{3}\right) + B \left(r - \frac{\zeta d}{3}\right) \quad (41)$$

Ausgehend von einem Schätzwert r können B und ω mit (39)₁ und (38) bestimmt werden. Die Stahldehnung ε_{sr} in (39)₂ ist näherungsweise proportional zu ω ; wie die folgende Rückrechnung von Versuchen zeigt, kann der Proportionalitätsfaktor gleich eins gesetzt werden, d. h. $\varepsilon_{sr} = \omega$. Somit ist auch T in Abhängigkeit von r bekannt, und V folgt mit Hilfe von Bild 3.8. Kontrolle des Momentengleichgewichts gemäss (41) und Wiederholung der Rechnung mit einem verbesserten Wert r führt iterativ zur Lösung.

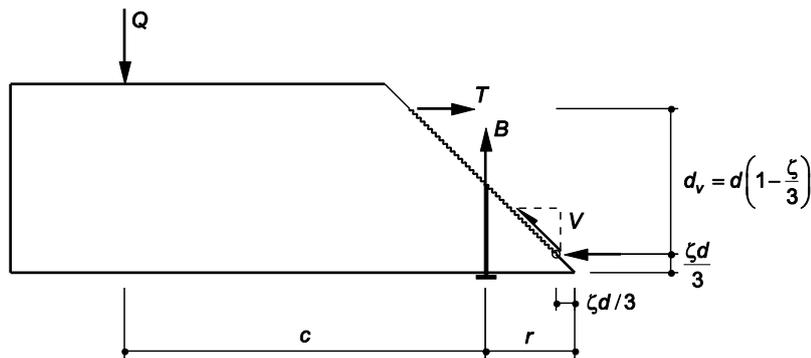


Bild 3.11 Schnittkörperdiagramm am Beispiel von Versuch D4 [3].

Mit $A_s = 10 \cdot 15^2 \cdot \pi = 7069 \text{ mm}^2$ sowie $b = 1000 \text{ mm}$ und $d = 435 \text{ mm}$ erhält man für D4 zunächst $\rho = A_s/(bd) = 1.625 \%$. Der Zylinderdruckfestigkeit $f_c = 48.8 \text{ N/mm}^2$ entspricht ein Elastizitätsmodul $E_c = 10 \cdot 48.8^{1/3} = 36.5 \text{ kN/mm}^2$, und mit $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$ resultiert die Wertigkeit $n = E_s/E_c = 5.61$, d. h. $\rho n = 0.0912$, und (2) bringt $\zeta = 0.3454$. Der Gurtabstand $d_v = d(1 - \zeta/3)$ beträgt somit 384.9 mm , bzw. der Druckgurt liegt um $\zeta d/3 = 50.1 \text{ mm}$ über der Versuchskörper-Unterseite. Die $n_B = 4$ Querkraftbewehrungsstäbe im Abstand $c = 950 \text{ mm}$ von Q hatten einen Durchmesser $\varnothing_B = 14 \text{ mm}$ und waren über die Länge $l = 400 \text{ mm}$ eingemörtelt. Mit der Zugfestigkeit $f_{ct} = 0.3 \cdot (48.8 - 8)^{2/3} = 3.56 \text{ N/mm}^2$ resultiert eine Verbundschubspannung von $2f_{ct} = 7.11 \text{ N/mm}^2$. Für den Bezugswert $f_c^{1/2}/3$ in Bild 3.8 erhält man 2.33 N/mm^2 .

Mit dem oben beschriebenen iterativen Vorgehen gelangt man zur Lösung $r = 232.9 \text{ mm}$, $B = 209.0 \text{ kN}$, $\omega = \varepsilon_{sr} = 1.5136 \text{ ‰}$, $T = 2193.3 \text{ kN}$, $V = 569.9 \text{ kN}$ und $Q = 778.9 \text{ kN}$. Gemäss Tabelle 2.5 betrug die experimentell beobachtete Höchstlast $F = 760 \text{ kN}$. Dazu kommen noch die Last des Lastverteilträgers und die äquivalente Eigenlast des Versuchskörper-Kragarms, insgesamt ca. 20 kN , d. h. $Q_{exp} \approx 780 \text{ kN}$. Q_{exp} fällt praktisch mit dem rechnerischen Wert $Q = 778.9 \text{ kN}$ zusammen. Die Übereinstimmung ist angesichts der möglichen Streuung von f_c sehr befriedigend.

3.4.2 Biegedruckseite unzugänglich

Der Vergleich von Bild 3.12 mit Bild 3.10 zeigt, dass die Stahlspannung in der eingemörtelten Bewehrung vom freien Ende bis zum Riss über eine Länge von $l + r - h$ (anstatt $l - r$) linear anwächst. Die Beziehungen (35), (37) und (38) sind demgemäss zu modifizieren:

$$\sigma_{B,max} = \frac{4(l+r-h)\tau_b}{\varnothing_B}$$

$$\omega\left(r - \frac{\zeta d}{3}\right) = \frac{2\tau_b \left[l^2 - 2(h-r)^2\right]}{E_s \varnothing_B} \quad \left(h-r \leq \frac{l}{2}\right) \quad (42)$$

$$\omega\left(r - \frac{\zeta d}{3}\right) = \frac{4\tau_b (l+r-h)^2}{E_s \varnothing_B} \quad \left(h-r \geq \frac{l}{2}\right)$$

(39)₁ ist durch

$$B = \tau_b \varnothing_B \pi (l+r-h) n_B \quad (43)$$

zu ersetzen. (39)₂, (40) und (41) gelten weiterhin, und das iterative Vorgehen zur Lösungsfindung bleibt unverändert.

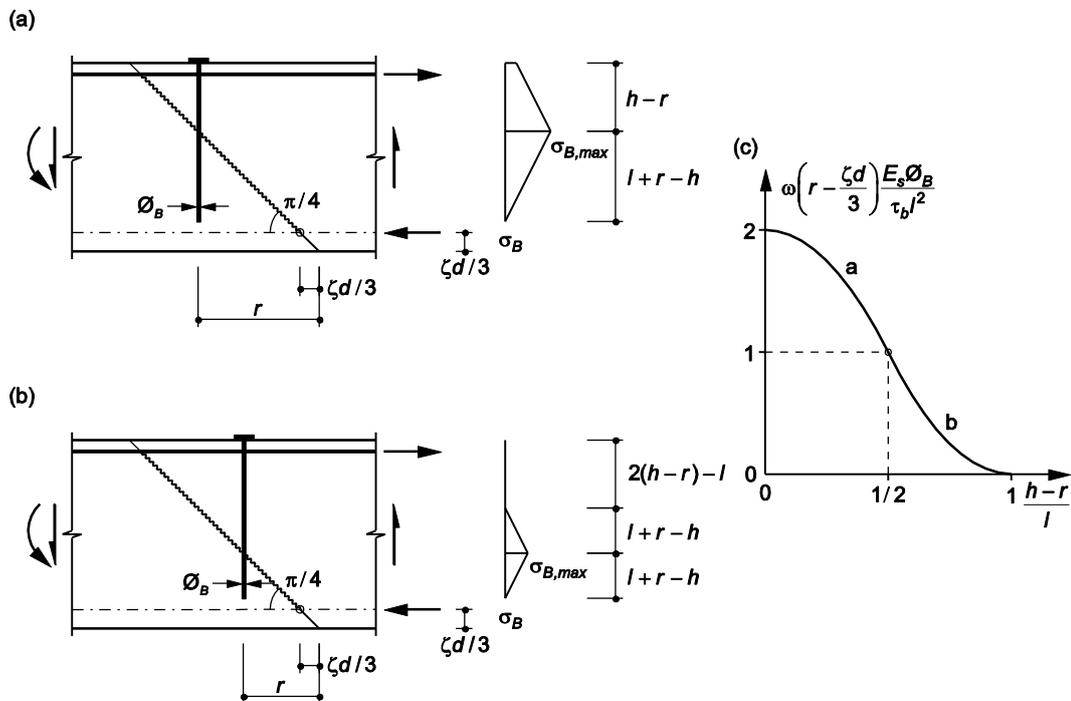


Bild 3.12 Von der Biegezugseite her eingemörtelte Querkraftbewehrung: (a) $h - r \leq l/2$; (b) $h - r \geq l/2$; (c) Rotation ω um Risspitze, $\tau_b = 2f_{ct}$.

3.4.3 Mehrreihig risskreuzende Querkraftbewehrung

Die bisherigen Überlegungen waren auf n_B über die Breite b in einer Reihe angeordnete Querkraftbewehrungsstäbe beschränkt. In der Regel sollten jedoch über eine Länge d_v zwei oder mehr Stabreihen angeordnet werden. Derartige Fälle können rechnerisch näherungsweise behandelt werden, indem man die verschiedenen Bewehrungen in eine äquivalente Stabreihe in ihrem Schwerpunkt zusammenfasst und die oben angegebenen Beziehungen anwendet.

4 Diskussion und praktische Anwendung

4.1 Vergleich Experiment - Modellvorstellung

4.1.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

In Kapitel 3.3.3 (Tabelle 3.1 und Bild 3.8) wurden der Versuch D1 [3] und 11 an der Universität Toronto durchgeführte Versuche [11-14] mit Hilfe der in den Kapiteln 3.3.1 und 3.3.2 entwickelten neuen Modellvorstellung ausgewertet und mit den entsprechenden Bestimmungen der Norm SIA 262 [9] verglichen. Anhand des Grossversuchs PLS4000 [14] wurde dann in Kapitel 3.3.4 exemplarisch das Vorgehen eingeführt, das in Kapitel 3.4 auf Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung übertragen wurde. Dieses Vorgehen beinhaltet die Betrachtung von Schnittkörpern, die durch fiktive, unter $\beta = \pi/4$ geneigte Risse mit Risspitze auf der Höhe des Druckgurts definiert sind. Zwischen der über den Riss übertragenen Querkraft V und der Zuggurtkraft T (vgl. Bild 3.9) besteht der durch die Bilder 3.7 bzw. 3.8 gegebene Zusammenhang, und damit können die den Schubbruch charakterisierenden Grössen (Risslage und Schnittkräfte) über einfache Gleichgewichtsbedingungen gewonnen werden.

Die Auswertung in Bild 3.8 zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen der neuen Modellvorstellung (Linie ABC) und den analysierten Experimenten. Die ausgewählten Experimente decken praktisch den ganzen Bereich von $\varepsilon_{sr}d_v$ -Werten ab, der bisher experimentell untersucht wurde. Eine Ergänzung der Auswertung durch Analyse weiterer gut dokumentierter Versuche wäre sinnvoll, ist aber nicht vordringlich. Bild 3.8 lässt die Qualität der neuen Modellvorstellung im Vergleich mit den Bestimmungen der Norm SIA 262 [9] erkennen. Die Auswertung weiterer Versuche würde gewiss die Streuung der Bildpunkte vergrössern, es ist aber nicht zu erwarten, dass sich das Bild grundsätzlich verändern würde.

4.1.2 Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung

In Kapitel 3.4.1 wurde die Anwendung der neu entwickelten Beziehungen für Bauteile mit von der Biegedruckseite her eingemörtelten Bewehrungsstäben am Beispiel des Versuchs D4 illustriert. Die entsprechenden Versuchsparameter und rechnerischen Ergebnisse sind in der zweiten Spalte von Tabelle 4.1 aufgeführt. In derselben Weise wurden die folgenden drei Spalten für die Versuche D5, D6 und D7 erarbeitet; die beiden riss-kreuzenden Stabreihen wurden dabei durch eine in der Mitte dazwischen liegende, äquivalente Stabreihe berücksichtigt, vgl. Kapitel 3.4.3. Bild 4.1 fasst die im theoretischen Bruchzustand auftretenden Risslagen und Schnittkräfte zusammen.

Für die Versuche D5, D6 und D7 ergeben sich rechnerische Höchstlasten Q , die um rund 13 % unter den experimentell beobachteten Höchstlasten Q_{exp} liegen. Beim Vergleich von D5 und D6 ist bemerkenswert, dass der grössere Stabdurchmesser \varnothing_B bei D6 trotz der wesentlich grösseren Betonfestigkeit zu einem kleineren Wert Q führt. Andererseits zeigt der Vergleich von D5 und D7, dass die um 30 mm kürzere Stablänge l bei D7 dank der grösseren Betonfestigkeit nicht in einem kleineren Wert Q resultiert.

Zu D4 und D5 analoge Berechnungen für die Versuche C2V1 und C2V2 führen zu den in den letzten beiden Spalten von Tabelle 4.1 eingetragenen Ergebnissen. Die rechnerischen Höchstlasten Q von 285 bzw. 341 kN liegen wesentlich über den Biegebruchlasten und sind nicht massgebend.

Tab. 4.1 Analyse der Versuche mit von der Biegedruckseite her eingemörtelter Querkraftbewehrung (* inkl. Lastverteilträger bzw. Belastungsjoch und Kragarm - Eigenlast; **weniger kritisch als Biegebruchlast).

Versuch	D4	D5	D6	D7	C2V1	C2V2
b [mm]	1000	1000	1000	1000	800	800
h [mm]	500	500	500	500	200	200
d [mm]	435	435	435	435	162	162
A_s [mm ²]	7069	7069	7069	7069	2262	2262
ρ [%]	1.625	1.625	1.625	1.625	1.745	1.745
f_c [N/mm ²]	48.8	44.2	50.7	48.1	50.9	50.9
E_c [kN/mm ²]	36.5	35.4	37.0	36.4	37.1	37.1
n [-]	5.61	5.80	5.54	5.64	5.53	5.53
ζ [-]	0.3454	0.3500	0.3437	0.3461	0.3534	0.3534
d_v [mm]	384.9	384.3	385.2	384.8	142.9	142.9
c [mm]	950	1050	1050	1050	400	440
n_B [-]	4	2 · 4	2 · 2	2 · 4	4	2 · 4
\varnothing_B [mm]	14	14	20	14	8	8
l [mm]	400	400	400	370	162	162
τ_b [N/mm ²]	7.11	6.57	7.23	7.03	7.35	7.35
r [mm]	232.9	217.2	203.4	201.2	80.6	74.5
B [kN]	209	422	362	418	60	129
$\omega = \varepsilon_{sr}$ [‰]	1.514	1.836	1.799	1.850	1.931	2.450
T [kN]	2193	2661	2607	2681	896	1136
V [kN]	570	476	518	494	225	212
Q [kN]	779	898	880	912	285**	341**
Q_{exp}^* [kN]	780	1040	1030	1030	257	284

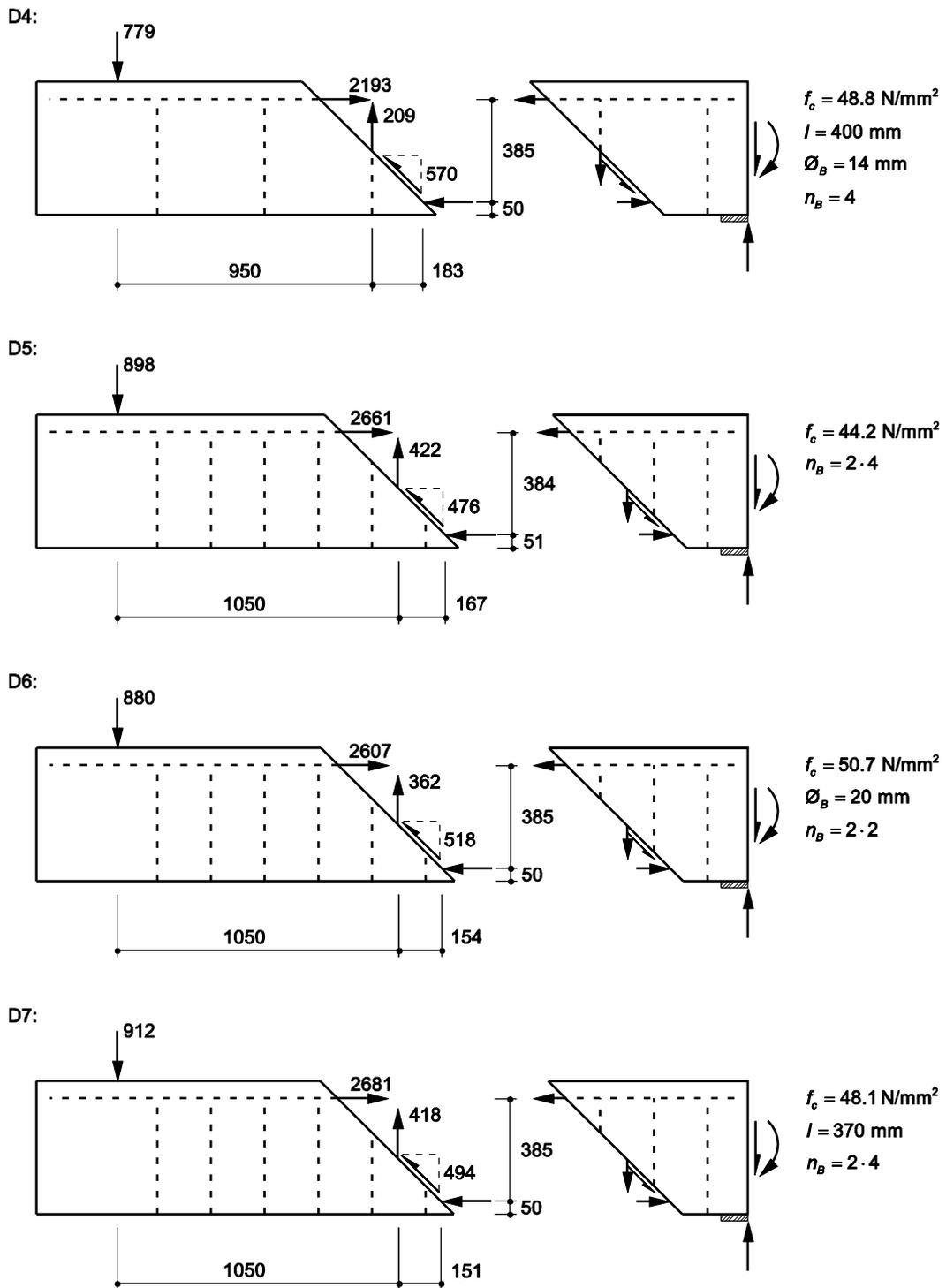
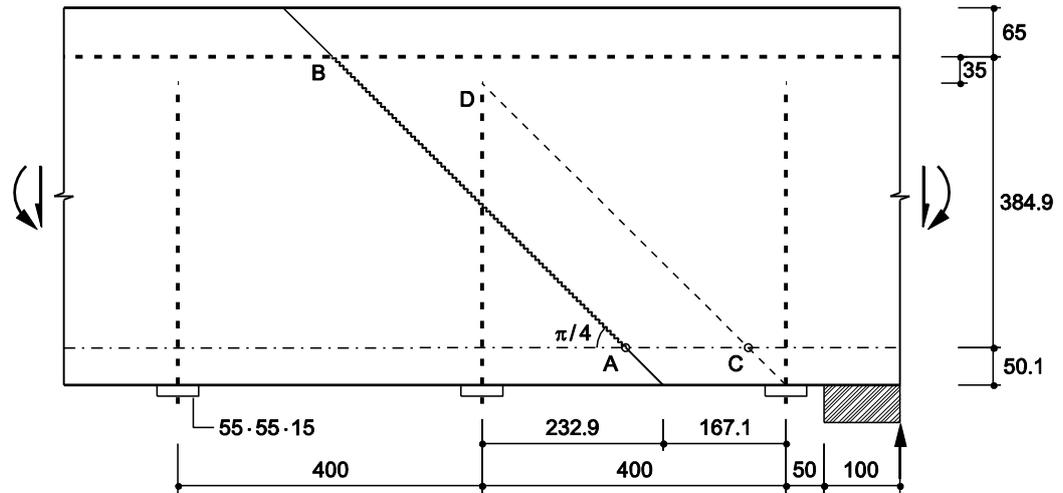


Bild 4.1 Risslagen und Schnittkräfte im theoretischen Bruchzustand der Versuche D4 bis D7 (Abmessungen in mm, Kräfte in kN).

(a)



(b)

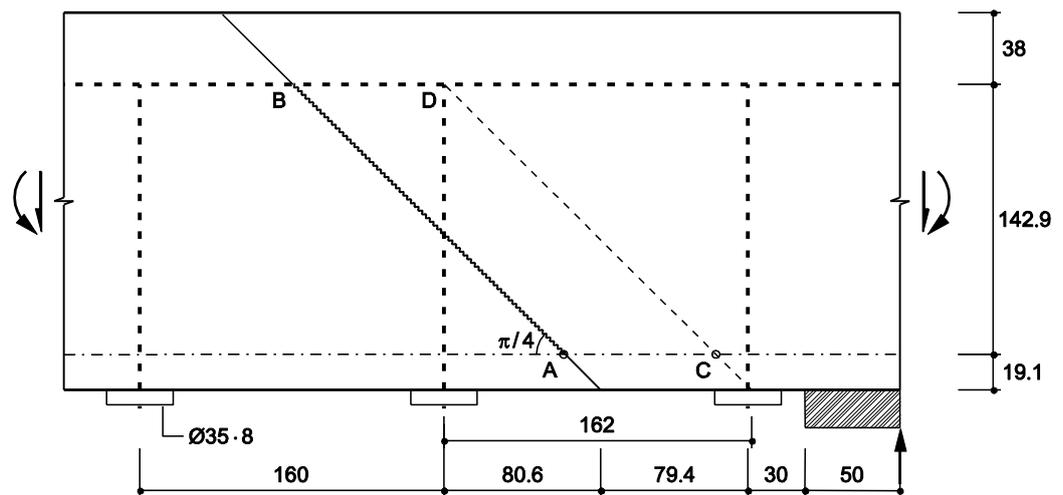


Bild 4.2 Vergleich der Auflagerbereiche: (a) D4; (b) C2V1 (Abmessungen in mm).

Bild 4.2 vergleicht die Auflagerbereiche bei den Versuchen D4 und C2V1. Die Linien AB entsprechen den in Tabelle 4.1 sowie Bild 4.1 betrachteten fiktiven Rissen mit Risspitze A. Die Linien CD deuten weitere denkbare Rissverläufe an, wobei der Punkt D mit den Enden der Querkraftbewehrungsstäbe in der zweiten Reihe vom Auflager zusammenfällt. Derartige Risse, die zu $B = 0$ und $V = 597$ bzw. 227 kN geführt hätten, wurden nicht massgebend, wohl wegen des günstigen Druckspannungszustands im Bereich der Auflagerplatte und der Verankerungsplatten der Querkraftbewehrungsstäbe. Im Fall von C2V1 hätte der wegen des kleinen $\varepsilon_{sr}d_v$ -Werts relativ grosse theoretische Widerstand $V = 227$ kN fast ausgereicht, um $Q_{exp} = 257$ kN aufzunehmen; bei D4 liegt $V = 597$ kN jedoch deutlich unter $Q_{exp} = 780$ kN.

Bild 4.3 zeigt für den Versuch C3V1 einen zu Bild 4.2(b) analogen fiktiven Riss CD, der das Ende der von der Biegezugseite her eingemörtelten Stabreihe neben dem Auflager berührt. Die vertikal angenommene Fortsetzung DE des Risses im Bereich der Überdeckung der Biegebewehrung verläuft knapp neben den Verankerungsplatten der zweiten Querkraftbewehrungsstabreihe. Der zugehörige rechnerische Widerstand $V = 237$ kN reicht fast aus, um $Q_{exp} = 259$ kN aufzunehmen, ähnlich wie bei C2V1.

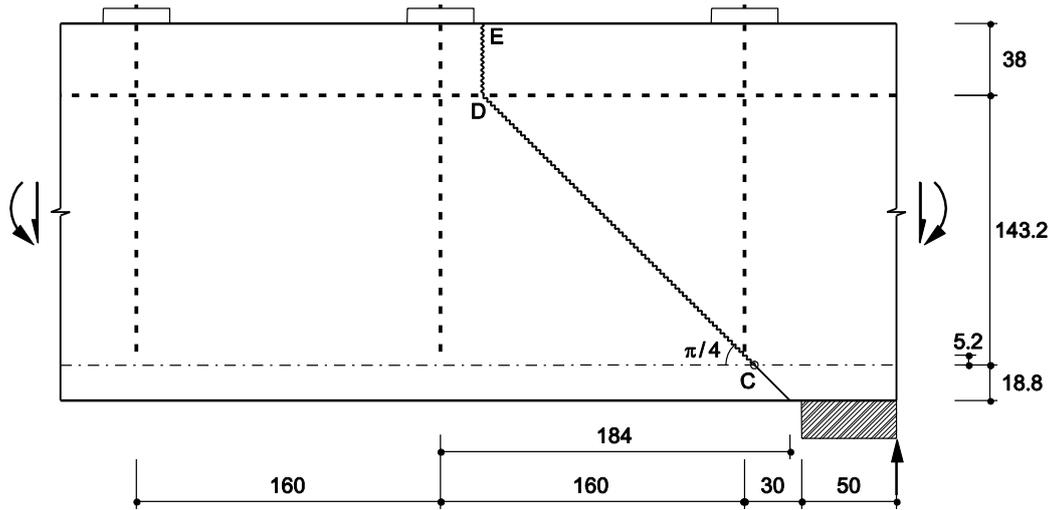


Bild 4.3 C3V1 (Abmessungen in mm).

Beim Versuch C3V2 mit dem im Vergleich zu C3V1 halb so grossen Abstand der Querkraftbewehrungsstäbe resultiert wegen deren Mitwirken eine ähnliche Steigerung des theoretischen Widerstandes wie beim Übergang von C2V1 zu C2V2. Die Biegebruchlast ist klar massgebend, und eine weitere Analyse erübrigt sich.

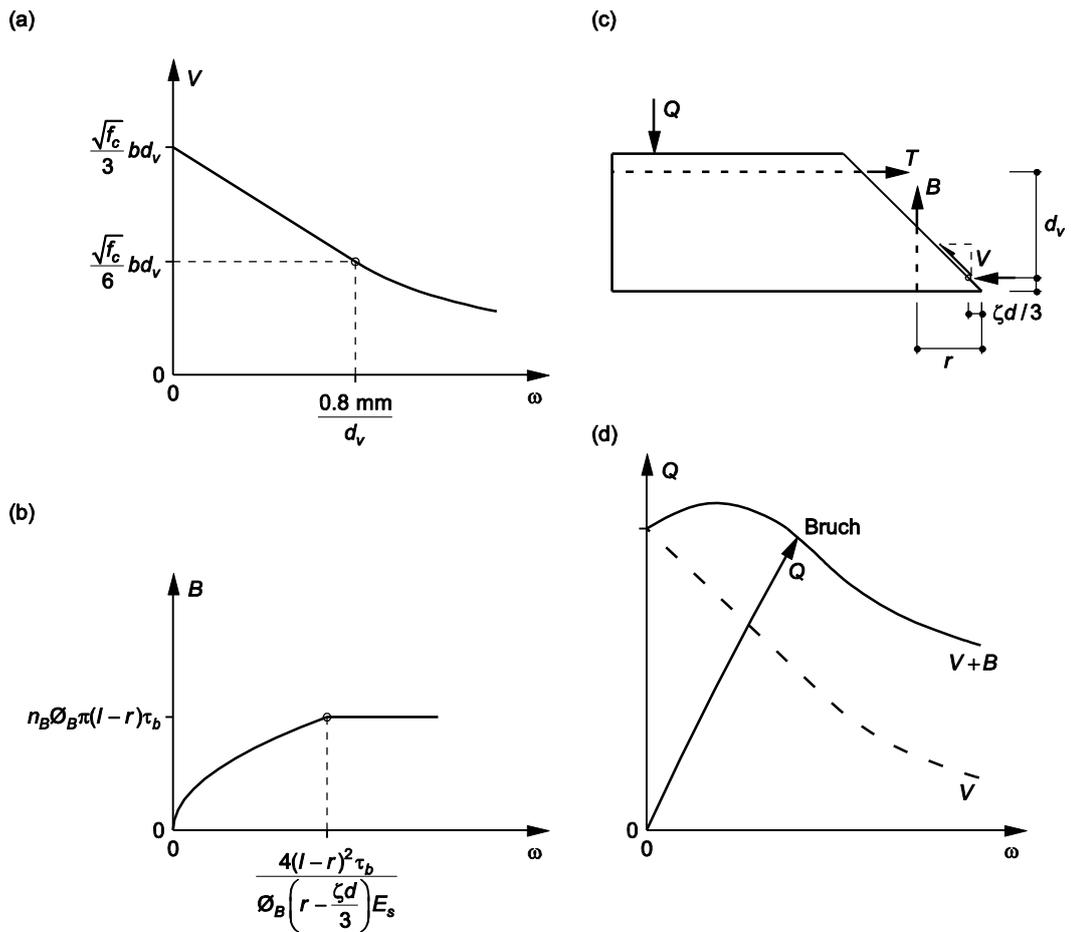


Bild 4.4 Risslage $r \geq l/2$ bei von der Biegedruckseite her eingemörtelter Querkraftbewehrung: (a) Widerstand des Betons; (b) Widerstand der Querkraftbewehrung; (c) Schnittkörperdiagramm; (d) Ermittlung des Bruchpunkts.

Die anhand der Bilder 4.2 und 4.3 geführte Diskussion betreffend alternativer Rissverläufe führt zu einem Rückblick auf die in den Bildern 3.10(c) und 3.12(c) dargestellten Beziehungen. Für jede angenommene Risslage kann zunächst mit $\omega = \varepsilon_{sr}$ das Bild 3.8 in die Form von Bild 4.4(a) gebracht werden. Ferner gilt z. B. gemäss (38) und (39)₁

$$\omega = \frac{4B^2}{\pi^2 E_s \varnothing_B^3 \left(r - \frac{\zeta d}{3} \right) \tau_b n_B^2} \quad [B \leq n_B (l - r) \varnothing_B \pi \tau_b] \quad (44)$$

siehe Bild 4.4(b). Der Widerstand $V + B$ ist damit in Abhängigkeit von ω gegeben. Mit der Kraft $T = E_s A_s \omega$ und $B(\omega)$ folgt $Q(\omega)$ aus einer Momentengleichgewichtsbedingung um die fiktive Risspitze, vgl. Bild 4.4(c), und der dem Bruch entsprechende Punkt ergibt sich aus dem Schnitt der Linien $V + B$ und Q , siehe Bild 4.4(d). Stützt man sich auf die in den Bildern 3.10(c) und 3.12(c) dargestellten Beziehungen, wird die Risslage r so festgelegt, dass das Erreichen von V mit dem Beginn des Ausziehens der Querkraftbewehrungsstäbe zusammenfällt. Beispielsweise bestätigt man mit (44) und den Werten aus Tabelle 4.1 für D4 $B = 209 \text{ kN}$ sowie $\omega = 1.514 \text{ ‰}$.

4.2 Bemessungsbeispiele

4.2.1 Allgemeines

Bild 4.5(a) zeigt einen Schnittkörper, der durch einen fiktiven Riss und den angrenzenden Querschnitt mit verschwindender Querkraft definiert ist. Am Querschnitt $V = 0$ wirkt im Allgemeinen ein Biegemoment M_0 . Die auf den Schnittkörper einwirkenden Lasten lassen sich in der Resultierenden Q im Abstand a von der fiktiven Risspitze zusammenfassen.

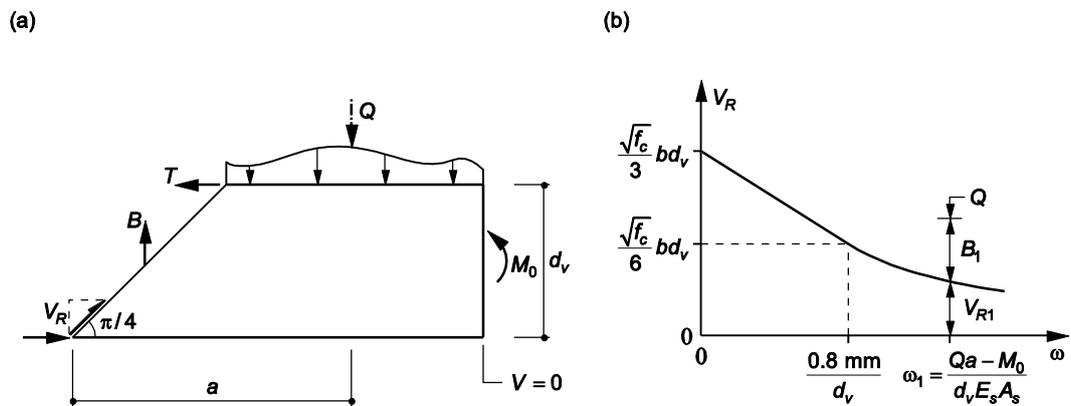


Bild 4.5 Prinzipielles Vorgehen bei der Bemessung: (a) Schnittkörperdiagramm; (b) Widerstände des Betons und der Querkraftbewehrung, erste Näherung.

Bild 4.5(b) entspricht Bild 4.4(a) mit dem von ω abhängigen Widerstand V_R des Betons. Eine erste Näherung für ω erhält man, indem die Querkraftbewehrungskraft B bei der Formulierung der Momentengleichgewichtsbedingung um die Risspitze vernachlässigt wird:

$$\omega_1 = \frac{Qa - M_0}{d_v E_s A_s} \quad (45)$$

Mit $V_{R1} = V_R(\omega_1)$ und $B_1 = Q - V_{R1}$ sowie der (geschätzten) Auszugslänge l_1 der Querkraftbewehrung resultiert mit (39)₁

$$n_B \varnothing_B = \frac{Q - V_{R1}}{\pi l_1 \tau_b} \quad (46)$$

womit eine approximative Bemessung der Querkraftbewehrung möglich ist.

In einem zweiten Schritt kann die erste Näherung unter Anwendung der in Kapitel 3.4 dargestellten Beziehungen verfeinert werden.

Um ein normkonformes Vorgehen [9] zu erzielen, sind Schnittgrössen und Widerstände auf Bemessungsniveau (Index d) zu betrachten. Dementsprechend sind die Grössen Q_d und M_{0d} zu verwenden, und V_{Rd} ist unter Verwendung des Beiwerts $\gamma_c = 1.5$ zu ermitteln, d. h. die beiden auf der Ordinate in Bild 4.5(b) eingetragenen Werte sind durch $f_{ck}^{1/2}bd_v/9$ bzw. durch $2f_{ctm}^{1/2}bd_v/9$ zu ersetzen. Schliesslich wird anstelle von τ_b der Bemessungswert

$$f_{bd} = \frac{2f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.4f_{ck}^{2/3} \quad (47)$$

der Verbundspannung verwendet. (45) und (46) führen damit zu

$$\omega_1 = \frac{Q_d a - M_{0d}}{d_v E_s A_s}, \quad n_B \varnothing_B = 0.8 \frac{Q_d - V_{Rd}(\omega_1)}{I_1 f_{ck}^{2/3}} \quad (48)$$

Aufgrund des in den Versuchen [3] beobachteten Verhaltens sollten über eine Länge d_v in Richtung des Querkraftflusses [2] mindestens zwei Querkraftbewehrungsstabreihen angeordnet werden. Senkrecht zu dieser Richtung sollte der Stababstand die Plattendicke h nicht überschreiten, und der Bewehrungsgehalt sollte mindestens $f_{ck}^{1/2}/(12f_{sk})$ betragen [10].

Bei der allfälligen Verfeinerung der ersten Näherung ist wiederum τ_b durch f_{bd} zu ersetzen. Ferner ist $T_d \leq A_s f_{sd}$ und $B_d \leq n_B \varnothing_B^2 \pi f_{sd} / 4$ zu beachten.

Das mit Bild 4.5(a) illustrierte Vorgehen lässt sich in der dargestellten Art oder mittels äquivalenter Schnittkörperbetrachtungen auf beliebige Problemstellungen anwenden. Gegebenenfalls ist noch eine zusätzlich wirkende Normalkraft zu berücksichtigen.

In Kapitel 3.4 sowie in Kapitel 4.1.1 wurde mit $\tau_b = 2f_{ctm}$ gerechnet. Der Ansatz (47) berücksichtigt den üblichen Widerstandsbeiwert $\gamma_c = 1.5$. Demgegenüber enthält der Normansatz [9] der Verbundspannung einen weiteren Reduktionsfaktor von 0.7, der aufgrund der vorliegenden Versuche [3], zumindest für den verwendeten Klebstoff HILTI HIT RE-500, als zu konservativ beurteilt werden kann. Weitere Untersuchungen und Erfahrungen dürften je nach verwendetem Klebstoff zu einer Anpassung von (47) und (48)₂ führen.

4.2.2 Beispiel 1

Eine 0.8 m dicke, 6 m auskragende Platte trägt gemäss Bild 4.6(a) ausser ihrer Eigenlast $g_{00} = 0.8 \cdot 25 \cdot 1.35 = 27 \text{ kN/m}^2$ eine Erdauflast $g_{d1} = 2.1 \cdot 20 \cdot 1.35 = 56.7 \text{ kN/m}^2$ sowie eine Nutzlast $q_d = 3 \cdot 1.5 = 4.5 \text{ kN/m}^2$, d. h. insgesamt 88.2 kN/m^2 auf Bemessungsniveau. Mit einem angenommenen Winkel der inneren Reibung von 30° resultiert ein Erdrudruck von $1.35 \cdot (1 - \sin 30^\circ) \cdot 20 \cdot 2.1^2 / 2 = 29.8 \text{ kN/m}$ auf Bemessungsniveau. Die 4.1 m hohe Aussenwand liefert eine Randquerkraft von $4.1 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 1.35 = 55.4 \text{ kN/m}$. Daraus und aus dem Erddruck ergibt sich ein auf die Plattenmittelebene bezogenes Randmoment von $0.2 \cdot 55.4 + 1.1 \cdot 29.8 = 43.8 \text{ kNm/m}$, siehe Bild 4.6(b).

Die Biegebewehrung besteht abwechselnd aus geraden und bei der Aussenwand nach unten abgebogenen Stäben $\varnothing 30 \text{ mm}$ im Abstand von 0.2 m, siehe Bild 4.6(c). Ihre Querschnittsfläche von $7069 \text{ mm}^2/\text{m}$ bei der Einspannung nimmt bei den Enden der geraden Stäbe im Abstand von 2.5 m von der Einspannung auf $3534 \text{ mm}^2/\text{m}$ ab. Die Bewehrungsüberdeckung beträgt 40 mm, die statische Höhe d rund 743 mm.

Es kann mit einem Beton C 30/37 sowie Betonstahl B500B gerechnet werden [9].

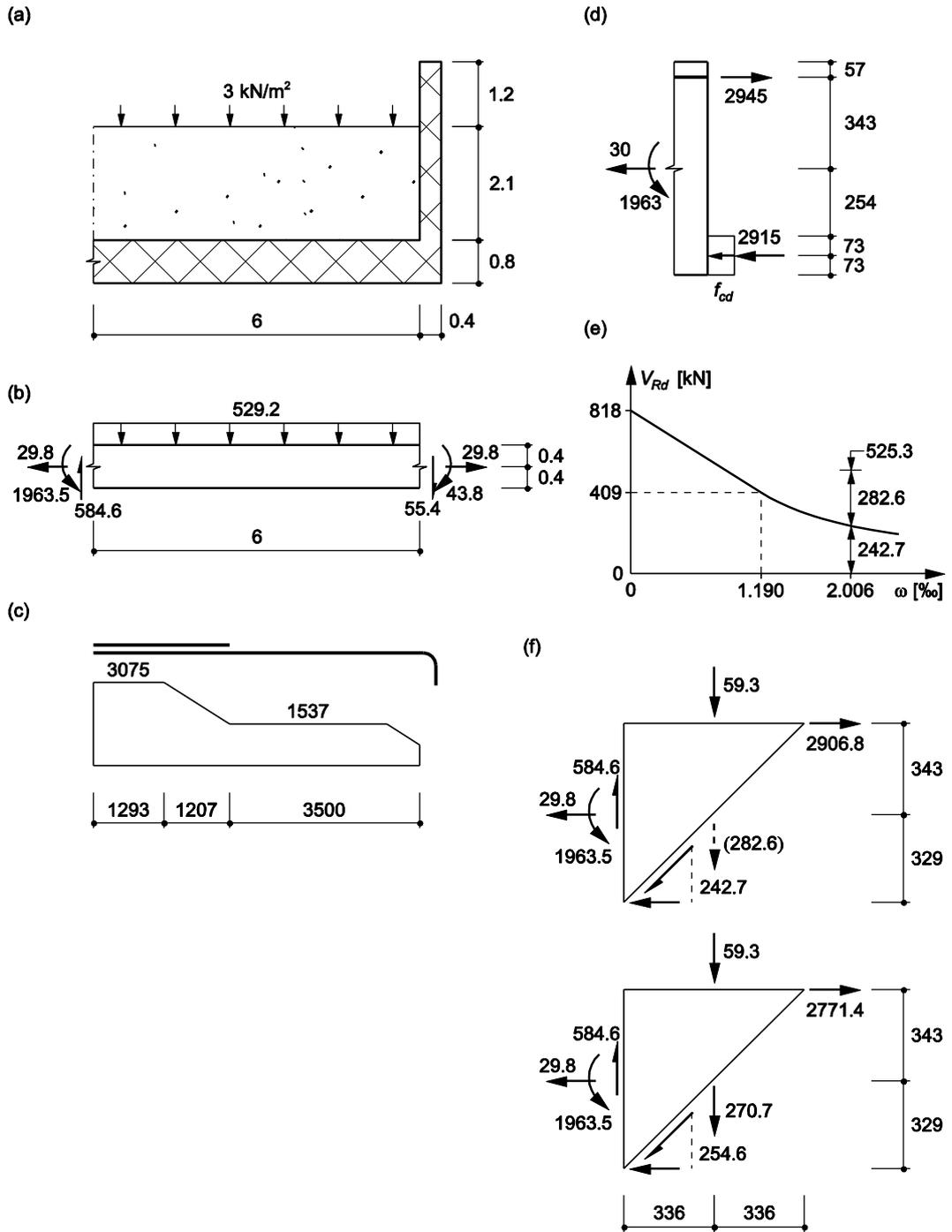


Bild 4.6 Beispiel 1: (a) Übersicht; (b) Schnittkörperdiagramm; (c) Geometrie und Widerstand der Biegebewehrung; (d) Biegung und Normalkraft im Einspannquerschnitt; (e) Querkraftwiderstände; (f) Schnittkörperdiagramme für erste Näherung und Verfeinerung, geschätzte Auszugslänge $l_1 = 300$ mm (Kräfte in kN, Abmessungen in m bzw. mm).

Der Widerstand der Biegebewehrung bei der Einspannung beträgt $7069 \cdot 435 = 3075$ kN/m. Bild 4.6(d) zeigt, dass das Biegemoment und die Normalkraft bei der Einspannung sicher aufgenommen werden können. Mit $f_{cd} = 20$ N/mm² ergibt sich eine Höhe des rechteckigen Betondruckspannungsblocks von 146 mm und eine Zugkraft in der Bewehrung von $2945 < 3075$ kN/m.

Mit $E_c = 33.6$ kN/mm² und $E_s = 205$ kN/mm² erhält man aus (2) für reine Biegung im Einspannquerschnitt $\zeta = 0.288$, d. h. $\zeta d/3 = 71$ mm und $d_v = 743 - 71 = 672$ mm. Näherungsweise wird in der Folge mit diesen Werten gerechnet, d. h. die kleine Normalkraft

wird für die Ermittlung von d_v vernachlässigt. Nebenbei bemerkt man, dass das Biegemoment von 1448 kNm/m auf Kennwertniveau Stahlspannungen von 305 N/mm² und Betonranddruckspannungen von 20.2 N/mm² bei der Einspannung verursacht.

Bild 4.6(e) entspricht Bild 4.5(b). Die Koordinaten des Übergangspunkts zwischen geradem und hyperbolischem Teil des $V_{Rd}\omega$ -Diagramms sind $30^{1/2} \cdot 672/9 = 409$ kN und $0.8/672 = 1.190$ ‰.

Im oberen Schnittkörperdiagramm von Bild 4.6(f) wird im Sinn der ersten Näherung gemäss Kapitel 4.2.1 der Beitrag der Querkraftbewehrung in der Momentengleichgewichtsbedingung um die fiktive Risspitze an der Einspannung vernachlässigt. Die Belastung von 88.2 kN/m² wird vollständig oben aufgebracht, d. h. $0.672 \cdot 88.2 = 59.3$ kN/m; damit liegt man wegen der Eigenlast des unter dem fiktiven Riss liegenden Plattenteils etwas auf der unsicheren Seite. Die erwähnte Momentengleichgewichtsbedingung liefert eine Zugkraft in der Biegebewehrung von 2906.8 kN/m. Mit dem entsprechenden Wert $\omega_1 = 2906.8 / (10 \cdot 15^2 \cdot \pi \cdot 205) = 2.006$ ‰ resultiert $V_{Rd1} = 409 \cdot 1.190 / 2.006 = 242.7$ kN/m und somit $B_1 = 584.6 - 59.3 - 242.7 = 282.6$ kN/m oder $282.6 / 0.672 = 420.5$ kN/m². Mit $h = 300$ mm erhält man gemäss (48)₂ einen Wert $n_B \varnothing_B$ von $0.8 \cdot 420.5 / (0.3 \cdot 30^{2/3}) = 116$ mm pro m², d. h. pro m² werden etwa $n_B = 6$ Stäbe $\varnothing_B = 20$ mm benötigt. Um die in Kapitel 4.2.1 eingeführten Abstandsempfehlungen einzuhalten, könnten beispielsweise Längsabstände von 330 mm und Querabstände von 500 mm gewählt werden, was $n_B \varnothing_B = 20 / (0.33 \cdot 0.5) = 121$ mm/m² entspricht.

Die Verfeinerung gemäss dem unteren Schnittkörperdiagramm in Bild 4.6(f) berücksichtigt den Beitrag der Querkraftbewehrung in der Momentengleichgewichtsbedingung um die Risspitze. Der resultierenden Zugkraft von 2771.4 kN/m in der Biegebewehrung entsprechen $\omega_2 = 1.913$ ‰, $V_{Rd2} = 254.6$ kN/m und $B_2 = 270.7$ kN/m.

Somit folgt $n_B \varnothing_B = 0.8 \cdot 270.7 / (0.672 \cdot 0.3 \cdot 30^{2/3}) = 111$ mm/m²; mit einem Längsabstand von 300 mm und einem Querabstand von 600 mm genügen Stäbe $\varnothing_B = 20$ mm dieser Forderung: $20 / (0.3 \cdot 0.6) = 111$ mm/m².

Die geschätzte Auszugslänge $h = 300$ mm entspricht einer von der Biegedruckseite her eingemörtelten Stablänge $l = \zeta d / 3 + d_v / 2 + h = 71 + 336 + 300 = 707$ mm. Zu den mit Rippen ca. 33 mm dicken Längsbewehrungsstäben mit einer Bewehrungsüberdeckung von 40 mm besteht somit ein Sicherheitsabstand von $800 - 40 - 33 - 707 = 20$ mm, was praktisch gerade noch akzeptabel ist.

Die Zugkraft von 270.7 kN/m gemäss Bild 4.6(f) unten entspricht einer auf die Rissprojektionsfläche von 0.672 m²/m bezogenen Zugspannung von $0.2707 / 0.672 = 0.403$ N/mm². In den Stäben $\varnothing_B = 20$ mm im Abstand von 0.3 bzw. 0.6 m entstehen Spannungen von $0.403 \cdot 300 \cdot 600 / (10^2 \cdot \pi) = 231$ N/mm². Dieser Wert beträgt nur 53 % des Bemessungswerts $f_{sd} = 435$ N/mm² des Betonstahls.

Mit dem normgemässen Bemessungswert der Verbundspannung [9] von $0.42 \cdot 30^{2/3} / 1.5 = 2.7$ N/mm² beträgt die Verankerungslänge der Biegebewehrungsstäbe $30 \cdot 435 / (4 \cdot 2.7) = 1207$ mm, siehe Bild 4.6(c). Bild 4.7(a) zeigt ein dem unteren Diagramm in Bild 4.6(f) entsprechendes Schnittkörperdiagramm mit Rissanfang am Ende der 2.5 m langen Biegebewehrungsstäbe. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend wird weiterhin mit $d_v = 672$ mm gerechnet. Bild 4.6(e) gilt somit weiterhin zur Bestimmung von V_{Rd} . Mit den in Bild 4.7(a) eingetragenen Schnittgrössen resultiert eine Zugkraft von 1162.1 kN/m in den fünf Biegebewehrungsstäben $\varnothing 30$ mm rechts der Abstufung. Dem zugehörigen Wert $\omega_2 = 1.604$ ‰ entspricht gemäss Bild 4.6(e) $V_{Rd2} = 303.5$ kN/m, und damit folgt $B_2 = 423.3 - 59.3 - 303.5 = 60.5$ kN/m. Mit $h = 0.3$ m ergibt sich $n_B \varnothing_B = 0.8 \cdot 60.5 / (0.672 \cdot 0.3 \cdot 30^{2/3}) = 25$ mm/m². Theoretisch würden Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm und Längs- und Querabständen von 300 bzw. 800 mm ausreichen; die entsprechende Stahlspannung von $(60.5 / 0.672) \cdot (0.3 \cdot 0.8) / (4^2 \cdot \pi) = 430$ N/mm² liegt knapp unter $f_{sd} = 435$ N/mm². Der Bewehrungsgehalt von $4^2 \cdot \pi / (300 \cdot 800) = 0.021$ % ist allerdings unpraktisch klein.

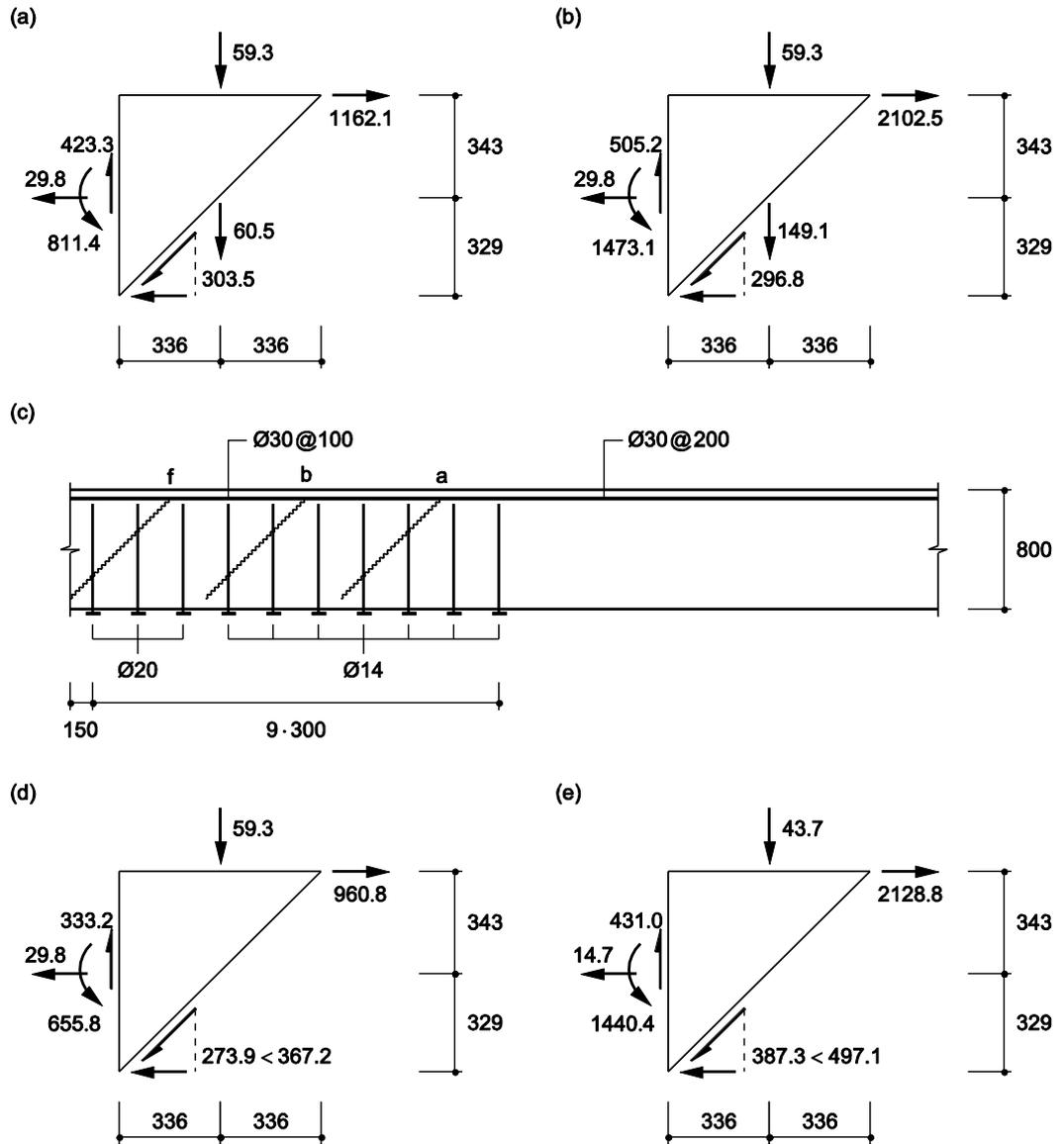


Bild 4.7 Beispiel 1: (a) Rissanfang bei Abstufung der Biegebewehrung; (b) Riss Spitze im Abstand von 900 mm von der Einspannung; (c) eingemörtelte Bewehrung, $l = 707$ mm, Querabstand 600 mm; (d) Riss Spitze im Abstand von 2.85 m von der Einspannung; (e) Schnittgrößen bei Einspannung – Kennwertniveau, aktiver Erddruck, $\gamma_c = 1$ (Kräfte in kN/m, Abmessungen in mm).

Bild 4.7(b) geht von einer Riss Spitze im Abstand von 900 mm von der Einspannung aus. Die wirksame Querschnittsfläche der Biegebewehrung am Rissanfang wird als proportional zu dem in Bild 4.6(c) dargestellten Widerstand angenommen. Damit resultiert eine Zugkraft in der Biegebewehrung von 2102.5 kN/m. Dem zugehörigen Wert $\omega_2 = 1.641$ ‰ entspricht gemäss Bild 4.6(e) $V_{Rd2} = 296.8$ kN/m, und damit folgt $B_2 = 149.1$ kN/m. Mit $h = 0.3$ m ergibt sich $n_B \text{Ø}_B = 61$ mm/m². Eingemörtelte Stäbe mit einem Durchmesser von 14 mm und Längs- und Querabständen von 300 bzw. 600 mm entsprechen $n_B \text{Ø}_B = 14 / (0.3 \cdot 0.6) = 78$ mm/m². Die Stahlspannung von $(149.1 / 0.672) \cdot (0.3 \cdot 0.6) / (7^2 \cdot \pi) = 259$ N/mm² beträgt 60% von f_{sd} , und der Bewehrungsgehalt von $(7^2 \cdot \pi) / (300 \cdot 600) = 0.086$ ‰ liegt etwa an der in Kapitel 4.2.1 stipulierten unteren Grenze von $30^{1/2} / (12 \cdot 500) = 0.091$ ‰.

In Bild 4.7(c) sind die in den Bildern 4.6(f) unten sowie 4.7(a) und (b) untersuchten Risslagen zusammen mit der gewählten Verstärkungsbewehrung eingetragen.

Bild 4.7(d) zeigt, dass ein fiktiver Riss mit Spitze an der Stelle der äussersten Verstärkungsstabreihe (Abstand von der Einspannung = 2.85 m) unkritisch ist; der zu der Zugkraft von 960.8 kN/m in der Biegebewehrung und $\omega_2 = 1.326\text{‰}$ gehörige Widerstand $V_{Rd2} = 367.2 \text{ kN/m}$ ist zur Aufnahme von $333.2 - 59.3 = 273.9 \text{ kN/m}$ ausreichend.

Bild 4.7(e) zeigt schliesslich ein dem Bild 4.6(f) unten entsprechendes Diagramm mit Schnittgrössen auf dem Kennwertniveau. Anstelle des Erdruhedrucks wird aktiver Erdruhdruk mit einem Beiwert von $(1 - \sin 30^\circ)/(1 + \sin 30^\circ) = 1/3$ verwendet, und es wird $\gamma_{G,Q,\text{sup}} = 1.0$ gesetzt. Mit der Zugkraft von 2128.8 kN/m in der Biegebewehrung und dem zugehörigen Wert $\omega = 1.469\text{‰}$ resultiert $V_{Rk} = 497.1 \text{ kN/m} > 431.0 - 43.7 = 387.3 \text{ kN/m}$. Unter den vorhandenen Lasten ist demnach nicht unmittelbar mit einem Einsturz zu rechnen. Es besteht jedoch ein eklatantes Tragsicherheitsdefizit, das allenfalls sichernde Sofortmassnahmen erfordert und, begleitet von ergänzenden Sicherheitsmassnahmen, mittels Verstärkung behoben werden muss.

4.2.3 Beispiel 2

Die in Bild 4.8(a) im Querschnitt dargestellte Platte läuft als Durchlaufträger über mehrere Felder von 12 m Spannweite (Achsabstand) durch. Bei den Zwischenunterstützungen ist sie monolithisch mit 4 m breiten Querwänden verbunden. Der Beton entspricht einem C 30/37. Die Biegebewehrung aus Betonstahl B500B mit einer statischen Höhe $d = 525 \text{ mm}$ besteht unten im Feld bzw. oben über den Zwischenstützen aus 20 bzw. 30 Stäben mit einem Durchmesser von 30 mm. Die Platte enthält keine Querkraftbewehrung. Für eine Verstärkung ist sie aus betrieblichen Gründen nur von oben zugänglich.

Ausser ihrer Eigenlast $g_{k0} = 120 \text{ kN/m}$ und einer Auflast $g_{k1} = 40 \text{ kN/m}$ wird die Platte durch eine gleichmässig verteilte Nutzlast q_k beansprucht. Gesucht ist erstens die zulässige Nutzlast ohne Verstärkungsmassnahmen. Zweitens ist eine Verstärkung derart zu bemessen, dass die nominelle Querkrafttragsicherheit die nominelle Biegetragsicherheit nicht unterschreitet; im Gegensatz zur Ermittlung der Biegetragsicherheit sollen dabei bei der Ermittlung der Querkrafttragsicherheit keine Schnittgrössenumlagerungen in Rechnung gestellt werden. Ferner soll die Dicke der Stützwände vernachlässigt werden.

Die obere Biegebewehrung hat einen Widerstand von $30 \cdot 15^2 \cdot \pi \cdot 435 = 9'224.5 \text{ kN}$ auf Bemessungsniveau. Beschränkt man die Druckzonenbreite auf 4 m, resultiert ein $9'224.5/(4 \cdot 20) = 115 \text{ mm}$ hoher Betondruckspannungsblock, und man erhält einen Biege­widerstand von $9'224.5 \cdot (0.525 - 0.115/2) = 4'311 \text{ kNm}$ auf Bemessungsniveau. Analog resultiert mit einer mitwirkenden Breite von 6.88 m im Feld eine Druckspannungsblockhöhe von $6'149.7/(6.88 \cdot 20) = 45 \text{ mm}$ und somit ein Biege­widerstand von $6'149.7(0.525 - 0.045/2) = 3'091 \text{ kNm}$. Eine Belastung von $(4'311 + 3'091)/(12^2/8) = 411.2 \text{ kNm}$ entspricht demnach der Traglast auf Bemessungsniveau. Die entsprechende zulässige Nutzlast q_k beträgt $[411.2 - 1.35 \cdot (120 + 40)]/1.5 = 130.1 \text{ kN/m}$.

Mit $\rho = 30 \cdot 15^2 \cdot \pi / (525 \cdot 4000) = 1.01\text{‰}$ und $n = 205/33.6$ erhält man aus (2) für den Bereich der Zwischenstütze $\zeta = 0.295$ und somit $d_v = 525(1 - 0.295/3) \approx 474 \text{ mm}$. Analog zu Bild 4.6(e) folgt damit Bild 4.8(b).

Geht man von einer konstanten Biegesteifigkeit des als schubstarr angenommenen Trägers aus, besteht ohne Schnittgrössenumlagerung zwischen Biegemoment und Querkraft am Zwischenaufleger das Verhältnis von einem Sechstel der Spannweite, also $12/6 = 2 \text{ m}$. Damit und mit Bild 4.8(b) gewinnt man für den unverstärkten Zustand das in Bild 4.8(c) dargestellte Schnittkörperdiagramm mit einer Belastung von 243.5 kN/m sowie $\omega = 1.406\text{‰}$ und $V_{Rd} = 1'345 \text{ kN}$. Die zulässige Nutzlast beträgt $q_k = [243.5 - 1.35 \cdot (120 + 40)]/1.5 = 18.3 \text{ kN/m}$.

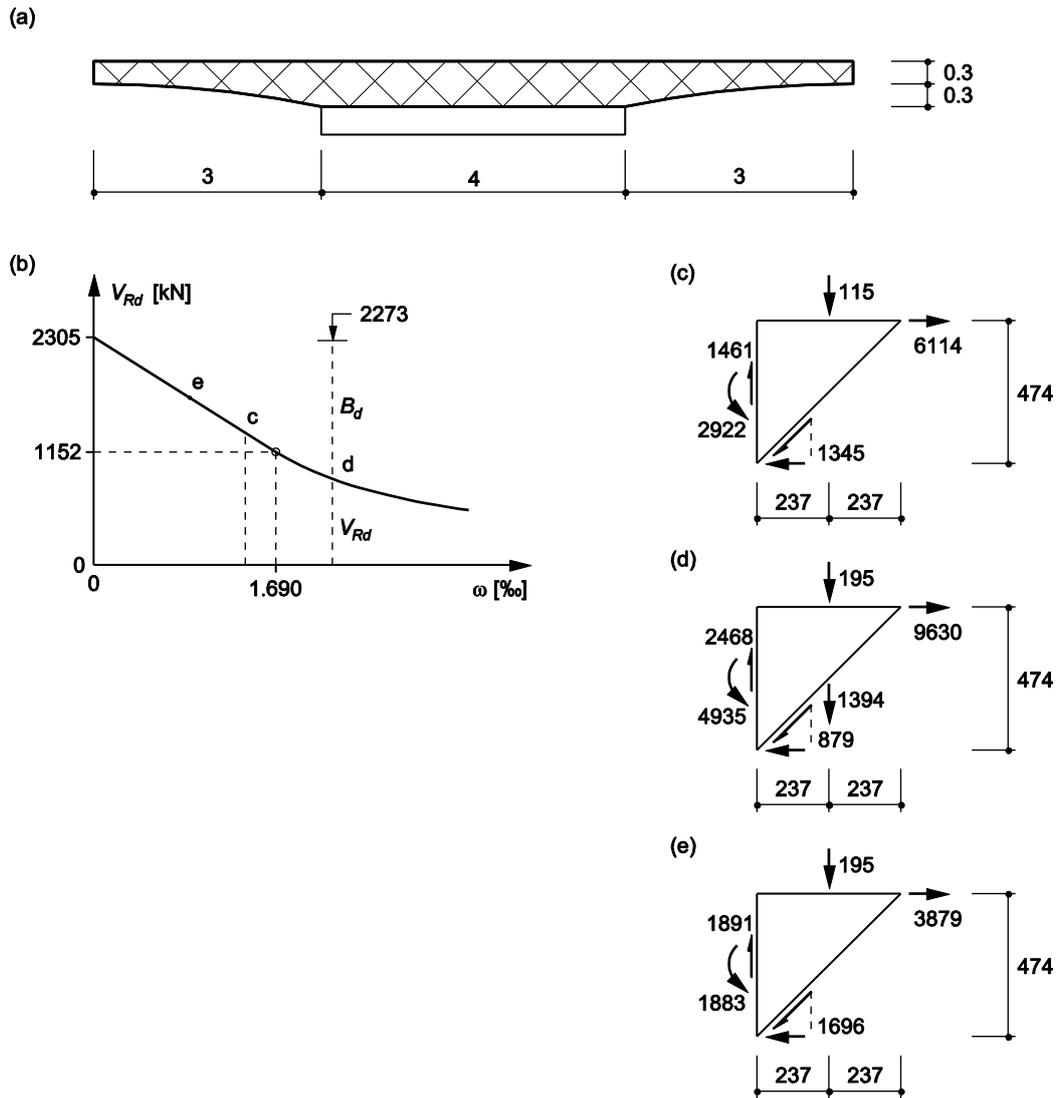


Bild 4.8 Beispiel 2: (a) Plattenquerschnitt; (b) Querschnittswiderstände; (c) Schnittkörper am Zwischenauflager, unverstärkt; (d) Schnittkörper am Zwischenauflager, verstärkt; (e) Schnittkörper im Abstand von 1.4 m vom Zwischenauflager (Kräfte in kN, Abmessungen in m bzw. mm).

Geht man von der oben ermittelten nominellen Traglast von 411.2 kN/m aus, ergeben sich analog zu Bild 4.8(c) die in Bild 4.8(d) illustrierten Schnittgrößen mit $\omega = 2.215 ‰$, $V_{Rd} = 879$ kN, $B_d = 1'394$ kN und $T_d = 9'630$ kN. Die T_d entsprechende Stahlspannung von $9'630 / (30 \cdot 15^2 \cdot \pi) = 454$ N/mm² überschreitet zwar $f_{sd} = 435$ N/mm², bleibt aber ebenso wie die dem extremalen Moment von 4'935 kNm entsprechende Spannung von $4'935 / (0.474 \cdot 30 \cdot 15^2 \cdot \pi) = 492$ N/mm² unter $f_{sk} = 500$ N/mm². Aus diesem Grund wird die mögliche Schnittgrößenumlagerung, die von verschiedenen weiteren, nur schwer einschätzbaren Einflüssen abhängt, hier nicht weiter untersucht und $B_d = 1'394$ kN der Bemessung der Querkraftverstärkung zugrundegelegt.

Um ein Abplatzen der Bewehrungsüberdeckung an der Plattenunterseite zu vermeiden und Baulerfordernisse aufnehmen zu können, sollten die von der Plattenoberseite her erstellten Bohrlöcher für die Querkraftbewehrungsstäbe planmässig etwa 50 mm oberhalb der Plattenunterseite enden. Damit ergibt sich eine mittlere Auszugslänge $l_1 = 238$ mm. Wählt man Stababstände von 200 bzw. 300 mm in Längs- und Querrichtung, ist von einem Stab eine Kraft von $0.2 \cdot 0.3 \cdot 1'394 / (4 \cdot 0.474) = 44.1$ kN aufzunehmen, und gestützt auf $(48)_2$ erhält man $\varnothing_B = 0.8 \cdot 44.1 / (0.238 \cdot 30^{2/3}) = 15.4$ mm. Gewählt werden deshalb Stäbe mit einem Durchmesser von 16 mm mit einer Verbundlänge von 550 mm, die in einem Raster von 200 mm (längs) mal 300 mm (quer) von der Plattenoberseite her

eingemörtelt werden. Die Stahlspannung infolge B_d liegt bei $44.1 / (8^2 \cdot \pi) = 219 \text{ N/mm}^2$, und die Verbundspannung beträgt rund $44.1 / (16 \cdot \pi \cdot 238) = 3.69 \text{ N/mm}^2 < 2f_{ctm}/\gamma_c = 0.6 \cdot 30^{2/3}/1.5 = 3.86 \text{ N/mm}^2$. Die gewählte Bewehrung entspricht einem Bewehrungsgehalt von $8^2 \cdot \pi / (200 \cdot 300) = 0.335 \%$.

Bild 4.8(e) zeigt ein dem Spannungszustand von Bild 4.8(d) entsprechendes Schnittkörperdiagramm im Abstand von 1.4 m vom Zwischenaufleger. Der Zugkraft von 3'879 kN entspricht $\omega = 0.892 \%$, womit aus Bild 4.8(b) $V_{Rd} = 1'696 \text{ kN}$ folgt. Zusammen mit der auf den Schnittkörper wirkenden Last von 195 kN genügt dies, um die Querkraft von 1'891 kN aufzunehmen, d. h. die Querkraftverstärkung kann sich auf eine 1.4 m breite Zone neben dem Zwischenaufleger beschränken. Bei den ersten vier Stabreihen neben dem Auflager, d. h. über eine Breite von 0.8 m, ist der Stababstand von 300 mm in Querrichtung einzuhalten. Bei den folgenden drei Stabreihen, d. h. über eine Breite von 0.6 m, kann der Stababstand in Querrichtung auf 600 mm erhöht werden.

4.3 Bemerkungen

4.3.1 Versuchsbasis

Die in Kapitel 2 beschriebenen Versuche beschränkten sich auf senkrecht zur Plattenebene mit HILTI HIT-RE 500 eingemörtelte Stäbe, die einseitig eine Endverankerung in der Form einer Stahlplatte aufwiesen. Die Plattendicken waren konstant, die Biegebewehrungen waren nicht abgestuft, und es wurde nur eine Betonsorte verwendet. Die Beanspruchung war auf einachsige Biegung in Richtung der Biegebewehrung beschränkt, und lediglich mit zwei Versuchen wurde der Fall untersucht, dass die Querbewehrungsstäbe von der Biegezugseite her eingemörtelt sind. Schliesslich erlaubten es die verwendeten statisch bestimmten Systeme nicht, Schnittgrössenumlagerungen zu beobachten.

Angesichts all dieser Beschränkungen ist eine entsprechende Verbreiterung der Versuchsbasis wünschenswert. Von besonderem Interesse sind Modifikationen an der Querkraftbewehrung (schiefe Stäbe, andere Klebstoffe, keine Endverankerung), an der Beanspruchung (einachsige, eventuell zweiachsige Biegung mit Richtungsabweichung von der Biegebewehrung) und am statischen System (Einbezug von Zwängungen).

Wertvoll wäre auch eine Ergänzung der Versuchsserie D mit einem zu D4 analogen Versuch D8 mit Stababständen von 200 bzw. 500 mm (statt 400 bzw. 250 mm) in Richtung des Querkraftflusses und senkrecht dazu.

4.3.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Die in Kapitel 3.3 eingeführte Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung geht wie [15] von einem mit zunehmender Rissbreite linearen Abfall der über einen Riss übertragbaren Schubspannung aus. Der entsprechende trapez- oder dreieckförmige Spannungsverlauf an schiefen fiktiven Rissen in Bauteilen ohne Querkraftbewehrung konnte mit statisch zulässigen Spannungsfeldern in die „Betonzähne“ zwischen benachbarten Rissen fortgesetzt werden. Es folgt, dass der auf die Bauteilbreite und den Abstand der Biegezug- und -druckgurte bezogene Querkraftwiderstand mit zunehmender Rissbreite auf der Höhe des Zuggurts zunächst linear auf die Hälfte des Grundwerts ohne Riss abnimmt; der anschliessende Abfall ist hyperbolisch. Mit der Annahme, dass die Rissbreite auf der Höhe des Zuggurts proportional zum Produkt des Gurtabstands und der Zuggurtdehnung im Riss ist, resultiert ein analoger Abfall des bezogenen Querkraftwiderstands in Funktion dieses Produkts. Der erwähnte Grundwert und der Produktbetrag beim Übergang vom linearen zum hyperbolischen Verlauf verbleiben als empirisch festzulegende Parameter. Mit $f_c^{1/2}/3$ und 0.8 mm ergibt sich eine befriedigende Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen.

Der den Spannungsfeldern entsprechende Hauptspannungsverlauf wurde nur rudimentär untersucht. Eine vertiefte Analyse unter Variation des Rissneigungswinkels β und des horizontalen Rissabstands s ist angezeigt.

Durch Einführung von Querdruckspannungen σ_r lassen sich die Spannungsfelder von geraden auf gekrümmte Betonzähne übertragen. Da dann die Rissbreite nicht mehr linear über die Bauteilhöhe variiert, ergibt sich jedoch ein Widerspruch mit der vorausgesetzten linearen Spannungsverteilung an den Rissen.

Mit den fiktiven geraden Rissen und der Idealisierung der Biegedruckzone als Stringer werden die Spannungskonzentration an der Risspitze und die sukzessive Fortpflanzung der immer stärker zur Vertikalen geneigten Risse nicht erfasst. Weiterführende Untersuchungen sollten sich den lokalen Prozessen an der Risspitze widmen und die globalen statischen und kinematischen Aspekte des Tragverhaltens konsistent einbeziehen.

Die Festlegung $\beta = \pi/4$ des Rissneigungswinkels stützt sich auf die Analyse von Schubversuchen wie PLS4000, vgl. Kapitel 3.3.4. Sie führt zu einem einfach handzuhabenden Vorgehen mit Gleichgewichtsbetrachtungen an geeignet gewählten Schnittkörpern. Der Zusammenhang zwischen Querkraftwiderstand und Biegezugkraft ist durch den linear-hyperbolischen Abfall des Querkraftwiderstands in Funktion des Produkts von Gurtabstand und Zuggurtdehnung im Riss gegeben.

Abstufungen der Biegebewehrung können einfach berücksichtigt werden, vgl. Kapitel 4.2.2. Auch Vouten lassen sich ohne weiteres durch Berücksichtigung der geneigten Gurtkräfte behandeln.

4.3.3 Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung

Die in Kapitel 3.4 eingeführte Modellvorstellung für Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung stützt sich auf die Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung und berücksichtigt den Widerstand der Querkraftbewehrung unter Voraussetzung einer Verbundspannung von $2f_{ct}$. Aufgrund der Analyse der in Kapitel 2 beschriebenen Versuche können mehrere, den (unter $\beta = \pi/4$ geneigten) fiktiven Riss kreuzende Stabreihen durch eine statisch äquivalente Stabreihe ersetzt werden.

Mit den in den Bildern 3.10(c) und 3.12(c) dargestellten Beziehungen wird die Risslage so festgelegt, dass das Erreichen des Querkraftwiderstands des Betons mit dem Beginn des Ausziehens der Querkraftbewehrungsstäbe zusammenfällt. Diese für die Analyse von Versuchen verwendeten Beziehungen müssen bei der Bemessung einer eingemörtelten Querkraftbewehrung nicht weiter beachtet werden; es ist lediglich sicherzustellen, dass der Auszugswiderstand der Querkraftbewehrung ausreichend gross ist.

4.3.4 Praktische Anwendung

Mit den kartesischen Koordinaten x , y und z in der Plattenebene bzw. senkrecht dazu können die in Kapitel 4.2.1 formulierten Empfehlungen für die Stababstände und den Bewehrungsgehalt der Querkraftbewehrung wie folgt zusammengefasst werden:

$$s_x \leq d_v/2 \quad , \quad s_y \leq h \quad , \quad \rho_z \geq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{12f_{sk}} \quad (49)$$

Bei der Festlegung der Versetztiefe sollten angemessene Sicherheitsabstände zu Hauptbewehrungen und freien Oberflächen eingehalten werden, etwa 20 bzw. 50 mm.

Der Auszugswiderstand auf Bemessungsniveau kann bei Verwendung von HILTI HIT-RE 500 mit der reduzierten Verbundspannung $2f_{ctm}/\gamma_c$ ermittelt werden. Für andere Klebstoffe liegen keine gesicherten Werte vor.

Die bei statisch unbestimmten Systemen mit dem Reißen des Betons und dem Fließen der Biegebewehrung zusammenhängenden Schnittgrössenumlagerungen sollten vorderhand sehr vorsichtig betrachtet werden, vgl. Kapitel 4.2.3. Eine Verbindung der hier dargestellten Modellvorstellungen mit früheren Untersuchungen zum Verformungsvermögen [16] dürfte diesbezüglich mehr Klarheit schaffen und gegebenenfalls ein weniger konservatives Vorgehen ermöglichen.

4.3.5 Vergleich mit SIA 262

Vecchio und Collins [17] schlugen aufgrund einer Auswertung von Walravens Versuchen an Abscherkörpern [18] die Beziehung

$$\frac{0.18\sqrt{f_c}}{0.31 + \frac{24w}{16 + D_{\max}}} \quad (50)$$

für die Bruchschubspannung in N/mm^2 vor, wobei f_c die Betondruckfestigkeit in N/mm^2 , w die Rissbreite in mm und D_{\max} den Grösstkorndurchmesser des Betons in mm bezeichnen. Ersetzt man 0.31 durch 0.3 und wendet man ausser des Widerstandbeiwerts $\gamma_c = 1.5$ einen weiteren Reduktionsfaktor von 2 an, ergibt sich der in den Gleichungen (35) bis (37) in SIA 262 [9] beschriebene, auf die (allenfalls zur Berücksichtigung von Hohlkörpern reduzierte) statische Höhe d bezogene Querkraftwiderstand

$$\frac{0.2\sqrt{f_{ck}}}{1 + \frac{48d\varepsilon_v}{16 + D_{\max}}} \quad (51)$$

auf Bemessungsniveau, wenn w gleich der Verlängerung der (nackten) Zugbewehrung (nominale Dehnung ε_v) über eine Länge von $0.6d$ gesetzt und noch f_c durch f_{ck} ersetzt wird.

Interessant ist die grundlegende Struktur

$$\frac{a\sqrt{f_c}}{b + \frac{w}{16 + D_{\max}}} \quad (52)$$

des Ausdrucks (50). a und b sind empirisch kalibrierbare Parameter, und w ist letztlich eine zur Bauteilgrösse proportionale charakteristische Verformungsgrösse in mm. Bei der Versuchsauswertung kann man einen Verformungsparameter w herausgreifen und als massgebend betrachten; durch Anpassen von b und a lassen sich dann die Form des Funktionsverlaufs und das zugehörige Niveau optimieren.

Die in Kapitel 3.3 eingeführte Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung beinhaltet ebenfalls zwei empirisch festzulegende Parameter, vgl. Kapitel 4.3.2. Wie Bild 3.8 zeigt, ergeben sich ähnliche Resultate wie mit (51); mit einer Variation von c_1 (vgl. Kapitel 3.3.2) könnte der bisher nicht berücksichtigte Einfluss von D_{\max} leicht einbezogen werden, dies würde jedoch eine sorgfältige Versuchsauswertung bedingen. Im Vergleich zum Ausdruck (51) bietet die in Kapitel 3.3 eingeführte Modellvorstellung den Vorteil zugehöriger approximativer, statisch zulässiger Spannungsfelder mit linear veränderlichen Schubspannungen entlang der fiktiven Risse; die entsprechenden Schubspannungsergebnisse werden dabei mit der Zuggurkraft am jeweiligen fiktiven Riss in Beziehung gebracht – anstelle einer klassischen Querschnittsbetrachtung werden Schnittkörperdiagramme mit unter $\beta = \pi/4$ geneigten fiktiven Rissen verwendet.

4.3.6 Mangelhaft verankerte Bügelbewehrung

Bei der Überprüfung bestehender Betontragwerke trifft man oft auf mangelhaft verankerte Bügel, z. B. U-förmige Stäbe mit kurzen 90°-Abbiegungen an den Enden. Es erscheint möglich, die in Kapitel 3.4 für eingemörtelte Querkraftbewehrungsstäbe eingeführte Modellvorstellung auf derartige Fälle zu übertragen. Die zur Ermittlung des Auszugswiderstands auf Bemessungsniveau verwendete Verbundspannung sollte wohl gemäss SIA 262 [9] vorsichtig angesetzt werden, d. h. mit $1.4f_{ctm}/\gamma_c$, vgl. Kapitel 4.2.1. Um dies zu erhärten bzw. zu modifizieren, sollten entsprechende Versuche durchgeführt und ausgewertet werden.

5 Schlussfolgerungen

Ausgehend von den in Kapitel 2 beschriebenen Versuchen und den in Kapitel 3.1 und 3.2 dargestellten Modellvorstellungen für biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile bzw. für Bauteile mit einbetonierter Querkraftbewehrung wird in Kapitel 3.3 eine neue Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung entwickelt und in Kapitel 3.4 auf Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung übertragen. Kapitel 4.1 vergleicht die neuen Modellvorstellungen mit Versuchsergebnissen, und in Kapitel 4.2 wird deren praktische Anwendung illustriert. Verschiedene Bemerkungen in Kapitel 4.3 runden den vorliegenden Bericht ab.

Das in Kapitel 4.2 beschriebene Bemessungsvorgehen zur Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben sollte vorderhand auf Verhältnisse beschränkt bleiben, wie sie bei den in Kapitel 2 beschriebenen Versuchen vorlagen (senkrecht zur Plattenebene mit HILTI HIT-RE 500 eingemörtelte Stäbe mit einseitiger Endverankerung). Dabei sollten die in Kapitel 4.3.4 zusammengefassten Empfehlungen zu den Stababständen und Versetztiefen sowie zum Mindestbewehrungsgehalt beachtet werden.

Eine Verbreiterung der Versuchsbasis samt Ausdehnung der entsprechenden theoretischen Untersuchungen ist wünschenswert, insbesondere hinsichtlich

- schief eingemörtelter Stäbe;
- anderer Klebstoffe;
- Stäben ohne Endverankerung;
- ein- oder zweiachsiger Biegung mit Richtungsabweichung von der Biegebewehrung;
- statisch unbestimmter Systeme.

Wertvoll wäre auch ein zu D4 analoger Versuch D8 mit modifizierten Stababständen, vgl. Kapitel 4.3.1.

Bei der theoretischen Weiterentwicklung der in Kapitel 3.3 eingeführten Spannungsfelder stehen folgende Themen im Vordergrund:

- vertiefte Analyse des Hauptspannungsverlaufs;
- Prozesse an der Risspitze.

Die in Kapitel 3.4 eingeführte Modellvorstellung könnte auf Fälle mit mangelhaft verankerter Bügelbewehrung übertragen und mit entsprechenden Versuchen verifiziert werden.

Anhänge

I	Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Serie C	63
II	Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Serie D	67

I Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Serie C

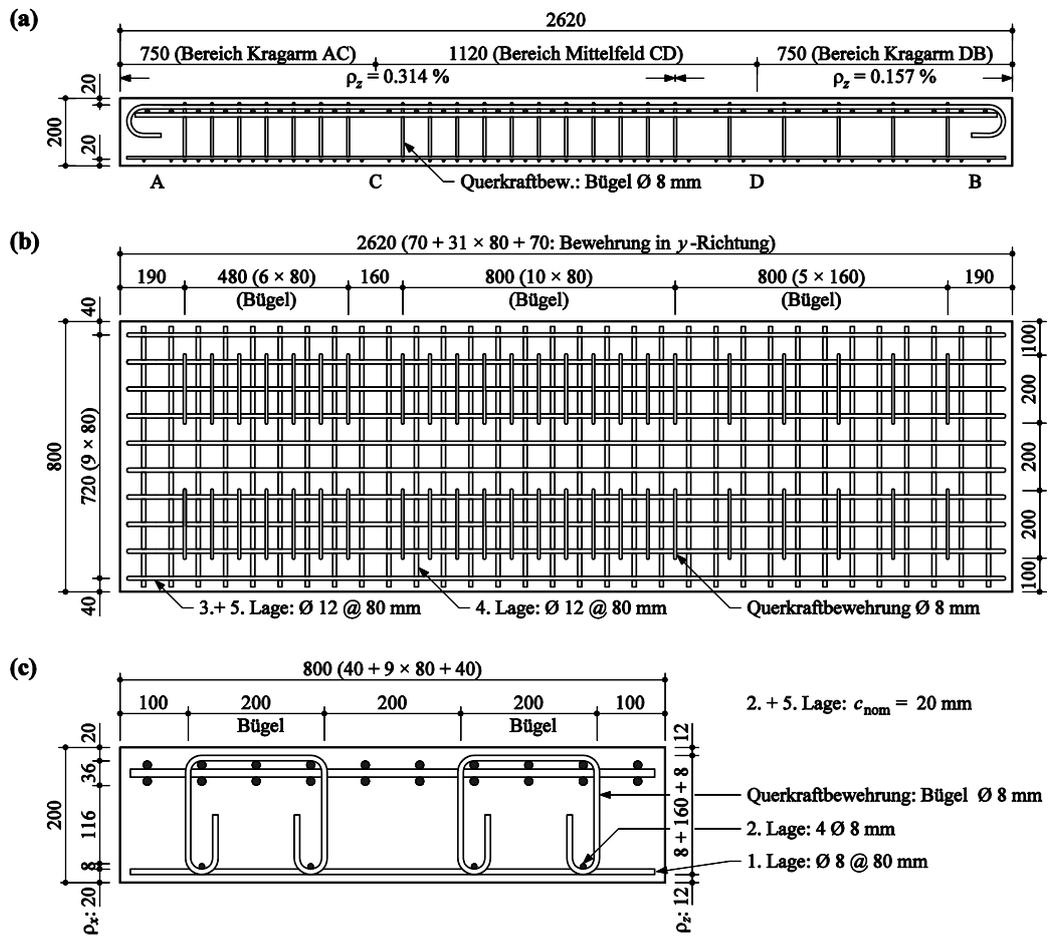


Bild I1 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper C1: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt (Abmessungen in mm).

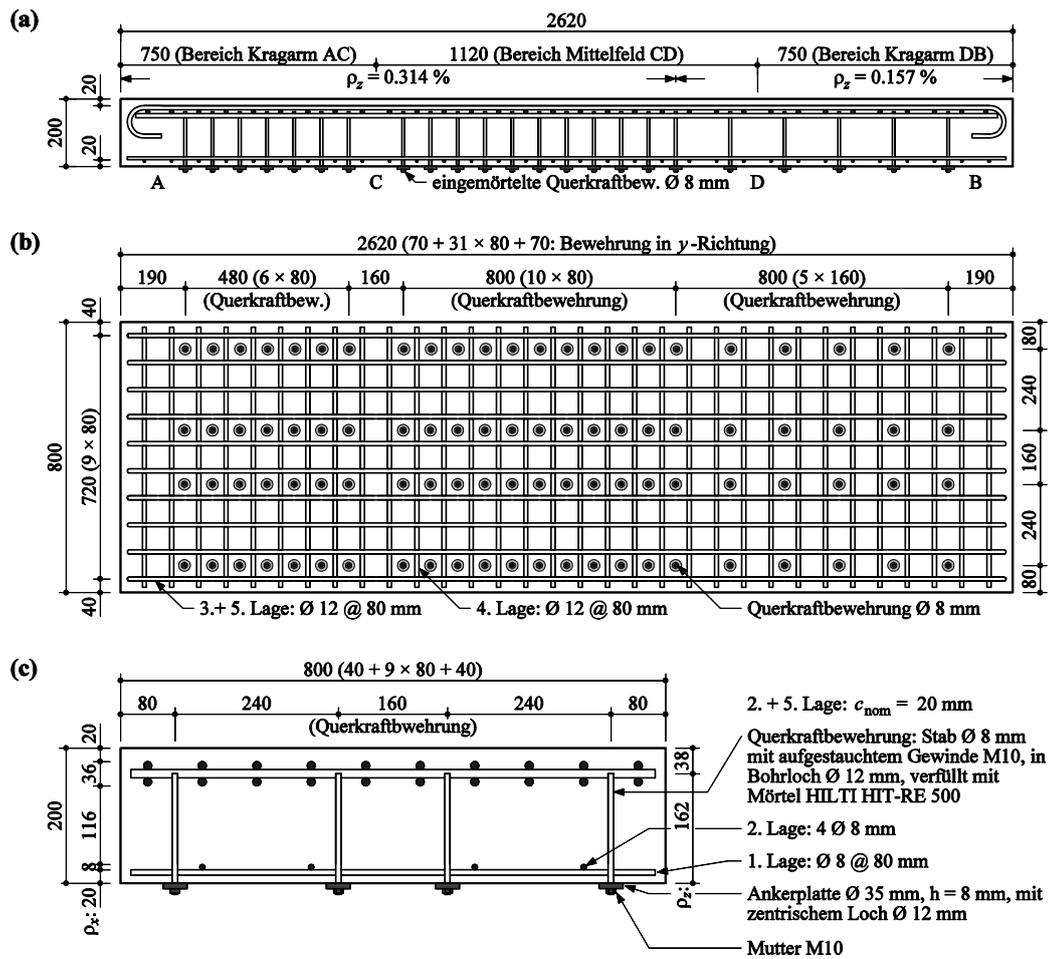


Bild I2 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper C2: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt (Abmessungen in mm).

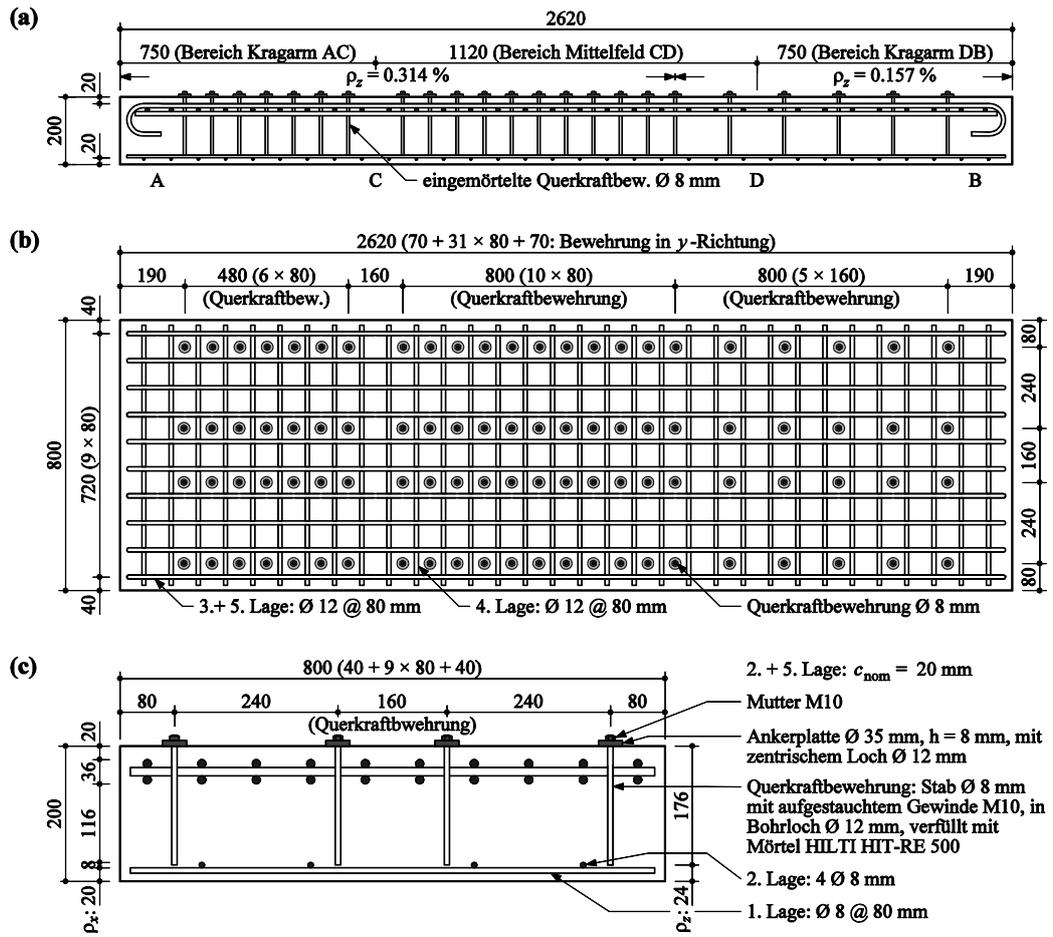


Bild 13 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper C3: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt (Abmessungen in mm).

II Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Serie D

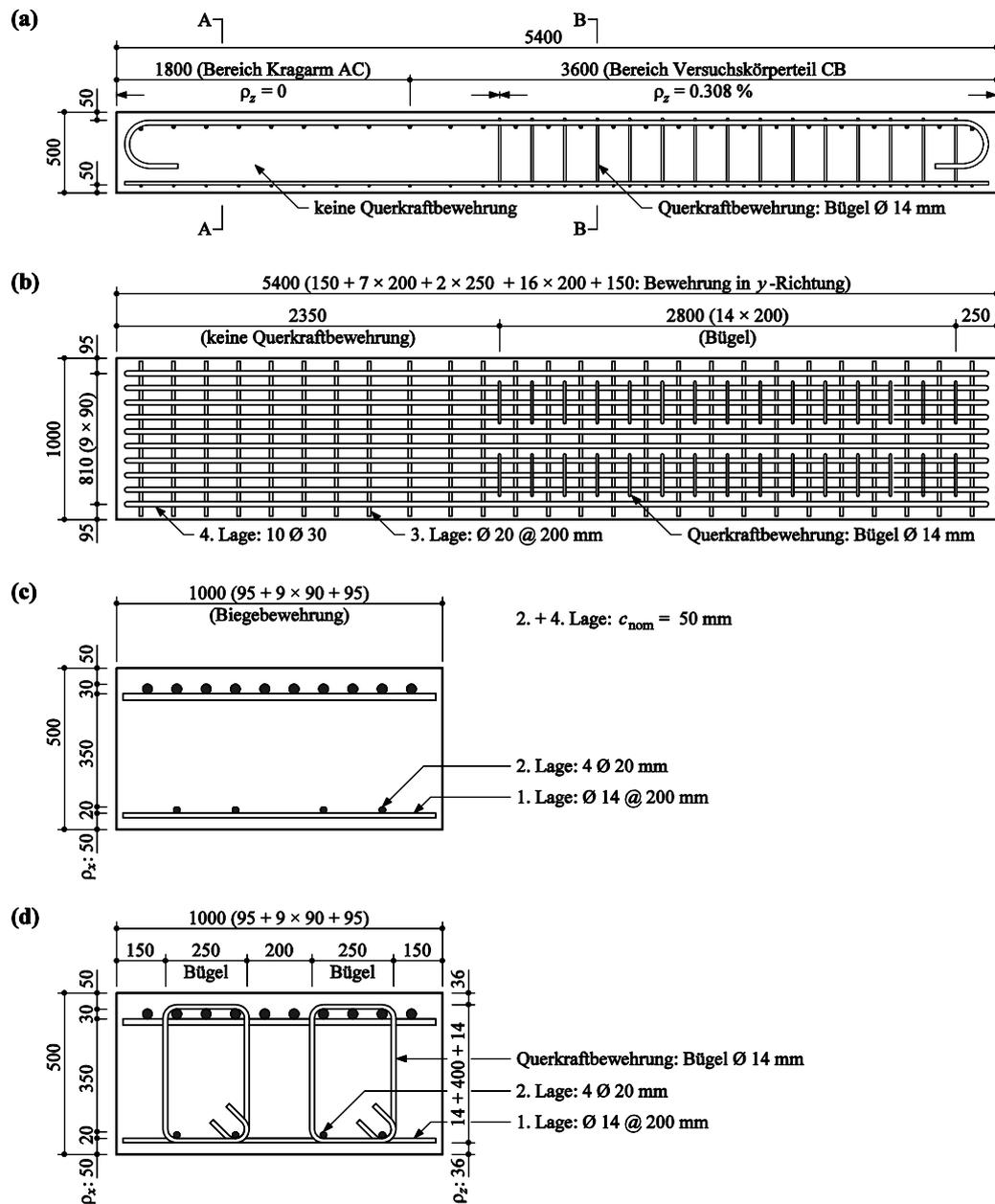


Bild II1 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D1 (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A; (d) Querschnitt B-B (Abmessungen in mm).

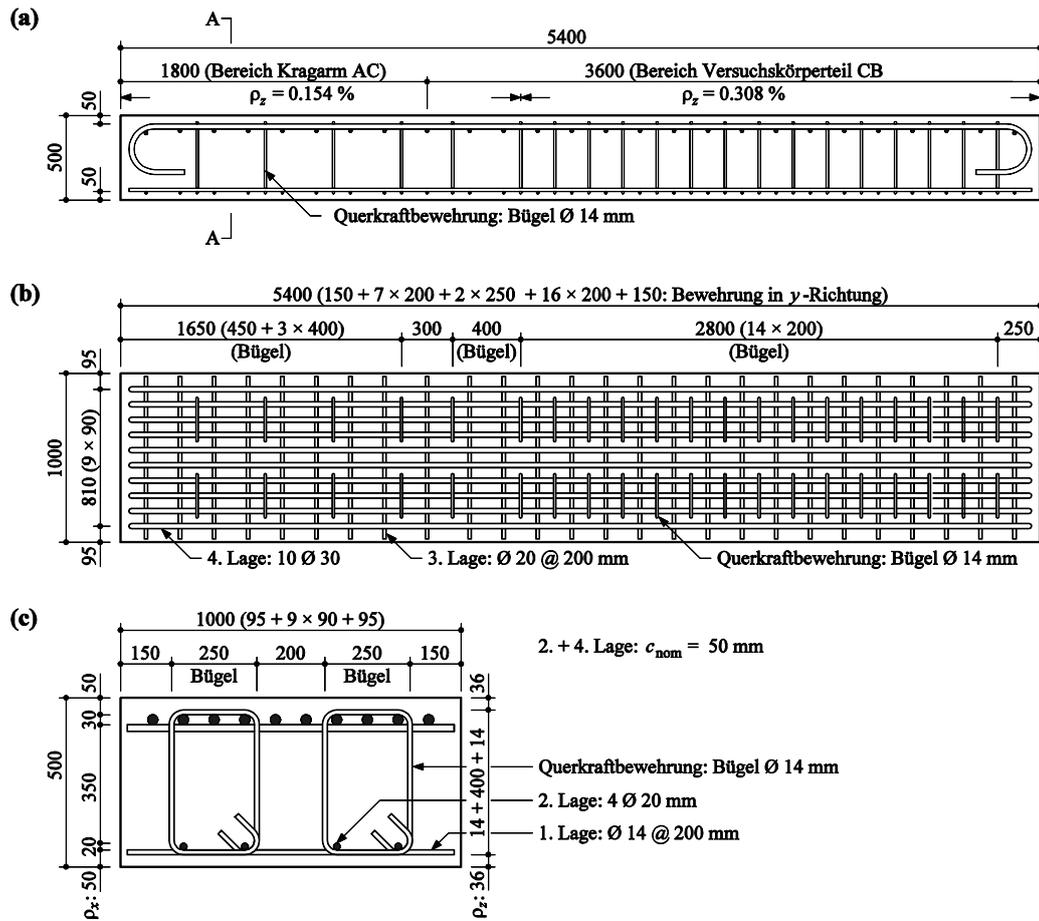


Bild II2 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D2: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A (Abmessungen in mm).

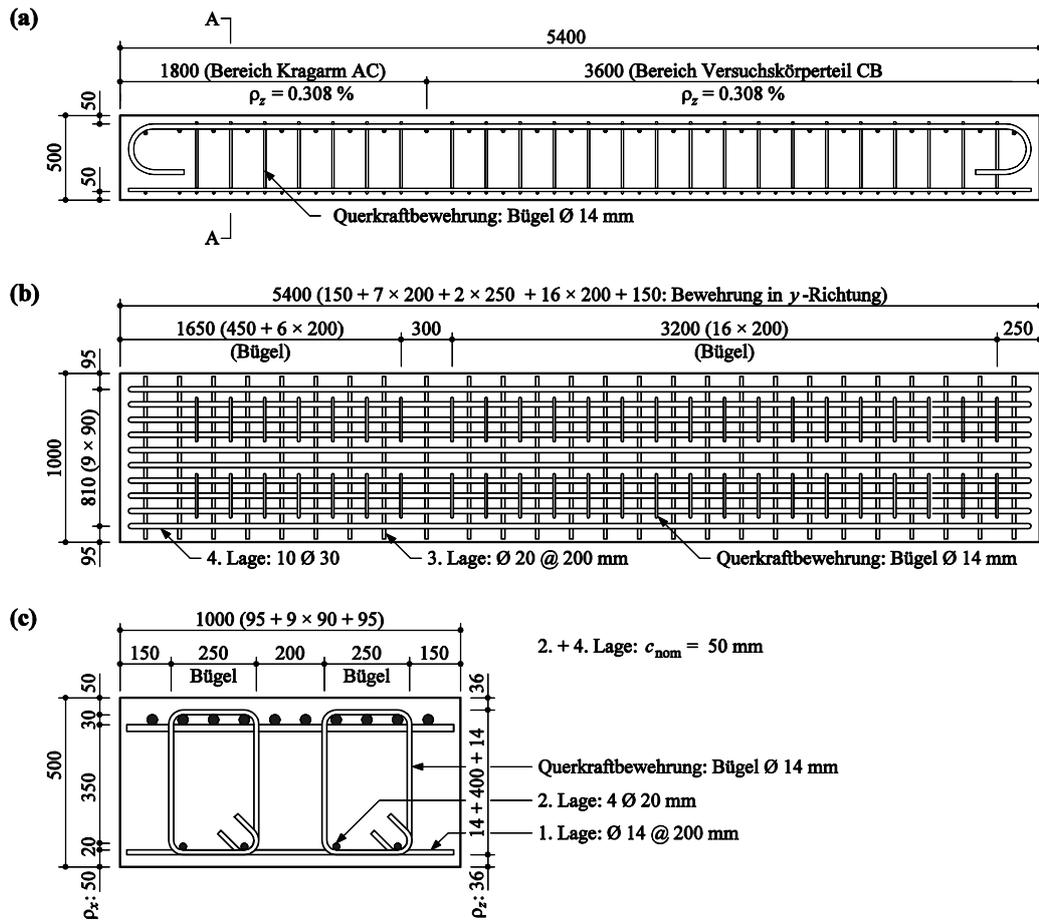


Bild I13 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D3: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A (Abmessungen in mm).

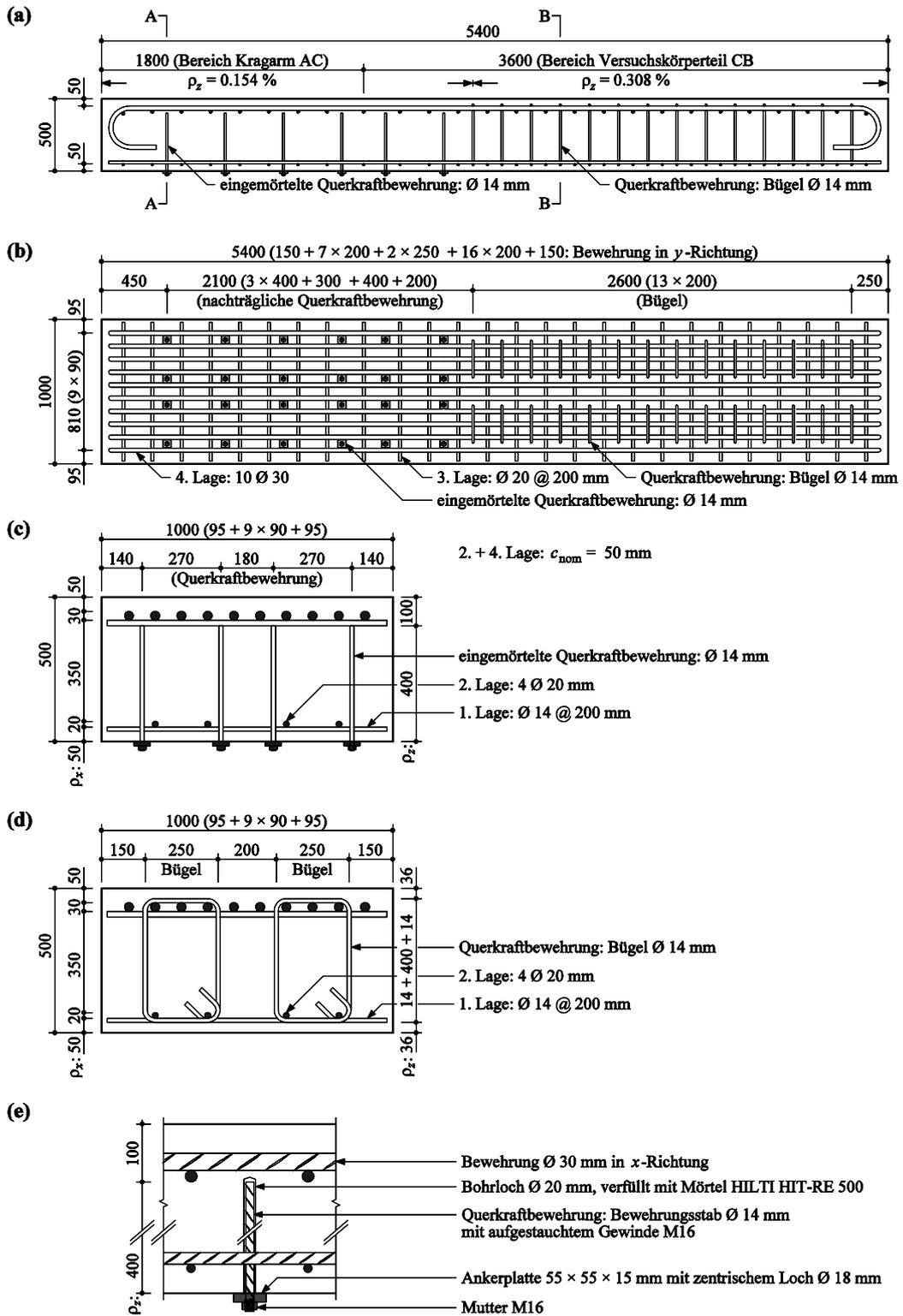


Bild 114 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D4: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A; (d) Querschnitt B-B; (e) eingemörtelte Bewehrung (Abmessungen in mm).

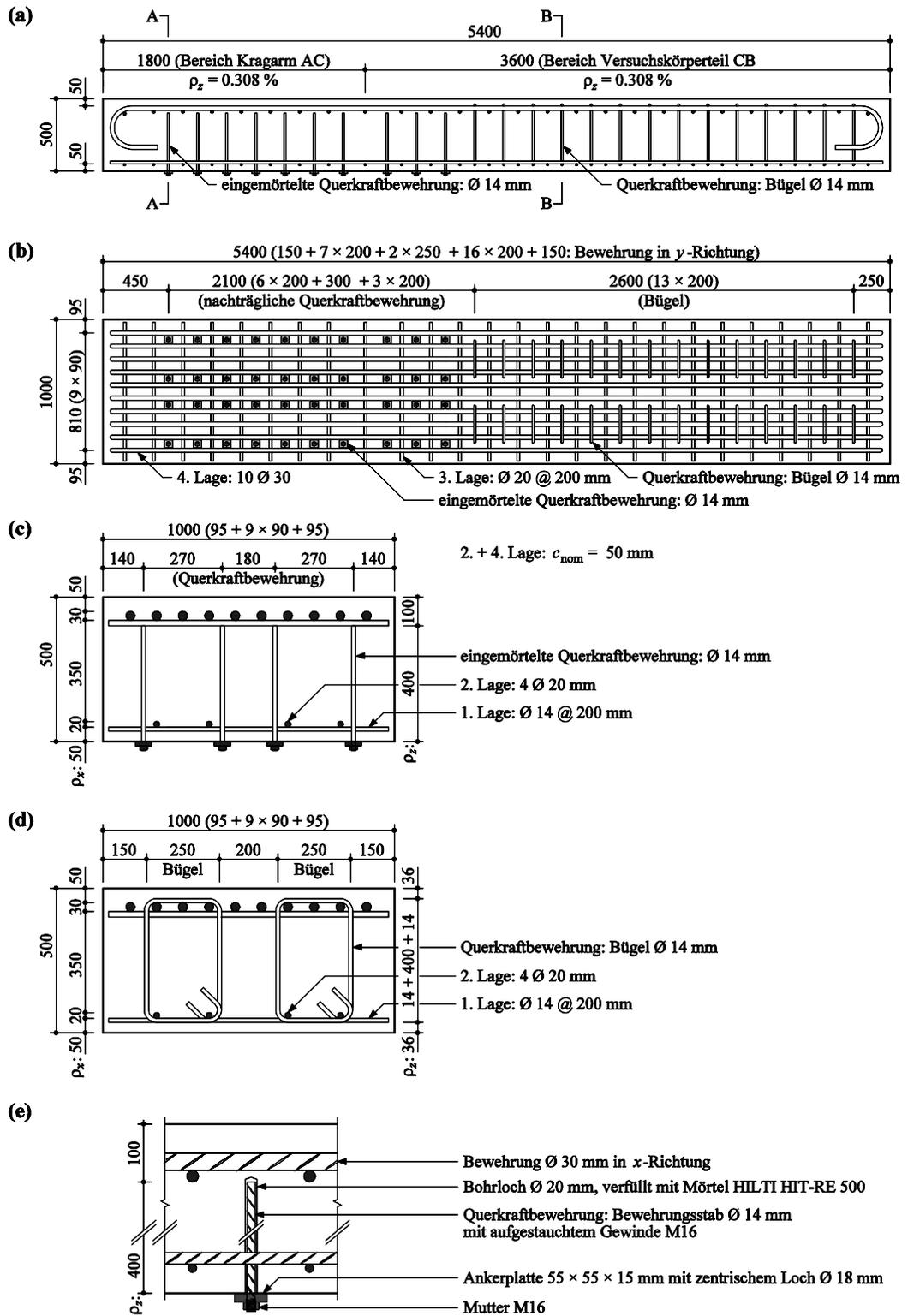


Bild II5 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D5: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A; (d) Querschnitt B-B; (e) eingemörtelte Bewehrung (Abmessungen in mm).

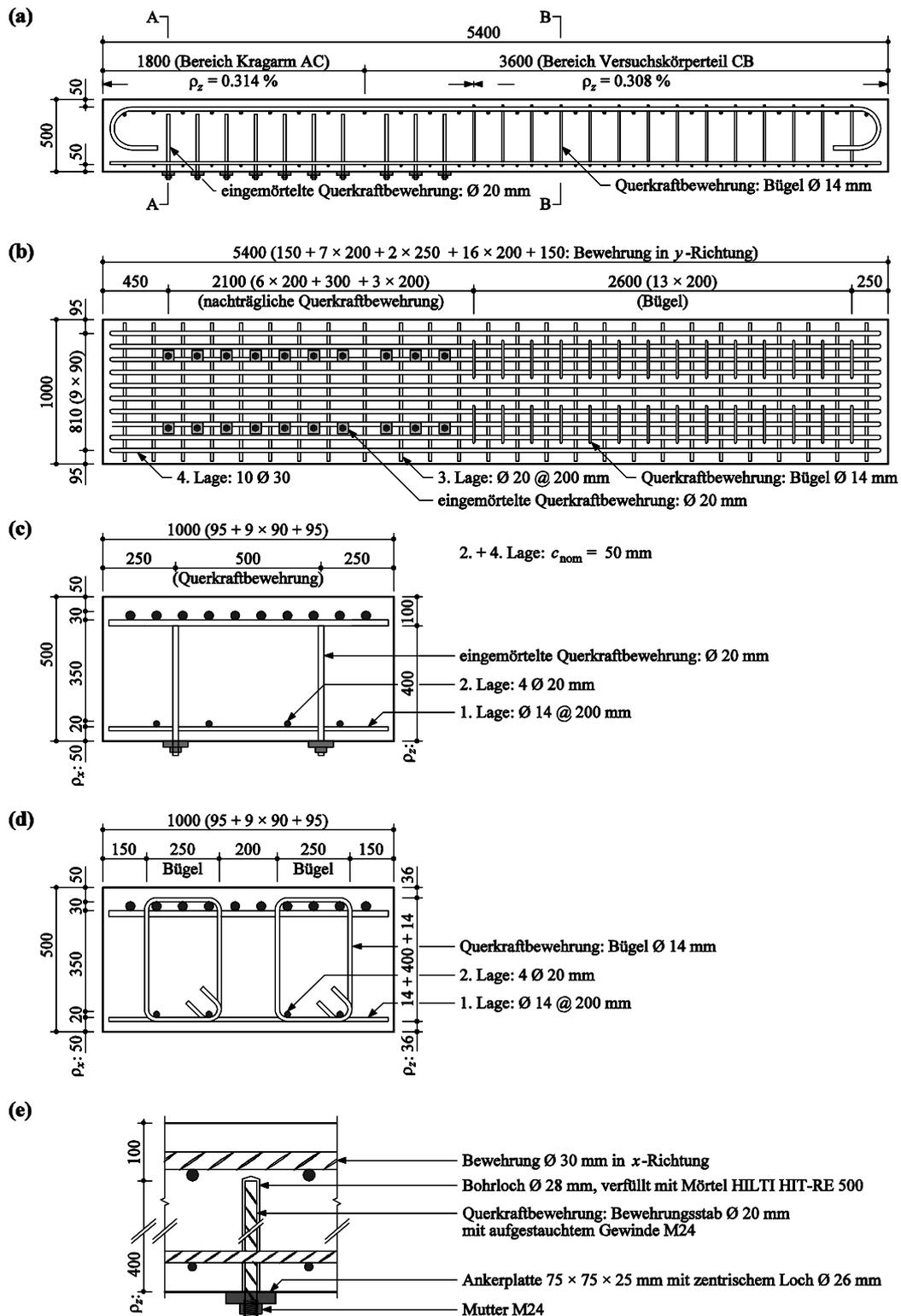


Bild II 6 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D6: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A; (d) Querschnitt B-B; (e) eingemörtelte Bewehrung (Abmessungen in mm).

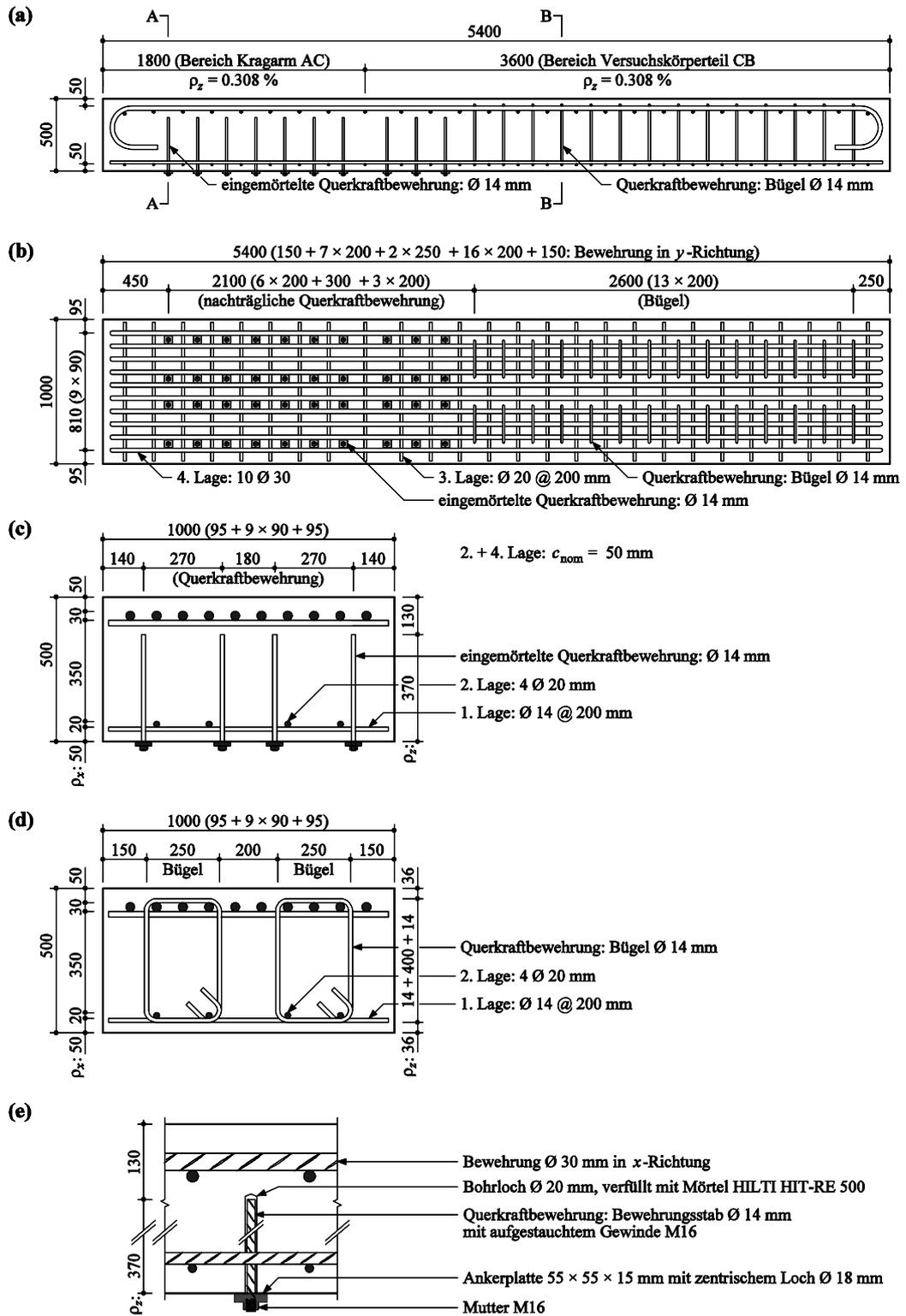


Bild I17 Geometrie und Bewehrung Versuchskörper D7: (a) Längsschnitt; (b) Grundriss; (c) Querschnitt A-A; (d) Querschnitt B-B; (e) eingemörtelte Bewehrung (Abmessungen in mm).

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben	
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
B	resultierende Kraft in den Querkraftverstärkungsstäben
B_d	Bemessungswert von B
B_1, B_2	Näherungen für B
C	Auflagerkraft
D	Biegesteifigkeit
D_{max}	Grösstkorn der Gesteinskörnung
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
F	durch Hydraulikzylinder aufgebrachte Kraft
G	Versuchs - Auflast
G_1, G_2, G_3	Eigenlasten
M_0	Biegemoment an querkraftfreiem Querschnitt
M_{0d}	Bemessungswert von M_0
Q	Last, rechnerische Höchstlast
Q_d	Bemessungswert von Q
Q_{exp}	experimentelle Höchstlast
Q_{min}	theoretisches Minimum von Q
R	Abkürzung (20)
T	Zuggurtkraft
T_d	Bemessungswert von T
V	Querkraft, über fiktiven Riss übertragene Querkraft
V_R	Querkraftwiderstand
V_{Rd}	Bemessungswert von V_R
V_{Rd1}, V_{Rd2}	Näherungen für V_{Rd}
V_{Rk}	charakteristischer Wert von V_R
V_{R1}	Näherung für V_R
V_u	Bruch - Querkraft
Lateinische Kleinbuchstaben	
a	Schubspannweite
a_s	Querschnittsfläche des Betonstahls pro Längeneinheit
a_s'	Querschnittsfläche des Betonstahls in Biegedruckzone pro Längeneinheit
a_x, a_y	bezogene Querschnittsflächen der unteren Bewehrung
a_x', a_y'	bezogene Querschnittsflächen der oberen Bewehrung
b	Bauteilbreite
c	Abstand zwischen Q und B
c_0	Grenzrissbreite für Schubspannungsübertragung
c_1	empirische Konstante (0.8 mm)
d	statische Höhe

d'	statische Höhe des Betonstahls in Biegedruckzone
d_m	mittlere statische Höhe der unteren Bewehrung (1. und 2. Lage)
d_m'	mittlere statische Höhe der oberen Bewehrung (3. und 4. Lage)
d_v	Kerndicke im Sandwichmodell, Gurtabstand
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert von f_c
f_{ck}	charakteristischer Wert von f_c
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert von f_{ct}
f_s	Fliessgrenze des Betonstahls
f_{sd}	Bemessungswert von f_s
f_{sk}	charakteristischer Wert von f_s
g	Versuchskörper - Eigenlast pro Längeneinheit
g_{d0}	Bemessungswert der Eigenlast pro Längeneinheit
g_{d1}	Bemessungswert der Auflast pro Längeneinheit
g_{k0}	charakteristischer Wert der Eigenlast pro Längeneinheit
g_{k1}	charakteristischer Wert der Auflast pro Längeneinheit
h	Bauteildicke
k	Faktor (25)
k'	Faktor (25)
l	eingemörtelte Länge der Querkraftverstärkungsstäbe
l_1	Auszugslänge der Querkraftverstärkungsstäbe
m	Biegemoment pro Längeneinheit
m_r	Rissmoment pro Längeneinheit
m_x, m_y, m_{xy}	Momentenkomponenten
n	Wertigkeit des Betonstahls (E_s / E_c)
n_x, n_y, n_{xy}	Membrankraftkomponenten
n_B	Anzahl Querkraftverstärkungsstäbe
q_d	Bemessungswert der Nutzlast pro Längeneinheit
q_k	charakteristischer Wert der Nutzlast pro Längeneinheit
r	Abstand zwischen B und Schnittpunkt von Biegedruckrand und Verlängerung des fiktiven Risses
s	horizontaler Rissabstand
s_r	Rissabstand im Zuggurt
s_{r0}	maximaler Rissabstand gemäss Zuggurtmodell
s_x	Abstand der Querkraftverstärkungsstäbe in x -Richtung
s_y	Abstand der Querkraftverstärkungsstäbe in y -Richtung
v_x, v_y	Querkraftkomponenten
v_0	Hauptquerkraft
w	Durchbiegung, Rissbreite
w_r	Rissbreite auf der Höhe des Zuggurts
w_0	Grenzrissbreite für Zugspannungsübertragung

x, y, z	kartesische Koordinaten
r, t	schiefwinklige Koordinaten
Griechische Grossbuchstaben	
ΔT	auf Betonzahn übertragene Zuggurtkraft
$\Delta \chi$	Krümmungsreduktion infolge Zugversteifung
Griechische Kleinbuchstaben	
α	Zylinderschiefstellung, Neigung des Betondruckspannungsfelds
β	Auflagerneigung, Rissneigung
γ_c	Widerstandsbeiwert für Beton
$\gamma_{G, Q, sup}$	Lastbeiwert für ungünstig wirkenden Erddruck
ε	Dehnung
ε_{sr}	Zuggurtdehnung im Riss
ε_v	nominale Dehnung der Biegezugbewehrung
ζ	auf d bezogene Höhe der Biegedruckzone im Zustand II
η	auf h bezogene Höhe der Biegedruckzone im Zustand I
κ	Faktor
λ	Verhältnis s_r/s_{r0} ($0.5 \leq \lambda \leq 1$)
ρ	Bewehrungsgehalt
ρ'	Bewehrungsgehalt in Biegedruckzone
ρ_t	Bewehrungsgehalt des Zuggurts
ρ_x, ρ_z	Bewehrungsgehalte
σ	Normalspannung
σ_B	Spannung in den Querkraftverstärkungsstäben
σ_{Bm}	mittlere Spannung in den Querkraftverstärkungsstäben
$\sigma_{B,max}$	maximale Spannung in den Querkraftverstärkungsstäben
σ_c	Spannung im Beton
σ_r, σ_t	Längsspannungen in schiefwinkligen Koordinaten
σ_s	Spannung im Betonstahl
σ_{sr}	Stahlspannung am Riss
σ_{sr0}	Stahlspannung am Riss unmittelbar nach dem Reißen des Betons
σ_x, σ_z	Normalspannungen in kartesischen Koordinaten
τ	Schubspannung
τ_b	Verbundspannung
τ_m	mittlere Schubspannung
τ_{xz}	Schubspannung in kartesischen Koordinaten
τ_{rt}	Schubspannungen in schiefwinkligen Koordinaten
χ	Krümmung
χ_r	Krümmung beim Reißen des Betons
φ_0	Richtungswinkel der Hauptquerkraft
ω	Rotation um fiktive Risspitze
ω_1, ω_2	Näherungen für ω

Sonderzeichen	
I	ungerissener Zustand
II	gerissener Zustand
\emptyset	Bewehrungsstabdurchmesser
\emptyset_B	Durchmesser der Querkraftverstärkungsstäbe
∂	partiell Differentialsymbol

Literaturverzeichnis

-
- [1] Marti, P., „**Design of Concrete Slabs for Transverse Shear**“, *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 2, March-April 1990, pp. 180-190.
-
- [2] Marti, P., „**Baustatik**“, 2. Aufl., Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 2014, 683 pp..
-
- [3] Seefeld-Ebert, B., Ott, C., und Marti, P., „**Versuche zur Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben**“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 366*, Januar 2016, 243 pp.
-
- [4] Jäger, T., und Marti, P., „**Versuche zum Querkraftwiderstand und zum Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten**“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 294*, Februar 2006, 358 pp.
-
- [5] Marti, P., Sigrist, V., und Alvarez, M., „**Mindestbewehrung von Betonbauten**“, Forschungsauftrag Nr. 82/95 des Bundesamts für Strassenbau, *Bericht Nr. 529*, Juni 1997, 55 pp.
-
- [6] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., und Sigrist, V., „**Tension Chord Model for Structural Concrete**“, Structural Engineering International, *IABSE*, Vol. 8, No. 4, November 1998, pp. 287-298.
-
- [7] Marti, P., Monsch, O., und Schilling, B., „**Ingenieur-Betonbau**“, *Gesellschaft für Ingenieurbaukunst*, Band 7, vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, Zürich, 2005, 225 pp.
-
- [8] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., und Sigrist, V., „**Tragverhalten von Stahlbeton**“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Publikation SP-008*, September 1999, 301 pp.
-
- [9] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (2013), „**Betonbau**“, *Norm SIA 262*, 102 pp.
-
- [10] Joint ACI-ASCE Committee 445, „**Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete**“, *American Concrete Institute, Report ACI 445R-99*, November 1999, 55 pp.
-
- [11] Kani, G.N.J., „**How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams**“, *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 64, No. 3, March 1967, pp. 128-141.
-
- [12] Lubell, A., Sherwood, T., Bentz, E., and Collins, M.P., „**Safe Shear Design of Large, Wide Beams**“, *Concrete International*, Vol. 26, No. 1, January 2004, pp. 66-78.
-
- [13] Sherwood, E.G., Lubell, A.S., Bentz, E.C., and Collins, M.P., „**One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams**“, *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, November-December 2006, pp. 794-802.
-
- [14] Collins, M.P., Bentz, E.C., Quach, P.T., and Proestos, G.T., „**The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs**“, *Concrete International*, Vol. 37, No. 11, November 2015, pp. 29-37.
-
- [15] Jäger, T., „**Querkraftwiderstand und Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten**“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 305*, Oktober 2007, 114 pp.
-
- [16] Sigrist, V., „**Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern**“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 210*, Juli 1995, 159 pp.
-
- [17] Vecchio, F.J., and Collins, M.P., „**The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**“, *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 83, No. 2, March-April 1986, pp. 219-231.
-
- [18] Walraven, J.C., „**Fundamental Analysis of Aggregate Interlock**“, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. ST11, November 1981, pp. 2245-2270.
-

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 15. Februar 2016

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2009/003

Projekttitel: Querkraftverstärkung von Stahlbetonplatten und -schalen

Enddatum: 31. März 2016

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Im Rahmen dieses Projekts wurden theoretische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit zum Zweck der Querkraftverstärkung eingemörtelten Bewehrungsstäben durchgeführt.

Die experimentelle Basis umfasst 13 Bruchversuche an Stahlbeton-Plattenstreifen. Ein Versuchskörper enthielt keine Querkraftbewehrung, bei vier Versuchen kamen einbetonierte Bügelbewehrungen zum Einsatz, bei sechs Versuchen wurden von der Biegedruckseite her senkrecht zur Plattenebene mit HILTI HIT-RE 500 eingemörtelte Querkraftverstärkungsstäbe verwendet, und bei zwei Versuchen wurden Querkraftverstärkungsstäbe von der Biegezugseite her eingemörtelt. Die Versuche demonstrierten die Wirksamkeit der Querkraftverstärkung und lieferten wertvolle Erkenntnisse zur konstruktiven Durchbildung (Stababstände, Versetztiefen, Mindestbewehrung).

Eine neue Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wurde entwickelt und auf Bauteile mit eingemörtelter Querkraftbewehrung übertragen. Die neue Modellvorstellung geht von einem mit zunehmender Rissbreite linearen Abfall der über einen Riss übertragbaren Schubspannung aus und betrachtet statisch zulässige Spannungsfelder in den schiefen „Betonzähnen“ zwischen benachbarten Rissen. Die Wirkung der Querkraftverstärkungsstäbe wird über deren Auszieh Widerstand unter Voraussetzung einer Verbundspannung berücksichtigt, die gleich der zweifachen mittleren Betonzugfestigkeit angenommen wird.

Die neuen Modellvorstellungen wurden über den Vergleich mit Versuchsergebnissen validiert, und ihre praktische Anwendung wurde anhand von zwei Bemessungsbeispielen illustriert.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Zum Tragverhalten einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit zum Zweck der Querkraftverstärkung eingemörtelten Bewehrungsstäben lagen bisher keine wissenschaftlich gesicherten Erkenntnisse vor. Ziel des Forschungsprojekts war, theoretisch und experimentell einen Beitrag zur Behebung dieses Zustands zu leisten und die wissenschaftlichen Ergebnisse in praxisgerechter Form aufzubereiten. Dieses Ziel wurde erreicht, und es ergaben sich wertvolle Anstösse für weiterführende Forschungsarbeiten.

Folgerungen und Empfehlungen:

1. Die nun vorliegende Versuchsbasis sollte verbreitert und mit entsprechenden theoretischen Untersuchungen ausgedehnt werden (schiefe eingemörtelte Stäbe, andere Klebstoffe, Stäbe ohne Endverankerung, ein- oder zweiachsige Biegung mit Richtungsabweichung von der Biegebewehrung, statisch unbestimmte Systeme).
2. Bei der theoretischen Weiterentwicklung der neuen Modellvorstellung stehen die vertiefte Analyse der Spannungsfelder und die Prozesse an der Riss Spitze im Vordergrund.
3. Die neue Modellvorstellung könnte auf Fälle mit mangelhaft verankerter Bügelbewehrung übertragen und mit entsprechenden Versuchen verifiziert werden.

Publikationen:

Seefeld-Ebert, B., Ott, C., und Marti, P., „Versuche zur Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Bericht Nr. 366, Januar 2016, 243 pp.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Marti Vorname: Peter

Amt, Firma, Institut: vormals Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Forschungsarbeit "Querkraftverstärkung einseitig zugänglicher Stahlbetonplatten mit eingemörtelten Bewehrungsstäben" greift ein aktuelles Thema auf, dessen Bedeutung in jüngerer Vergangenheit aufgrund verschiedener Schadenfälle erkennbar war.

Mit dem Fokus auf Querkraftverstärkungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben wurden insgesamt 13 Grossversuche durchgeführt, deren Resultate in einem ausführlichen Versuchsbericht (IBK-Bericht Nr. 366) zusammengestellt wurden. Der vorliegende Schlussbericht fasst die Resultate dieser Versuche zusammen und stellt eine neue Modellvorstellung zum Schubtragverhalten vor, welche sich im Ansatz weitgehend von den heute verwendeten Modellen unterscheidet. Das Modell ist klar nachvollziehbar und verständlich dargelegt, und ein Vergleich mit der Norm SIA 262 wird angestellt; eine Gegenüberstellung mit anderen bereits publizierten Forschungsergebnissen wäre hilfreich, um die Vor- und Nachteile des Ansatzes besser erkennbar zu machen.

Das vorgeschlagene Modell zeigt gegenüber den eigenen Versuchen und den Versuchen anderer Autoren eine gute Korrelation. Die Basis der berücksichtigten Versuche ist jedoch etwas knapp. In vergangener Zeit wurden sehr viele Versuche zum Schubtragverhalten von Platten mit und ohne Schubbewehrung durchgeführt, unter anderem auch im Rahmen der AGB. Diese Versuche könnten zwecks einer breiteren Validierung ausgewertet werden. Im Bericht wird festgehalten, dass dem Modell bezüglich der Rissgeometrie und der Risskinematik Vereinfachungen zugrunde liegen, die kritisch zu hinterfragen sind. In diesem Zusammenhang wäre eine Diskussion des bruchmechanischen Ansatzes der Schubübertragung mit anderen Modellvorstellungen wie z.B. der Rissverzahnung interessant.

Umsetzung:

Mit den Versuchen wurde gezeigt, dass der Schubwiderstand von Platten bereits mit einem relativ geringen Gehalt an eingemörtelter Querbewehrung günstig beeinflusst werden kann. So konnten, ausser beim Versuch D4, der einen Querbewehrungsgehalt von 0,154% aufwies, bei allen Versuchen mit eingemörtelter Querbewehrung Biegebrüche beobachtet werden. Es zeigte sich, dass die - gegenüber dem Referenzversuche - gewünschte Wirkung der Schubverstärkung mit der senkrecht zur Plattenebene eingemörtelten Querbewehrung erzielt werden kann.

Einhergehend mit den Erkenntnissen aus den Versuchen wurde ein Modell zur Beschreibung des Schubtragverhaltens vorgestellt, welches aufzeigt, wie entsprechende Verstärkungsmassnahmen bemessen werden können. Im Bericht weisen die Verfasser darauf hin, dass das Modells aufgrund der eingeschränkten Versuchsbasis noch nicht umfassend validiert ist. Sie empfehlen daher, die Bemessungsmethode vorderhand auf Verhältnisse zu beschränken, die mit den durchgeführten Versuchen vergleichbar sind.

Die Begleitkommission unterstützt diese Empfehlung, und schlägt vor, die Versuchsbasis zu verbreitern, damit das Modell eine breite Anwendung finden kann.

weitergehender Forschungsbedarf:

Der neue Ansatz, der dem Modell zugrunde liegt, erscheint interessant und sollte weiter verfolgt werden. Im Hinblick auf die Festigung des vorgeschlagenen Modells sollten weitere Versuche ausgewertet werden, die eine Kalibration der Modellparameter ermöglichen. Mit Blick auf den Spannungszustand im Betonzahn wäre auch dessen Beeinflussung durch die Querbewehrung zu untersuchen.

Einfluss auf Normenwerk:

-

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Fürst

Vorname: Armand

Amt, Firma, Institut: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Das Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen kann heruntergeladen werden unter: www.astra.admin.ch -> Dienstleistungen -> Forschung im Strassenwesen -> Downloads -> Formulare.