Zugversuche an Stahlbetonscheiben

Working Paper**Author(s):**

Fellmann, Walter; Menn, Christian

Publication date:

1981

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000246537>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich 7604

Zugversuche an Stahlbetonscheiben

Walter Fellmann
Christian Menn

September 1981
Bericht Nr. 7604-1

CIP-Kurztitelaufnahme der Deutschen Bibliothek

Fellmann, Walter:

Zugversuche an Stahlbetonscheiben / Walter Fellmann;
Christian Menn. – Basel; Boston; Stuttgart: Birkhäuser, 1981.

(Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion,
ETH Zürich; Nr. 7604–1

ISBN 3-7643-1289-0

NE: Menn, Christian.; Institut für Baustatik und
Konstruktion <Zürich>: Bericht

Nachdruck verboten.

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzungen in fremde Sprachen und
der Reproduktion auf photostatischem Wege oder durch Mikrofilm,
vorbehalten.

© Birkhäuser Verlag Basel, 1981

ISBN 3-7643-1289-0

Zugversuche an Stahlbetonscheiben

von

Walter Fellmann, dipl. Ing.
Prof. Dr. C. Menn

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
September 1981

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. EINLEITUNG	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziel der experimentellen Untersuchungen	1
1.3 Versuchsprogramm	2
2. VERSUCHSKOERPER	3
2.1 Beschreibung und Herstellung	3
2.2 Baustoffe	3
2.2.1 Bewehrungsstahl	3
2.2.2 Beton	4
3. VERSUCHSDURCHFUEHRUNG	6
3.1 Versuchseinrichtung	6
3.2 Messeinrichtung	6
3.3 Versuchsablauf	7
4. VERSUCHSRESULTATE	8
4.1 Last-Verformungs-Verhalten	8
4.1.1 Scheibe 1	8
4.1.2 Scheibe 2	9
4.1.3 Scheibe 3	9
4.1.4 Steifigkeit der Versuchsscheiben	9
4.2 Rissbildung	10
4.2.1 Scheibe 1	10
4.2.2 Scheibe 2	10
4.2.3 Scheibe 3	10
4.2.4 Scheibenverlängerung und Rissbreiten	11
ZUSAMMENFASSUNG	12
RESUME	13
SUMMARY	14
BEZEICHNUNGEN	15
LITERATURVERZEICHNIS	16
VERDANKUNGEN	17

1. Einleitung

Die im vorliegenden Versuchsbericht beschriebenen experimentellen Untersuchungen wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich im Rahmen des Forschungsprojektes "Verformungsfähigkeit von Stahlbetonstützen" durchgeführt. Das Ziel dieses Projektes bestand in der Ausarbeitung einer einfachen und zuverlässigen Methode zur Ermittlung des Rissverhaltens von Stützen bei Zwangsbeanspruchung. Damit sollten die früher am Institut durchgeführten Untersuchungen über "Tragfähigkeit schlanker Druckglieder" [1], [2] ergänzt werden.

1.1 Problemstellung

Bei langen Brücken wird den mit dem Ueberbau fest verbundenen Stützen vor allem durch die Längenänderung des Trägers infolge Vorspannung, Schwinden und Temperatur unter Umständen eine beträchtliche Verformung aufgezwungen. Diese sogenannte Zwangsverformung spielt zwar bei der Tragfähigkeitsberechnung im allgemeinen eine kleine Rolle, da die damit verbundene Beanspruchung durch die Plastifizierung im Bruchzustand abgebaut wird [3]. Im Gebrauchszustand können jedoch Zwangsverformungen bereits unzulässig grosse Risse verursachen.

Zur Untersuchung des Rissverhaltens bei Zwangsverformungen werden normalerweise aufgrund einer einfachen, beanspruchungsunabhängigen Steifigkeitsannahme zunächst die Schnittkräfte und Stahlspannungen berechnet. Dann wird die Rissbreite mit den bei Lastbeanspruchung üblichen Methoden ermittelt.

Das Verformungsverhalten von Stahlbeton ist aber nicht - wie bei derartigen Berechnungen vorausgesetzt wird - linear elastisch. Infolge Rissbildung nimmt die Biegesteifigkeit bereits im Gebrauchszustand stark ab. Einer zuverlässigen Schnittkraftberechnung müsste deshalb ein nichtlineares, beanspruchungsabhängiges Steifigkeitsgesetz zugrunde gelegt werden. Dadurch wird die Berechnung der Schnittkräfte ausserordentlich erschwert.

Das Ziel des Forschungsprojektes bestand in der Ausarbeitung eines einfachen und zuverlässigen Berechnungsverfahrens, mit dem bei einer zulässigen Rissbreite aufgrund geometrischer Beziehungen direkt der zulässige Verformungszustand ermittelt werden kann.

1.2 Ziel der experimentellen Untersuchungen

Das oben skizzierte Verfahren setzt die Kenntnis der Beziehungen zwischen Querschnittsgrössen, Rissabstand und Rissbreite einerseits und Stabelementverformung andererseits voraus. Die zahlreichen diesbezüglichen theoretischen und experimentellen Untersuchungen führten zu den bekannten Risstheorien [4].

Mit den durchgeführten Versuchen sollte die Anwendbarkeit dieser Risstheorien für drei extreme Bewehrungsanordnungen überprüft werden. Bei den Versuchen wurde das Verhalten in der ungerissenen und gerissenen Verformungsphase bezüglich Kraft, Verformung, Rissbildung und Rissbreite beobachtet.

1.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasste drei Scheiben mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung, die bei zentrischem Zug geprüft wurden. Zentrisch gezogene Scheiben entsprechen im Prinzip dem Zugflansch einer auf Biegung beanspruchten Stütze mit Kastenquerschnitt.

2. Versuchskörper

2.1 Beschreibung und Herstellung

Die Abmessungen und die Bewehrung der drei scheibenartigen Versuchskörper sind aus Bild 1 ersichtlich. Im Querschnitt von 10 x 100 cm wurde die Bewehrung in der Mittelebene angeordnet; die Betonüberdeckung wies das praxisübliche Mass von ca. 4 cm auf. Bei einer Scheibe wurde die Bewehrung über den ganzen Querschnitt gleichmässig verteilt; bei zwei Scheiben wurde die Bewehrung an den Schmalseiten des Scheibenquerschnittes konzentriert. Die Kraft wurde am Scheibenende gleichmässig verteilt eingeleitet. Damit bestand die Gewähr, dass sich in den 200 cm langen Scheiben ein relevantes Rissbild ausbilden konnte.

Die Versuchskörper wurden in einer kunststoffbeschichteten Holzschalung hergestellt, die eine Schmalseite und zwei Längsseiten des Querschnittes umfasste. Die Schalung der Stirnseite bestand aus Stahlplatten, die bei der Versuchsdurchführung für die Krafteinleitung wieder verwendet wurden. Die Bewehrungsstäbe waren an den Enden mit aufgedrehten Gewinden versehen; sie konnten durch die Löcher in den Stahlplatten eingezogen und einwandfrei fixiert und verankert werden. Der Beton wurde durch die schmale Querschnittsseite in Schichten von 20 bis 30 cm eingebracht und mit einer Vibriernadel $\varnothing$ 4 cm verdichtet. Bei dieser Herstellung konnte ein gleichmässiges Verhalten der Scheibe im Versuch erreicht werden.

Nach dem Betonieren wurden die Scheiben bei konstanter Temperatur von 20 °C eingeschalt und zugedeckt sieben Tage gelagert.

Die drei Versuchsscheiben unterschieden sich im wesentlichen nur in der Anordnung der Bewehrung. Der Bewehrungsgehalt betrug 0.904% bei den Scheiben 1 und 2 und 0.76% bei der Scheibe 3. Die Bewehrung konnte somit auch bei einer unerwartet hohen Betonzugfestigkeit die Risszugkraft aufnehmen, ohne in den Bereich der Fließspannung zu gelangen.

Bei der Scheibe 1 waren die acht Bewehrungsstäbe $\varnothing$ 12 auf der ganzen Scheibenbreite gleichmässig verteilt; diese Scheibe stellte als praxisgerechte Ausführung eine Vergleichsbasis für die anderen Versuche dar.

Bei der Scheibe 2 wurden die acht Bewehrungsstäbe je zur Hälfte an den Schmalseiten des Querschnittes konzentriert; dadurch ergaben sich zwei stark bewehrte Randbereiche mit engen Stababständen und ein mittlerer unbewehrter Scheibenbereich. Diese Anordnung diente einerseits zur Untersuchung des Rissabstandes bei engem Stababstand und andererseits zur Beobachtung der Rissfortpflanzung in der unbewehrten Zone.

Die Scheibe 3 wies ebenfalls Bewehrungskonzentrationen an den Schmalseiten des Querschnittes auf. Die Bewehrung bestand jedoch nur aus je einem kräftigen Stab. Damit konnte der Einfluss des Stabdurchmessers auf den Rissabstand überprüft werden.

2.2 Baustoffe

2.2.1 Bewehrungsstahl

Die Bewehrung bestand aus naturhartem Stahl (SIA-Klasse IIIa). Die Materialprüfung beschränkte sich auf die Untersuchung von drei Proben $\varnothing$ 12, die in der Prüfmaschine verformungsgesteuert bis zum Bruch gefahren wurden. Die Dehngeschwindigkeit betrug 0.75% pro Minute; Bild 2 zeigt ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Die Festigkeitswerte der Proben sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Das Aufdrehen der Gewinde für die Verankerung der Stäbe an den Stahlplatten erfolgte mit grosser Sorgfalt. Die Festigkeit der Schraubenverbindung betrug 60 kN bzw. ca. 95% der Fliesslast des Vollquerschnittes.

2.2.2 Beton

Die Zusammensetzung des Frischbetons war bei allen Versuchsscheiben gleich. Die Zuschlagstoffe bestanden aus gewaschenem, rundem Material. Die Siebkurve entsprach der diesbezüglichen Empfehlung der Norm SIA 162 und wies folgende Komponenten auf:

Sand Ø 0 bis 4 mm	39 Gewichts-%
Kies Ø 4 bis 8 mm	25 Gewichts-%
Kies Ø 8 bis 16 mm	36 Gewichts-%

Das Raumgewicht des verdichteten Betons betrug ca. 2350 kg/m³.

Zur Ermittlung der Festigkeitswerte des Betons wurden beim Betonieren jeder Scheibe sechs Würfel 15 x 15 x 15 cm und sechs Zylinder Ø 15 x 30 hergestellt.

Je drei Würfel wurden zum Zeitpunkt des Versuchs und zum Zeitpunkt der Zylinderuntersuchung geprüft. Die Ergebnisse der mit einer konstanten Dehngeschwindigkeit von 0.2 bis 0.3 N/mm² pro Minute durchgeführten Versuche sind in den Tabellen 3 und 4 enthalten.

An je drei Zylindern pro Scheibe wurden im Anschluss an die Versuche der Elastizitätsmodul im Spannungsbereich 0 bis 12 N/mm² sowie die Druckfestigkeit und die Bruchdehnung gemessen.

Bei der Messung des E-Moduls wurden ausgehend von einer Grundspannung von 0.5 N/mm² zuerst 20 Lastwechsel mit einer Oberspannung von 12 N/mm² gefahren. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 12 N/mm² pro Minute; bei der oberen und unteren Grenzspannung wurde die Last jeweils während einer Minute konstant gehalten.

In den anschliessenden drei Lastzyklen mit steigender Oberspannung von 5.0, 10.0 und 12.0 N/mm² wurden die Verformungen bei Belastung und Entlastung im mittleren Drittel des Zylinders mit Hilfe von drei induktiven Wegaufnehmern (Basis 10 cm) gemessen. Damit liessen sich die Elastizitätsmoduli für verschiedene Laststufen ermitteln ($E_{0.5-5.0}$, $E_{0.5-10.0}$, $E_{0.5-12.0}$). Die in der Tabelle 5 angegebenen Mittelwerte aus Belastung und Entlastung wiesen relativ kleine Streuungen auf.

Die Messung der Zylinderdruckfestigkeit und der Bruchdehnung erfolgte verformungsgesteuert mit einer Kolbengeschwindigkeit von 0.04 mm/min; die Bruchlast wurde nach ca. 25 Minuten erreicht. Für die Dehnungsmessung wurde die gleiche Apparatur verwendet wie bei der Bestimmung des E-Moduls. Ein typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm ist in Bild 3 dargestellt. Die aus jeweils drei Proben gemittelten Werte der Bruchspannung f_{cu} mit den zugehörigen Bruchdehnungen ϵ_{cu} sind in Tabelle 5 aufgeführt.

Die restlichen Zylinderproben wurden für Zugversuche verwendet. Die Krafteinleitung erfolgte mit Stahlplatten Ø 15 x 2.5 cm, die an den sandgestrahlten und gereinigten Enden der Zylinder mit "Sikadur 31, Kleber normal" aufgeklebt waren. Die Zugkraft wurde von den Klemmbacken der Presse mit Dywidag-Stangen Ø 12 auf die Stahlplatten übertragen. Der Versuchsablauf war weggesteuert und dauerte ca. 5 bis 10 Minuten. Die Verformungsgeschwindigkeit wurde nicht genau ermittelt, da die Versuchseinrichtung einen grossen Teil der Deformation aufnahm.

Die Dehnungsmessung mit den induktiven Wegaufnehmern stellte wegen der sehr kleinen Verformungen hohe Anforderungen an die Sorgfalt der Montage. Bei keinem Versuch versagte

der Beton näher als 2 cm bei der Endplatte oder an der Klebestelle (Platte - Zylinder). Bei den meisten Versuchen lag die Bruchstelle aber wie zu erwarten war im oberen Drittel der stehend und ohne Aufsatz betonierten Zylinder.

Ein typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm aus einem Zugversuch ist in Bild 4 dargestellt. In Tabelle 6 sind die Zugfestigkeit f_{ct} und die Bruchdehnung ϵ_{ctu} aufgeführt.

3. Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in der Forschungshalle der ETH-Hönggerberg mit der 1600 kN-Universalprüfmaschine durchgeführt.

3.1 Versuchseinrichtung

Bei der Konstruktion der Versuchseinrichtung wurde grösster Wert auf eine gleichmässige Krafteinleitung gelegt. Der Aufbau der Versuchseinrichtung (Bilder 5 und 6) war oben und unten gleich und bestand aus folgenden Einzelteilen: den in den Klemmbanken der Prüfmaschine eingespannten Zuglaschen, den Gelenkbolzenverbindungen, den Lastverteilträgern und den Scheibenkopfplatten. Die Verbindung der einzelnen Teile erfolgte mit HV-Schrauben. Die Anordnung der Gelenkverbindungen ermöglichte auch bei asymmetrischer Verformung der Scheibe eine zwängungsfreie Lagerung.

Die Scheibenkopfplatte bildete das eigentliche Verbindungsglied zwischen Versuchseinrichtung und Versuchskörper (Bilder 7 und 8). Sie diente zunächst als Schalung und wurde beim Ausschalen von der Scheibe gelöst. Nach dem Erhärten des Betons wurden die Kontaktflächen der Scheibe mit der Platte sandgestrahlt, gereinigt und mit Sikadur 31 zusammengeklebt. Die vorstehende Bewehrung bzw. die Schraubenverankerung erleichterte das einwandfreie Verkleben von Kopfplatte und Prüfkörper.

Die Steifigkeit der Versuchsanlage wurde bei direkt miteinander verschraubten Verteilträgern vor dem ersten Versuch bis zu einer Belastung von 550 kN getestet. Der Nettowert der Federsteifigkeit ergab sich nach Abzug der gemessenen Klawung zwischen den Verteilträgern zu $5.7 \cdot 10^{-3}$ mm/kN. Die Lastverformungskurven der Versuchseinrichtung mit den gemessenen Nettowerten sind in Bild 9 dargestellt.

3.2 Messeinrichtung

Die Kraftmessung erfolgte mit der elektronischen Messeinrichtung der Prüfmaschine und wurde vom X-Y-Schreiber aufgezeichnet. Die jeweiligen Spitzenwerte beim Versuchsablauf konnten gespeichert werden, was eine zuverlässige Bestimmung der Risslast P_R ermöglichte. In den gemessenen Werten sind das Eigengewicht der Scheibe und der Versuchseinrichtung (total ca. 8 kN) nicht enthalten.

Die Längenänderung des aus Versuchskörper und Versuchseinrichtung bestehenden Systems wurde am Pressenkolben mit einem maschinenunabhängigen induktiven Wegaufnehmer gemessen; dieses Instrument steuerte auch den Versuchsablauf. Die Längenänderung der Versuchsscheibe wurde zwischen den Kopfplatten an beiden Schmalseiten und in der Mitte der Scheibe gemessen. Damit liess sich auch die Verformung der Verteilträger überprüfen.

Die eigentliche Grundlage zur Auswertung der Versuche bildeten Messreihen von 9×20 cm ($l = 180$). Auf einer Scheibenfläche waren für die Setzdeformeter fünf Reihen aufgeklebter Messbolzen in einem Abstand von 20 cm angeordnet, so dass ein quadratisches Netz von Messpunkten entstand. Bei der Scheibe 1 wurde dieses Netz auf der Vorderseite und auf der Rückseite aufgebracht, bei den Scheiben 2 und 3 nur noch auf der Vorderseite. Bei der Scheibe 1 wurde das gesamte Netz im homogenen Bereich und nach dem ersten Riss auf beiden Seiten der Scheibe inklusive der Diagonalen ausgemessen. Bild 10 b zeigt das vollständige Netz und Bild 10 c die Reihenmessungen, wie sie bei der Scheibe 1 für die restlichen Laststufen durchgeführt wurden. Bei den Scheiben 2 und 3 wurden nur noch die Reihenmessungen gemäss Bild 11 auf der Vorderseite durchgeführt.

Bei allen Scheiben wurden zudem auf der Vorderseite je sechs Dehnungsmessstreifen (DMS), drei in der Mitte und drei im Bereich der unteren Lasteinleitung, auf den Beton geklebt. Sie sollten einerseits Auskunft über die Homogenität der Lasteinleitung und andererseits Angaben über das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons im Zugbereich geben. Die Zuordnung der Messstellen zur Registriereinheit ist in den Bildern 10 und 11 dargestellt. In Bild 11 a entspricht die erste Zahl dem Anfangswert und die zweite dem Endwert einer Laststufe.

Die Rissbreiten wurden jeweils auf beiden Seiten der Scheiben an drei bestimmten senkrechten Linien, die der äussersten und der mittleren Messreihe (Bilder 10 und 11) entsprechen, mit der Risslupe gemessen und protokolliert.

3.3 Versuchsablauf

Die erste Laststufe entsprach dem Ausgangszustand; die Scheibe befand sich in der Prüfmaschine unter Eigengewicht (untere Klemmbacken geöffnet). Bei dieser Laststufe erfolgte die Nullablesung. Dann wurden auch die unteren Klemmbacken geschlossen und die Deformation so weit gesteigert, bis ein sicherer Kraftanschluss festgestellt werden konnte (Laststufe 2). Anschliessend an die Messungen der Laststufe 2 wurde die Deformation linear mit der Zeit gesteigert; die Kolbengeschwindigkeit betrug ca. 0.07 mm/min. Im homogenen Bereich (keine Risse) betrugen die Lastintervalle von Laststufe zu Laststufe 25 kN. Beim Auftreten des ersten Risses und bei der Bildung jedes weiteren Risses wurden eine neue Laststufe eingeschaltet und neue Messungen durchgeführt. Generell wurde die Deformation so weit gesteigert, bis sich ein Versagen der Scheibe (Fließen der Bewehrung bzw. Verankerung) oder der Versuchseinrichtung (Klaffung bei den vorgespannten Schrauben) ankündigte.

Vorgehen während der einzelnen Belastungsphasen:

- Steigerung der Deformation bis zum Erreichen der Soll-Last P_{Soll} der nächsten Belastungsstufe oder Anhalten der Deformation bei der durch einen Lastabfall gekennzeichneten Bildung eines neuen Risses; automatische Messung der Risslast P_R (Spitzenwert).
- Messung der Last P_A zwei Minuten nach Anhalten der Deformation.
- Durchführung sämtlicher Messungen.
- Wiederholung der Lastmessung P_E .
- Durchführung der nächsten Belastungsphase.

Bei der Scheibe 1 begann der eigentliche Versuch nach einigen Probelastungen im Stadium des ungerissenen Zustandes bei Laststufe 21.

Die Versuche dauerten in der Regel zwei Tage. Nach dem ersten Tag erfolgte die Entlastung der Scheibe und die unteren Klemmbacken wurden gelöst.

Am Ende jedes Versuches wurden die Rissbilder nach dem Ausbau der Scheiben aus der Prüfmaschine photographiert und protokollarisch festgehalten.

4. Versuchsergebnisse

4.1 Last-Verformungs-Verhalten

Die Belastungsabläufe der drei Versuche sind aus den Tabellen 7, 8 und 9 ersichtlich.

Bei den Lasten sind gemäss Abschnitt 3.3 die Soll-Last P_{Soll} bzw. die Risslast P_R , die Last P_A vor Beginn der Messungen und die Endlast P_E nach Abschluss der Messungen aufgeführt.

Bei den Deformationen sind die Systemverlängerung bzw. der Kolbenweg Δl_{tot} , die mittlere Verschiebung zwischen den Kopfplatten Δl_{Sch} und die mittlere Verlängerung der Scheibe auf der Messstrecke Δl_{MS} , die den Bereich der Deformetermessung umfasst ($l = 180 \text{ cm}$), angegeben.

Alle Daten bezüglich der Entwicklung der Risse beziehen sich nur auf die bewehrten Bereiche der Scheiben in der Beobachtungszone $l = 180 \text{ cm}$ (ohne Lasteinleitungszonen). Die Rissanzahl n_R ist als Quotient der auf den Messlinien beobachteten Risse und der Anzahl Messlinien angegeben. Die Tabellen enthalten im weiteren die mittlere Rissbreite w_m und die grösste beobachtete Rissbreite w_{max} .

Bei den Zeitangaben bezeichnet t_S die Zeit zwischen dem Beginn der Wiederbelastung und dem Erreichen der vorgegebenen Last bzw. dem Auftreten eines neuen Risses. In der Kolonne t_E ist die Zeit zwischen Wiederbelastungsbeginn und Abschluss der Messungen angegeben.

4.1.1 Scheibe 1

Bild 12 zeigt das Last-Kolbenweg-Diagramm. Der erste Teil der Last-Verformungs-Kurve im homogenen Bereich (Laststufen 21 bis 30) der Scheibe wurde vor allem durch die Steifigkeit der Versuchseinrichtung bestimmt. Die Versuchseinrichtung war bei ungerissener Scheibe ca. zehnmal weicher als die Betonscheibe und wirkte als elastische Feder. Der zweite Teil der Last-Verformungs-Beziehung (Laststufen 30 bis 34) war durch die Rissbildung charakterisiert, bei der ohne wesentliche Zunahme der Last (etwas über dem Niveau der rechnerischen Zugfestigkeit $N_R = 194 \text{ kN}$) die Deformationen stark anwuchsen. Dieses Anwachsen der Deformationen wurde ausschliesslich durch die Versuchsscheibe verursacht, wie dies Bild 13 deutlich zeigt. Die ersten Risse entstanden bei Laststufe 30. Zunächst bildete sich ein Riss in Scheibenmitte. Unmittelbar danach entstand noch je ein Riss in der oberen und unteren Krafteinleitungszone. Die dritte Phase der Last-Deformations-Beziehung (Laststufen 34 bis 40) war bei zunehmender Last durch die Vergrösserung der Deformationen und das Öffnen der bestehenden Risse gekennzeichnet. Das Verhalten näherte sich in diesem Bereich mehr und mehr demjenigen des reinen Stahls ohne Mitwirkung des Betons (Zustand II).

Die Entlastung zwischen den Laststufen 36 und 39 zeigte eine bleibende Deformation von 0.7 mm . Die Risse schlossen sich bis auf ein kaum mehr sichtbares Mass; der Anteil im Bereich der Deformetermessungen betrug 50% der bleibenden Gesamtdeformation.

Die Endlast von 400 kN entsprach ca. 80% der effektiven Fließlast der Bewehrung bzw. einer Stahlspannung von 440 N/mm^2 .

Die zu Bild 12 gemachten Bemerkungen gelten in noch viel ausgeprägterem Mass für Bild 13, das das Last-Verformungs-Verhalten der Stahlbetonscheibe (auf der Länge der Deformetermessungen) zeigt. Die zum Zeitpunkt der Längenmessung angegebene Last ist das Mittel aus

Anfangs- und Endlast. Die Deformationen sind für die beiden äussersten und die mittlere Messlinie separat aufgezeichnet und zeigen ein gleichmässiges Verhalten der Scheibe. Es zeigte sich, dass in der zweiten Phase infolge der fortlaufenden Rissbildung die Dehnung auf dem Niveau der Risslast um ca. 0.6% ansteigen konnte. Der Uebergang zur dritten Phase war ebenso markant wie derjenige vom homogenen Zustand zur Rissbildung.

4.1.2 Scheibe 2

Die Scheibe 2 zeigte ein von der Scheibe 1 nur unwesentlich verschiedenes Last-Verformungs-Verhalten. Dies geht aus den Bildern 14 und 15 hervor. Unterschiedlich ist nur die Art der Rissbildung (siehe Abschnitt 4.2), die sich hier in grösseren Lastabfällen äusserte, da jeweils mehrere Risse gleichzeitig entstanden. Dadurch wurden auch die Deformationen bis zur Bildung neuer Risse grösser.

Bei der Scheibe 2 blieben die Krafteinleitungszonen praktisch bis zum Ende des Versuchs (bis zur Laststufe 23) ungerissen, was vermutlich auf einen günstigen Eigenspannungszustand im Einleitungsbereich zurückzuführen ist. Dies wirkte sich, wie Bild 15 zeigt, sehr günstig auf ein gleichmässiges Verhalten der Scheibe aus. Die Endlast von 467 kN erreichte die Bruchlast der Gewinde der Bewehrungsstäbe. Unter dieser Last versagten die vorgespannten Schrauben zwischen dem Lastverteilträger und der Kopfplatte. Diesen Bruch zeigt Bild 28.

4.1.3 Scheibe 3

Die Scheibe 3 erreichte im Gegensatz zu den Scheiben 1 und 2 die rechnerische Bruchlast nicht (siehe Bild 16). Schon bei Laststufe 8 entstand in der oberen Lasteinleitungszone vorerst nur in der Mitte der Scheibe ein Riss. Er verlängerte sich aber bald nach aussen, wodurch die ganze Last nur noch über die Bewehrung in die Scheibe eingeleitet wurde. Deshalb war nicht mehr die gesamte Betonfläche für die Rissbildung massgebend (siehe Abschnitt 4.2). Abgesehen vom Lastniveau bei der Rissbildung zeigte aber auch Scheibe 3 dieselben Merkmale wie die anderen Scheiben; auch hier waren deutlich die drei Bereiche (homogen, Rissbildung, Rissöffnung) festzustellen, besonders wenn die in Bild 17 dargestellte Scheibenverformung betrachtet wird. Dieses Bild zeigt auch ein deutliches Zurückbleiben der Scheibendeformation in der Mitte, was auf das frühe Versagen der primären Krafteinleitung (Klebestelle Beton-Kopfplatte) zurückzuführen ist.

Die Endlast des Versuchs entsprach ca. 75% der Fliesslast der Bewehrung bzw. einer Stahlspannung von 430 N/mm².

4.1.4 Steifigkeit der Versuchsscheiben

In Bild 18 sind die ermittelten Steifigkeiten der drei Versuchsscheiben in Funktion der mittleren Scheibendehnung aufgetragen. Im Bereich der Rissbildung (bis ca. 1.0 mm Deformation) fiel die Steifigkeit vom Wert bei ungerissenem Betonquerschnitt sehr schnell auf ca. den doppelten Wert des reinen Stahls ab. Im dritten Bereich war der weitere Abfall der Steifigkeit nur noch gering und strebte demjenigen des reinen Stahls zu; die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wurde immer geringer.

4.2 Rissbildung

Während die drei Versuchsscheiben ein sehr ähnliches Last-Verformungs-Verhalten aufwiesen, unterschieden sie sich bei der Art der Rissbildung wesentlich.

4.2.1 Scheibe 1

Der erste Riss entstand bei Laststufe 30 in der Mitte der Scheibe als durchgehender Trennriss und wies eine annähernd konstante Rissbreite auf. Während der Messaufnahmen der Laststufe 30 entstanden auch noch in der oberen und unteren Krafteinleitungszone, vorerst nur im mittleren Bereich, je ein Riss. Diese beiden Risse befanden sich ausserhalb der Messstrecke und wurden in der Auswertung nicht berücksichtigt.

Die weiteren Risse, in der Regel voll durchgehend, entstanden jeweils unabhängig von den bestehenden Rissen an den schwächsten Stellen der Scheibe. Dies bestätigte auch das Last-Verformungs-Diagramm.

Die Entwicklung der mittleren Rissbreite w_m ist in Bild 19 dargestellt. Mit Ausnahme des linken Randes war die zweite Verformungsphase (Rissbildung bis $\Delta l_{MS} \approx 1.0$ bis 1.5 mm) durch eine weitgehend konstante Rissbreite charakterisiert, die sich erst in der dritten Phase (Rissöffnung) vergrösserte. Dies traf nicht nur für die mittlere Rissbreite, sondern auch für die einzelnen Risse zu. Bild 20 zeigt die Entwicklung am Beispiel des Erst-risses.

Bild 26 zeigt das endgültige Rissbild. Die Risse wurden mit Filzschreibern nachgezogen. Die grossen Zahlen bezeichnen die Laststufe, bei der der entsprechende Riss entstand, die kleinen in Reihen notierten Zahlen bezeichnen die Rissbreiten bei der Rissbreitenmessung in 1/100 mm. Die grossen Zahlen geben die Auftretensreihenfolge und die kleinen die Rissbreitenentwicklung an.

4.2.2 Scheibe 2

Ein wesentliches Merkmal bei der Scheibe 2 war das Auftreten ganzer Rissgruppen. In den bewehrten Randbereichen entstanden über und unter einem durchgehenden Trennriss sofort ein bis zwei kurze Risse, die auf die konzentrierte Krafteinleitung durch die Bewehrung zurückzuführen sind. Der Trennriss wurde im unbewehrten Mittelbereich zum Sammelriss und zeigte hier eine wesentlich grössere Rissbreite. Demgegenüber wiesen die stark bewehrten Randzonen wesentlich kleinere Rissbreiten auf als bei Scheibe 1. Die das Rissbild prägenden drei Rissgruppen entstanden bei den Laststufen 12, 13/14 und 15 und sind im endgültigen Rissbild (Bild 27) deutlich sichtbar. Auf diesen Rissmechanismus waren die wenigen dafür umso stärkeren Lastabfälle im Last-Verformungs-Diagramm zurückzuführen.

Die Bilder 21 und 22 zeigen die Entwicklung der Rissbreiten.

4.2.3 Scheibe 3

Die Rissbildung bei Scheibe 3 war durch das Nichterreichen der rechnerischen Risslast gekennzeichnet. Ausgehend von früh entstandenen Rissen in den Lasteinleitungszone bildeten sich mit zunehmender Last von oben nach unten laufend neue Risse. Sie verliefen von den Scheibenrändern ausgehend schräg nach oben und endeten jeweils nach der Mittellinie der Scheibe. Sie entstanden paarweise am linken und rechten Scheibenrand, ähnlich wie die kurzen Risse bei der Scheibe 2. Auch hier spielte die Krafteinleitung eine wichtige Rolle. Mit diesem Mechanismus lassen sich auch die niederen Risslasten erklären; für das Erreichen der Risslast war nicht die ganze Betonfläche massgebend.

Das endgültige Rissbild (Bild 29) zeigt die sich teilweise übergreifenden Schrägrisse

im oberen Scheibenbereich besonders deutlich.

Die Entwicklung der Rissbreiten ist in Bild 23 (Mittelwert) und in Bild 24 (Erstriss) dargestellt.

4.2.4 Scheibenverlängerung und Rissbreiten

Eine interessante Grösse ist der Anteil der Rissbreiten an der Scheibendeformation. In Bild 25 ist der Deformationsanteil des Betons, d.h. das Verhältnis zwischen der um die Summe der Rissbreiten verminderten Scheibenverlängerung und der Scheibendeformation, aufgezeichnet. Die drei Versuche zeigen ein weitgehend gleiches Verhalten. Der Deformationsanteil des Betons beträgt bei Abschluss der Rissbildung ($\Delta l_{MS} \approx 1.0$ bis 1.5 mm) ca. 30% und verringerte sich auf ca. 20% beim Abschluss des Versuchs.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Verformungsfähigkeit von Stahlbetonstützen" wurden am Institut für Baustatik und Konstruktion der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Versuche an drei Stahlbetonscheiben durchgeführt. Die bei zentrischem Zug geprüften Scheiben unterschieden sich in der Anordnung der Bewehrung. Die Versuche hatten zum Ziel, die Zuverlässigkeit und die Grenzen der im Forschungsprojekt verwendeten Risstheorien zu überprüfen. Ausser dem Last-Verformungs-Verhalten interessierte vor allem auch die Entwicklung der Risse. Hiefür wurden bei jeder Laststufe das Rissbild festgehalten und die Rissbreiten gemessen.

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das Last-Verformungs-Verhalten war bei allen drei Scheiben ähnlich, und es liessen sich deutlich die drei Bereiche
 - ungerissener Zustand
 - Rissbildung
 - Rissausweitung
 unterscheiden.
- Das Lastniveau bei der Rissbildung entsprach weitgehend der rechnerischen Risslast, die aufgrund der gemessenen Betonzugfestigkeit ermittelt wurde.
- Die Steifigkeit der Versuchsscheiben nahm besonders im Bereich der Rissbildung sehr stark ab und lag schon bei abgeschlossenem Rissbild nur noch wenig über der Steifigkeit der Bewehrung ohne Mitwirkung des Betons.
- Obwohl das Last-Verformungs-Verhalten der drei Scheiben weitgehend übereinstimmte, zeigten sich sehr unterschiedliche Rissmechanismen und Rissbilder.
- Mit den verwendeten Risstheorien (vor allem der CEB-Mustervorschrift 78) können in den bewehrten Bereichen die Rissbreite und der Rissabstand befriedigend genau ermittelt werden.
- Bezüglich der nicht bewehrten Bereiche der Scheiben 2 und 3 sind Voraussagen aufgrund der Risstheorien nicht möglich, da in diesen Bereichen der Rissmechanismus sehr stark von äusseren Einflüssen (bei den Versuchen z.B. durch Risse und Eigenspannungszustände in den Lasteinleitungszonen) beeinflusst wird.
- Auch bei hohen Beanspruchungen ($\sigma_s \approx 0.8 f_{sy}$) zeigte sich, dass noch 20% der Deformation nicht in der Summe der Rissbreiten erschienen.

Résumé

Dans le cadre du projet de recherche "Capacité de déformation des colonnes en béton armé", il a été réalisé des essais sur trois parois en béton armé, à l'institut de statique et de construction de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich. Les parois étudiées sous charge de traction centrée se différenciaient par la disposition de l'armature. Les essais avaient pour but de vérifier la fiabilité et les limites de la théorie de la fissuration utilisée dans le projet. On s'intéressa avant tout au comportement charge - déformation et au développement des fissures. Ainsi donc, à chaque étape de charge, la configuration des fissures a été prise et la largeur des fissures a été mesurée.

Les résultats peuvent être groupés comme suit:

- Le comportement charge - déformation était pour les trois parois semblables, et l'on pouvait distinguer distinctement trois domaines
 - état non fissuré
 - formation des fissures
 - propagation des fissures.
- La charge atteinte lors de la formation des fissures correspondait notablement à la charge de fissuration calculée, qui était établie d'après la résistance mesurée du béton à la traction.
- La rigidité des parois diminuait très fortement, en particulier dans la zone de formation des fissures, et était, dans la configuration finale des fissures, seulement un peu au-dessus de la rigidité de l'armature sans le concours du béton.
- Les trois parois montrèrent des mécanismes de fissuration et des configurations de fissures très différents, bien que le comportement charge - déformation concorde bien.
- Avec la théorie de la fissuration utilisée (avant tout la prescription du modèle CEB 78), la largeur et l'écartement des fissures peuvent être établis assez exactement dans la zone armée.
- En ce qui concerne la zone non-armée des parois 2 et 3, des prédictions ne sont pas possible sur la base de la théorie de la fissuration; dans cette partie le mécanisme de fissuration a été perturbé très fortement par des influences extérieures (dans les essais, par exemple, à travers, les fissures et l'état d'autocontrainte dans la zone d'introduction des charges).
- Il a été montré que même sous de fortes sollicitations ($\sigma_s \approx 0.8 f_{sy}$), 20% de la déformation n'apparaissent pas encore dans la somme des ouvertures des fissures.

Summary

In the course of the research project "Deformation Capability of Reinforced Concrete Columns" at the Institute of Structural Engineering of the Swiss Federal Institute of Technology Zurich, tests were performed on three reinforced concrete panels. They differed from one another in their reinforcement schemes and were tested under centric tensile load. The aim of the tests was to check the acceptability and the limits of the crack theories used in the research project. Besides load-deformation behavior crack development was deemed important and therefore both a crack pattern and a measurement of the crack width were made at every load level.

The results can be summarized as follows:

- The load-deformation behavior of all three panels was nearly similar and differed distinctly for the three periods
 - uncracked condition
 - crack formation
 - crack growth
- The load level for crack formation corresponded overall with the calculated crack load which had been developed on the basis of the measured concrete tension strength.
- The stiffness value for the test panels decreased considerably during the period of crack formation and was in the concluding crack pattern only slightly greater than the value for the stiffness of the reinforcement without any contribution from the concrete.
- Although the load-deformation behavior of the three panels was nearly in agreement very different crack mechanisms and crack pattern were seen.
- With the used crack theories (above all the CEB-Model Specification 78), the crack width and the crack spacing in the reinforced area could be developed to a satisfactory degree of exactness.
- With regard to the unreinforced areas of panels 2 and 3, predictions on the basis of the crack theory are not possible due to the very strong outside influence on the crack mechanism (for example crack and internal stress conditions in the loading zones).
- It was also seen that for high stresses ($\sigma_s \approx 0.8 f_{sy}$) 20% of the deformation was still unaccounted for after summation of the crack widths.

Bezeichnungen

c	Betonüberdeckung
s	Stababstand
f_{cw}	Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{cp}	Prismendruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_{sy}	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{su}	Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
Δl_{tot}	gesamte Systemverlängerung bzw. Kolbenweg der Presse
Δl_{Sch}	mittlere Verschiebung zwischen den Scheiben-Kopfplatten
Δl_{MS}	mittlere Scheibenverlängerung auf der Messstrecke ($l = 180 \text{ cm}$)
u_R	Rissanzahl bezogen auf Anzahl Messlinien
t_S	Zeit zwischen Belastungsbeginn und Erreichen von P_S
t_E	Zeit zwischen Belastungsbeginn und Abschluss der Messung
w_m	mittlere Rissbreite
w_{max}	grösste beobachtete Rissbreite
A_c	Scheiben-Querschnitt
A_s	Bewehrungsquerschnitt
P_S	Spitzenwert der Last beim Anhalten der Deformation in einzelnen Laststufen. $P_S = P_R$ oder P_{Soll}
P_{Soll}	vorgesehener Lastsollwert in jeder Laststufe
P_R	Last beim Auftreten eines Risses vor Erreichen des Lastsollwertes
P_A	Last 2 Min. nach Anhalten der Deformation
P_E	Last nach Durchführung der Messungen
ϵ_{cu}	Bruchstauchung des Betons
ϵ_{ctu}	Bruchdehnung des Betons (Zug)
ϵ_{sv}	Stahldehnung beim Beginn der Verfestigung
ϵ_{su}	Stahlbruchdehnung
ρ	Bewehrungsgehalt
$\varnothing$	Stabdurchmesser

Literaturverzeichnis

- [1] Menn C.: "Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder", Schweizerische Bauzeitung, Jahrgang 93, 1975, Heft 37, Seiten 571 bis 578, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 57, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Oktober 1975.
- [2] Menn C., Kammenhuber J., Delhafen U., Grenacher M., Bonomo R., Gruber L.: "Berechnung und Bemessung von Stützen und Stützensystemen", Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure vom 24./25. März 1977, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [3] Grenacher M.: "Einfluss von Verschiebungen und verschiedenen Lagerungen auf das Tragverhalten von Stahlbetonstützen", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 61, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, Februar 1976.
- [4] C.E.B. Bulletin d'information, No. 124/125, Vol. II: "Code-Modèle CEB-FIP pour les structures en béton", Comité Euro-International du Béton, Paris, April 1978.
- [5] Norm SIA 162, Richtlinie 35: "Bruchsicherheitsnachweis für Druckglieder", Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), Zürich, 1976.

Verdankungen

Die im vorliegenden Bericht beschriebenen Versuche wurden im Rahmen des Forschungsprojektes "Verformungsfähigkeit von Stahlbetonstützen" durchgeführt. Für die finanzielle Unterstützung dieses Projektes, das im Zusammenhang mit dem Bau des Lehnenviaduktes Beckenried und dem Viaduc du lac de la Gruyère begonnen wurde, möchten die Verfasser den folgenden Behörden und Amtsstellen ihren besten Dank aussprechen

Bundesamt für Strassenbau, Bern
Kantonale Baudirektion Nidwalden
Bureau des Autoroutes du Canton de Fribourg

An dieser Stelle sei auch den Institutsangehörigen S. Burki, L. Sieger und K. Bucher für ihre wertvolle Mitarbeit und Unterstützung herzlich gedankt.

	Scheibe 1	Scheibe 2	Scheibe 3
Bewehrung	8 ø 12	2 × 4 ø 12	2 ø 22
Bewehrungsquerschnitt A _s	9.04 cm ²	9.04 cm ²	7.60 cm ²
Bewehrungsgehalt $\varsigma = \frac{A_s}{b \cdot h}$	0.904 %	0.904 %	0.760 %
wirksame Breite der Beton- zugzone (gem CEB) b _w	100 cm	2 × 25.6 cm	2 × 25.6 cm
auf die wirksame Betonzugzone bez. Bewehrungsgehalt $\varsigma_w = \frac{A_s}{b_w \cdot h}$	0.904 %	1.77 %	1.48 %
minimaler Stababstand s _{min} $\frac{s_{min}}{\varnothing}$	12 cm 10	4 cm 3.3	— —
maximaler Stababstand s _{max} $\frac{s_{max}}{\varnothing}$	14 cm 11.7	68 cm 57	84 cm 38
Betonüberdeckung c $\frac{c}{\varnothing}$	4.4 cm 3.7	4.4 cm 3.7	3.9 cm 1.8
seitliche Betonüberdeckung c _s $\frac{c_s}{\varnothing}$	3.4 cm 2.8	3.4 cm 2.8	6.9 cm 3.1

Tabelle 1 : Querschnittswerte

Probe Nr.	Nenn-ø [mm]	Nenn-A _s [mm ²]	f _{sy} [N/mm ²]	f _{su} [N/mm ²]	ε _{sv} [‰]	ε _{su} [*] [‰]	E _s ^{**} [kN/mm ²]
1	12	113.1	557	706	20.0	71	—
2	12	113.1	566	728	18.8	103	216
3	12	113.1	561	722	20.4	105	214

* ε_{su} ist die mittlere Dehnung der Probe unter der Bruchlast
** E_s resultiert aus einer Feindehnungsmessung (nur Proben 2 und 3)

Tabelle 2: Festigkeitswerte des verwendeten Bewehrungsstahles (Box ø 12)

	Scheibe 1	Scheibe 2	Scheibe 3
Anzahl Proben	3	3	3
Alter [Tg]	30	32	32
f _{cw} [N/mm ²]	33.5	36.0	42.0

Tabelle 3 : Würfeldruckfestigkeiten im Versuchszeitpunkt

	Scheibe 1	Scheibe 2	Scheibe 3
Anzahl Proben	—	3	3
Alter [Tg]	—	56	49
f _{cw} [N/mm ²]	—	37.8	42.9

Tabelle 4 : Würfeldruckfestigkeiten im Zeitpunkt der Betonprüfung

	Scheibe 1	Scheibe 2	Scheibe 3
Anzahl Proben	3	3	3
Alter [Tg]	84/85	49–53	48
E _{0.5–5} [kN/mm ²]	38.1	35.1	39.0
E _{0.5–10} [kN/mm ²]	34.7	34.8	38.4
E _{0.5–12} [kN/mm ²]	34.4	34.9	38.7
f _{cp} [N/mm ²]	28.9	29.9	34.1
ε _{cu} [‰]	1.80	2.05	2.06

Tabelle 5 : Betonkennwerte aus Druckversuchen an Zylindern Ø 15 x 30 cm

	Scheibe 1	Scheibe 2	Scheibe 3
Anzahl Proben	3	3	3
Alter [Tg]	92/96/98	23/63/67	33/68/70
f _{ct} [N/mm ²]	1.95	2.10	2.39
ε _{ctu} [‰]	0.042	0.049	0.069

Tabelle 6 : Betonkennwerte aus Zugversuchen an Zylindern Ø 15 x 30 cm

Last- stufe [NR]	Lasten				Deformationen			Entwicklung der Risse				Zeit	
	P _S [kN]	P _A [kN]	P _E [kN]	$\frac{P_S - P_E}{P_S}$ [%]	Δ _{tot} [mm]	Δ _{Sch} [mm]	Δ _{MS} [mm]	n _R	w _m $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	w _{max} $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	$\frac{w_{\text{max}}}{w_m}$	t _S [Min]	t _E [Min]
1	0.0	-	0.0	0	0.00	0.00	0.00	0	-	-	-	0	120
2	24.7	-	24.7	0	0.46	-	-	0	-	-	-	4	5
3	50.7	-	50.6	0.2	0.68	-	-	0	-	-	-	2	3
4	75.0	-	70.5	6.0	0.83	-	0.06	0	-	-	-	1	57
21	0.0	-	0.0	0	0.00	0.00	0.00	0	-	-	-	0	30
22	25.0	-	25.2	-0.8	0.21	0.03	-	0	-	-	-	5	6
23	49.7	-	50.1	-0.8	0.35	0.04	-	0	-	-	-	1	2
24	75.8	-	75.9	-0.1	0.49	0.07	-	0	-	-	-	1	2
25	100.7	-	100.0	0.7	0.63	0.08	-	0	-	-	-	2	3
26	125.6	-	125.0	0.5	0.79	0.12	-	0	-	-	-	1	2
27	150.5	-	143.5	4.6	0.95	0.17	0.07	0	-	-	-	2	60
28	175.4	-	175.2	0.1	1.12	0.21	-	0	-	-	-	1	2
29	198.8	-	199.1	-0.2	1.28	0.26	-	0	-	-	-	2	3
30	221.2	214.0	193.0	12.7	1.57	0.52	0.38	9/6	11.3	20	1.77	6	95
31	218.0	201.6	197.3	9.5	1.77	0.84	0.54	12/6	14.0	23	1.64	10	50
32	229.6	211.2	205.0	10.7	2.00	1.07	0.69	18/6	14.0	25	1.79	5	40
33	235.2	217.0	207.8	11.6	2.24	1.22	0.94	27/6	12.8	25	1.96	5	88
34	234.8	218.6	214.2	8.8	2.44	1.46	1.06	30/6	14.0	30	2.14	7	42
35	273.6	256.0	248.7	9.1	3.26	2.08	1.57	41/6	15.1	35	2.32	17	77
36	303.2	297.2	293.1	3.3	3.95	2.47	-	-	-	-	-	8	26
37	0.0	-	0.0	0	0.70	0.58	-	-	-	-	-	7	12
38	0.0	-	0.0	0	0.70	0.51	0.36	-	-	-	-	0	45
39	352.0	342.2	330.6	6.1	5.03	3.22	2.61	63/6	19.2	45	2.34	32	61
40	400.8	-	395.0	1.4	6.27	3.93	-	-	-	-	-	17	27
41	0.0	-	0.0	0	1.05	0.62	-	-	-	-	-	10	15

Tabelle 7 : Belastungsablauf Scheibe 1

Last- stufe [NR]	Lasten				Deformationen			Entwicklung der Risse				Zeit	
	P _S [kN]	P _A [kN]	P _E [kN]	$\frac{P_S - P_E}{P_S}$ [%]	Δl _{tot} [mm]	Δl _{Sch} [mm]	Δl _{MS} [mm]	n _R	w _m $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	w _{max} $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	$\frac{w_{\text{max}}}{w_m}$	t _S [Min]	t _E [Min]
1	0.0	—	0.0	0	0.00	0.00	0.00	—	—	—	—	0	10
2	1.4	—	2.2	—	0.02	0.00	0.00	—	—	—	—	15	30
3	25.7	—	25.2	1.9	0.15	0.02	—	—	—	—	—	5	7
4	50.0	—	50.2	-0.4	0.26	0.03	0.02	—	—	—	—	1	7
5	75.6	—	—	—	0.39	0.04	—	—	—	—	—	6	8
6	100.5	—	100.8	-0.3	0.51	0.06	0.06	—	—	—	—	1	8
7	125.0	—	124.7	0.2	0.64	0.07	—	—	—	—	—	2	3
8	148.8	—	148.8	0	0.76	0.09	0.08	—	—	—	—	2	7
9	174.5	—	173.5	0.6	0.89	0.10	—	—	—	—	—	4	5
10	200.7	—	198.3	1.2	1.06	0.12	0.13	—	—	—	—	6	13
11	225.1	—	—	—	1.19	0.14	—	—	—	—	—	3	4
12	243.2	200.4	197.2	18.9	1.31	0.49	0.34	10/4	6.3	15	2.38	2	33
13	230.0	223.0	222.0	3.5	1.53	0.60	—	—	—	—	—	7	10
14	243.7	214.0	208.8	14.3	1.70	0.70	0.72	21/4	7.5	17	2.27	3	42
15	234.8	196.3	195.1	16.9	1.93	0.88	1.06	36/4	8.1	20	2.47	8	53
16	230.3	224.0	—	(2.7)	2.30	1.15	—	—	—	—	—	5	10
17	277.7	268.0	266.0	4.2	3.29	1.94	2.08	50/4	11.6	25	2.15	17	70
18	0.0	—	0.0	0	0.38	0.29	—	—	—	—	—	5	10
19	0.0	—	0.0	0	0.33	0.24	0.33	—	—	—	—	0	30
20	266.0	—	—	—	3.29	2.01	—	—	—	—	—	5	7
21	0.0	—	0.0	0	0.38	0.25	—	—	—	—	—	3	5
22	290.4	267.8	266.9	8.1	3.67	2.41	—	—	—	—	—	38	43
23	383.2	369.4	366.0	4.5	5.93	3.85	3.80	62/4	18.5	30	1.62	25	95
24	465.9	236.9	—	(49.1)	8.59	6.97	—	—	—	—	—	30	37
25	0.0	—	0.0	0	3.68	3.25	—	—	—	—	—	3	8

Tabelle 8 : Belastungsablauf Scheibe 2

Last- stufe [NR]	Lasten				Deformationen			Entwicklung der Risse				Zeit	
	P _S [kN]	P _A [kN]	P _E [kN]	$\frac{P_S - P_E}{P_S}$ [%]	Δl _{tot} [mm]	Δl _{Sch} [mm]	Δl _{MS} [mm]	η _R	w _m $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	w _{max} $\left[\frac{\text{mm}}{100}\right]$	$\frac{w_{\text{max}}}{w_m}$	t _S [Min]	t _E [Min]
1	0.0	—	0.0	0	0.00	0.00	0.00	—	—	—	—	0	80
2	2.0	—	3.6	—	0.02	0.00	0.00	—	—	—	—	20	30
3	25.3	—	—	—	0.14	0.00	—	—	—	—	—	5	8
4	50.1	—	47.7	4.7	0.26	0.01	0.05	—	—	—	—	2	11
5	75.2	—	—	—	0.40	0.01	—	—	—	—	—	3	4
6	99.8	—	100.2	-0.4	0.52	0.04	0.07	—	—	—	—	2	13
7	125.1	—	—	—	0.64	0.05	—	—	—	—	—	4	6
8	131.4	104.4	—	(20.5)	0.68	0.13	—	Riss in oberen Lasteinleitung				0	8
9	142.2	—	145.6	2.4	1.20	0.42	0.16	4/4	12.0	15	1.25	2	27
10	160.6	149.2	—	(7.1)	1.35	0.53	—	Riss in unteren Lasteinleitung				4	9
11	100.3	—	—	—	1.01	0.44	—	—	—	—	—	2	4
12	98.8	—	—	—	1.01	0.43	—	—	—	—	—	0	68
13	163.9	155.4	154.1	6.0	1.67	0.88	—	Riss in unteren Lasteinleitung				16	22
14	175.5	—	—	—	1.96	1.07	—	—	—	—	—	5	6
15	186.9	166.3	163.9	12.3	2.20	1.35	0.55	12/4	17.8	25	1.40	2	34
16	198.2	171.2	167.8	15.3	2.75	1.85	1.01	19/4	21.5	30	1.40	8	33
17	192.3	—	188.0	2.2	3.10	2.09	—	—	—	—	—	5	12
18	209.4	188.9	188.1	10.2	3.50	2.50	1.52	27/4	21.5	40	1.86	6	48
19	275.0	—	273.6	0.5	5.79	4.26	—	—	—	—	—	33	35
20	0.0	—	0.0	0	1.02	0.92	—	—	—	—	—	4	5
21	0.0	—	0.0	0	0.76	0.87	0.42	—	—	—	—	5	17
22	275.2	—	268.4	2.5	5.79	4.30	2.35	29/4	32.8	50	1.52	15	53
23	324.8	—	319.6	1.6	9.00	7.25	2.83	—	—	—	—	50	60
24	0.0	—	0.0	0	2.83	2.25	—	—	—	—	—	5	25

Tabelle 9 : Belastungsablauf Scheibe 3

Bild 1 : Versuchsscheiben

Bild 2: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Bewehrungsstahles
 $\varnothing 12 \text{ mm}$

Bild 3 : Spannungs - Stauchungs - Diagramm eines Beton - zylinders $\varnothing 15 \times 30 \text{ cm}$

Bild 4 : Spannungs - Dehnungs - Diagramm eines Beton - zylinders $\varnothing 15 \times 30 \text{ cm}$

Bild 5 : Versuchseinrichtung

Bild 6 : Versuchseinrichtung

Bild 8 : Detail der Lasteinleitung

Bild 7: Versuchseinrichtung
Detail Lasteinleitung

Bild 9: Steifigkeit der Versuchseinrichtung
inkl. Universalprüfmaschine

a) Fest verdrahtete Messpunkte Seite A

b) Messstrecken für Setzdeformeter Seite A

c) Messstrecken für Setzdeformeter Seite B

Bild 10 : Messstellenplan für Scheibe 1

Bild 11 : Messstellenplan für Scheiben 2 und 3

Bild 13 : Last-Scheibendeformation Δl_{MS} ; Scheibe 1

Bild 12 : Last-Verformungs-Diagramm ; Scheibe 1

Bild 14: Last-Verformungs-Diagramm ; Scheibe 2

Bild 15: Last-Scheibendeformation Δl_{MS} ; Scheibe 2

Bild 16 : Last-Verformungs-Diagramm ; Scheibe 3

Bild 17: Last-Scheibendeformation Δl_{MS} ; Scheibe 3

Bild 18 : Scheibensteifigkeit in Funktion der Deformation Δl_{MS}

Bild 19 : Mittlere Rissbreite w_m in Funktion der Scheiben - deformation Δl_{MS} ; Scheibe 1

Bild 20 : Entwicklung der Rissbreiten w des Erstrisses 30/1 in Scheibe 1

Bild 21 : Mittlere Rissbreite w_m in Funktion der Scheiben - deformation Δl_{ms} ; Scheibe 2

Bild 22 : Entwicklung der Rissbreiten w des Erstrisses 12 / 2 in Scheibe 2

Bild 23 : Mittlere Rissbreite w_m in Funktion der Scheiben - deformation Δl_{ms} ; Scheibe 3

Bild 24 : Entwicklung der Rissbreiten w des ersten typischen Risses 15 in Scheibe 3

Bild 25 : Deformationsanteil im Beton ($\Delta l_{MS} - \Sigma w$) im Bereich der Bewehrung

Bild 26 : Endgültiges Rissbild der Scheibe 1 (Seite A)

Bild 27 : Entgültiges Rissbild der Scheibe 2 (Seite A)

Bild 28: Versagen der oberen Krafteileitung bei Scheibe 2
(Laststufe 24)

Bild 29 : Endgültiges Rissbild der Scheibe 3 (Seite A)