

Haftvermögen von Armierungsstählen: Versuche an wirklichkeitsgetreuen Balken

Autor(en): **Maissen, Aluis**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 38

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74861>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Haftvermögen von Armierungsstählen

Versuche an wirklichkeitstreuen Balken

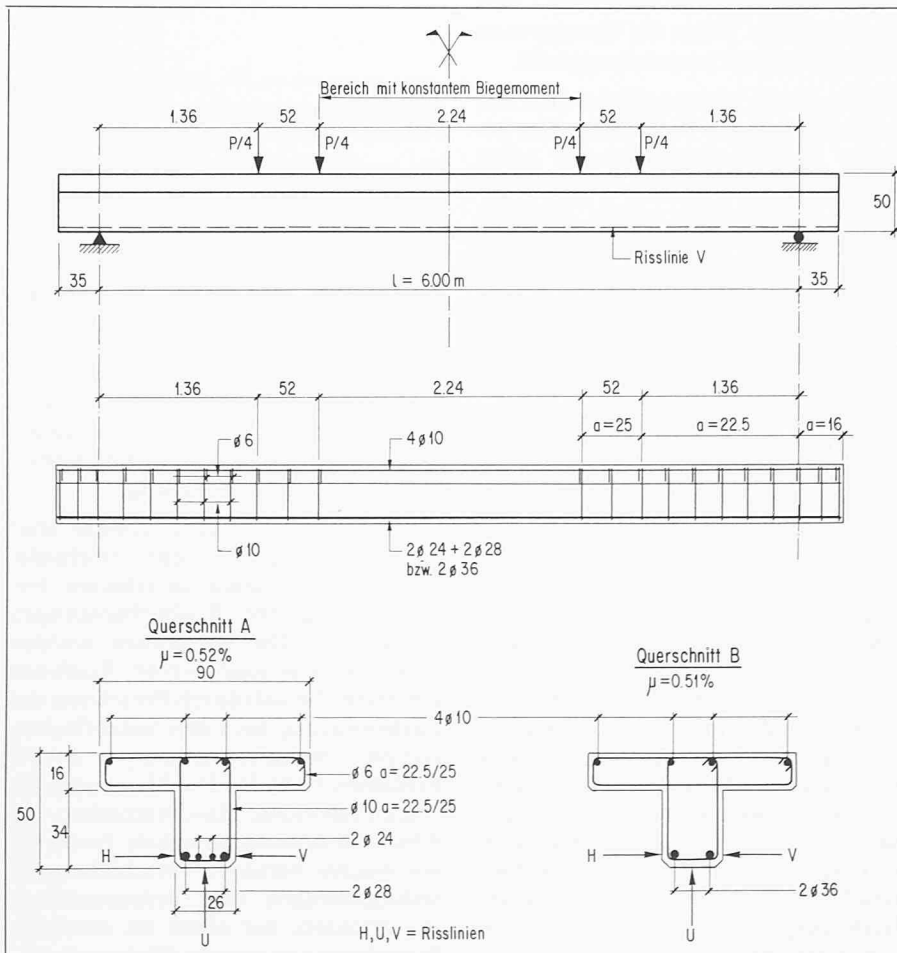
Von Aluis Maissen, Dübendorf

Die wirkliche Haftproblematik kann nur an wirklichkeitstreuen Platten und Balken untersucht werden. Die Norm SIA 162 sieht deshalb für besondere Fälle solche Versuche vor, die indessen aus Kostengründen eher selten sind. Deshalb erscheint es angebracht, an dieser Stelle einige der wichtigsten Ergebnisse aus einer grösseren Serie von Balkenversuchen zu publizieren, die in den letzten Jahren im Auftrag der schweizerischen Stahlwerke durchgeführt wurden. Die Versuche erfolgten in Zusammenhang mit der Weiterentwicklung bzw. Verbesserung der bekannten Armierungsstähle III. Die vorliegende Veröffentlichung erfolgt mit ausdrücklicher Genehmigung der genannten Werke, wofür ihnen auch an dieser Stelle gedankt sei.

In der Schweiz und in verschiedenen europäischen Ländern wird das Haftvermögen von Bewehrungsstählen in der Regel aufgrund von einfachen Normversuchen beurteilt. Meistens geschieht dies in sogenannten *Ausziehversuchen*, die in modifizierter Form beispielsweise in der Bundesrepublik Deutschland, Grossbritannien und in der Schweiz durchgeführt werden. Österreich kennt hingegen spezielle Biegehaftversuche, die in der Durchführung etwas aufwendiger sind, in der Aussage jedoch zu ähnlichen Ergebnissen

führen [1-4]. Abgesehen von der einfachen Durchführung weisen die erwähnten Normversuche jedoch zwei nicht unwesentliche *Nachteile* auf. Sie haben nämlich nur *vergleichenden Charakter*, d. h. die gemessenen Werte lassen sich nicht ohne weiteres auf die wirklichen Verhältnisse übertragen. Zudem können die Messergebnisse nicht über die Grenze hinweg miteinander verglichen werden, da die einzelnen Länder jeweils eigene Versuchsbedingungen hinsichtlich Anordnung und Prüfung festgelegt haben.

Bild 1. Versuchsanordnung, Schalung und Armierung der Prüfkörper. Querschnitt A: Normale Bewehrung, Querschnitt B: Bewehrung mit grossen Stäben



In den Ausziehversuchen erfolgt die Beurteilung des Haftvermögens aufgrund von *Schlupfmessungen*, in den Balkenversuchen aufgrund der entstehenden *Rissbildung* im Beton. Trotz der begrenzten Genauigkeit bei der Beobachtung von Rissbreiten ist die Aussage aufgrund der Rissbildung zuverlässiger. Dies mag auf den ersten Blick etwas erstaunen, wird jedoch bei der späteren Besprechung der Messergebnisse und ihrer Interpretation offensichtlich. Voraussetzung ist allerdings, dass eine grössere Anzahl von Rissen beobachtet werden kann. Es hat sich gezeigt, dass diese Art von Balkenversuchen reproduzierbar ist, d. h. bei Wiederholungen werden praktisch die gleichen Resultate erzielt, sofern die wesentlichen Parameter nicht geändert werden. Einen Nachteil weisen indessen auch Balken- und Plattenversuche auf. Es existieren nämlich *keine Richtwerte in den Normen*, mit denen die ermittelten Rissbreiten verglichen werden können. Es gibt zwar verschiedene Empfehlungen über «tolerierbare» Rissbreiten, verbindlich sind diese jedoch nicht [5].

Versuchskörper

Grösse und Form der Prüfelemente wurden so gewählt, dass erste Erfahrungen aus früheren Untersuchungen mitverwertet werden konnten. Zudem sollten die Prüfkörper *baumässige Dimensionen* aufweisen, um von vornherein aussagekräftige Resultate zu sichern. Bild 1 zeigt Schalung und Armierung der Prüfkörper. Diese bestehen aus schlaff bewehrten Plattenbalken und weisen folgende *Abmessungen* auf:

Balkenlänge	6,70 m
Balkenhöhe	0,50 m
Plattenbreite	0,90 m
Stegbreite	0,26 m

Die Spannweite betrug 6,0 m. Spannweite und Trägerhöhe stehen somit im Verhältnis von 12:1 zueinander, was für Balken und Unterzüge in Massivbauweise praktische Verhältnisse bedeutet. Die gewählte *Betonqualität* entspricht einer *mittleren Baustellenfestigkeit*. Es wurde bewusst darauf verzichtet, einen Beton mit optimalen Festigkeitseigenschaften zu erzielen. Die maximale Korngrösse betrug 32 mm, die Kornzusammensetzung war indessen eher sandreich, d. h. die gewählte Siebkurve verläuft etwas unterhalb der Fullerkurve. Bei einer Zementdosierung von 250 kg/m³ wurden folgende mittlere Betonfestigkeiten nach 28 Tagen erreicht:

- Würfeldruckfestigkeit $\beta_{w,28} = 35 \text{ N/mm}^2$
- Biegezugfestigkeit $\beta_{b,28} = 5,5 \text{ N/mm}^2$

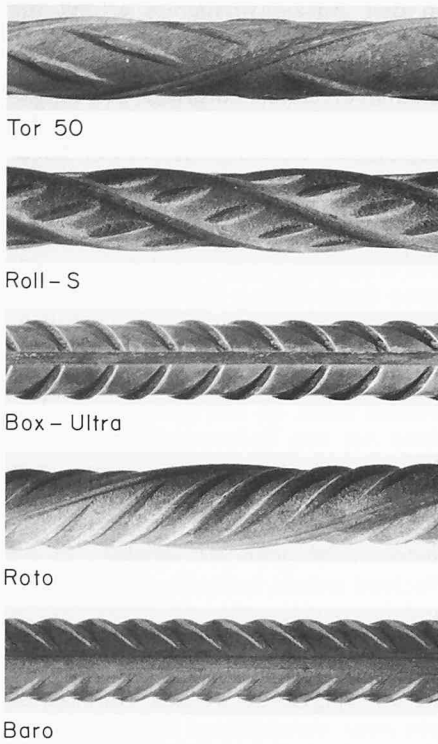


Bild 2. Typenbilder der Armierung. Von oben nach unten: Tor 50, Roll-S, Box-Ultra, Roto, Baro. Die abgebildeten Stäbe haben einen Durchmesser von 24 mm

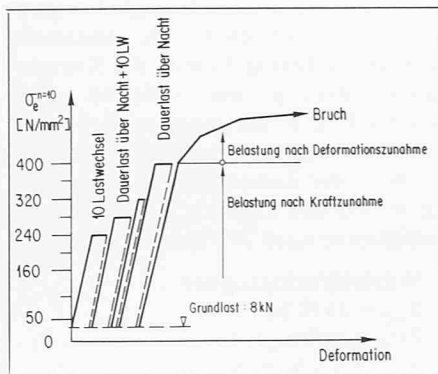
Eigentlicher Prüfgegenstand war die Armierung selber, genauer gesagt deren Verbundeigenschaften mit dem umhüllenden Beton. Dass dabei vor allem die individuelle Gestaltung der Profilierung eine wesentliche Rolle spielt, versteht sich von selbst.

In den verschiedenen Untersuchungen wurden sämtliche in der Schweiz hergestellten Armierungsstähle der Gruppe III geprüft, nämlich:

Bezeichnung	Herstellerwerk
Tor 50	Von Moos Stahl AG, Luzern
Roll-S	Von Roll AG, Gerlafingen
Box-Ultra	Monteforno SA, Bodio
Roto	Ferrowohlen AG, Wohlen
Baro*	Ferrowohlen AG, Wohlen

* Von Ferrowohlen AG entwickelter, z. Zt. jedoch nicht fabrizierter Stahl.

Bild 3. Generelles Belastungsschema. Im quasi-elastischen Bereich, d.h. bis zur rechnerischen Stahlspannung von 400 N/mm², erfolgte die Belastung nach Kraftzunahme, darüber nach Deformationszunahme



Stahlsorte	Streckengrenze N/mm ²	Zugfestigkeit N/mm ²	Stabdurchmesser Ø (mm)
Tor 50	557	641	24 + 28
Roll - S	535	621	
Box - Ultra	544	739	
Roto	543	621	
Baro	503	762	
Tor 50	522	586	36

Tabelle 1. Verwendete Armierungsstähle

Tabelle 2. Kraftstufen für das Belastungsprogramm

Kraft P Fe = 2 Ø 24 + 2 Ø 28	Kraft P Fe = 2 Ø 36	$\sigma_e^{n=10}$	$\sigma_b^{n=10}$
kN	kN	N/mm ²	N/mm ²
20,4	16,0	50	1,9
76,0	66,8	100	3,8
142,4	128,0	160	6,1
186,8	168,8	200	7,7
231,2	210,0	240	9,2
275,6	250,8	280	10,7
320,0	291,6	320	12,3
364,4	332,4	360	13,8
408,8	373,2	400	15,3

Nicht mit in die Untersuchungen einbezogen wurden die kleineren Dimensionen Box-Ring, Torip und Roll-R. Box-Ultra und Baro-Stahl haben naturharte Qualität, die übrigen sind Vertreter der kaltverformten Stähle. In Tabelle 1 sind die ermittelten Werte für Streckgrenze und Zugfestigkeit zusammengestellt.

Bild 2 zeigt die untersuchten Stähle mit den verschiedenen Profilarten. Der gewählte Armierungsquerschnitt sollte einem möglichst idealen Armierungsgehalt hinsichtlich eines duktilen Bruchverhaltens entsprechen und wurde mit $\mu = 0,52\%$ festgelegt. Die Zugarmierung setzte sich demzufolge aus 2 Ø 24 mm und 2 Ø 28 mm zusammen. Mit diesen Armierungseinlagen wurden sämtliche Stahlarten geprüft. Um die Hafteigenschaften von grossen Durchmessern zu untersuchen, die bekanntlich nicht so günstig sind, wurde ein zusätzlicher Balken mit einer Bewehrung aus 2 Ø 36 mm geprüft ($\mu = 0,51\%$). Die Zugarmierung wurde hakenlos verankert. Die Bemessung der Schubbewehrung erfolgte nach Richtlinie 17, Norm SIA 162. Diese Berechnungsart ergibt eine wesentlich kleinere Schubbewehrung, als es die herkömmliche Berechnungsmethode mit voller Schubabdeckung ergeben würde. Voraussetzung für die partielle Schubabdeckung ist jedoch eine bessere Verankerung der Hauptarmierung mit einem vergrösserten Überstand von 35 cm über die theoretische Auflagerachse hinaus. Um die Rissbildung im mittleren Bereich mit konstantem Biegemoment nicht zu prä-

judizieren, wurden hier keine Bügel angeordnet. Die Rissmessungen in dieser Zone haben deshalb eine grössere Aussagekraft als jene im übrigen Balkenbereich.

Versuchsanordnung

Die als einfache Balken gelagerten Prüfelemente wurden durch vier Einzelleisten auf Biegung beansprucht, von denen je zwei verhältnismässig nahe beieinander angeordnet waren. Die Wahl von zwei Lastpaaren anstatt von nur zwei einzelnen Lasten hatte den Vorteil, dass die Grösstwerte von Querkraft und Biegemoment nicht im gleichen Querschnitt zusammentrafen. Bild 1 zeigt eine schematische Darstellung der Versuchsanordnung.

Um eine möglichst gute Aussage über die Hafteigenschaften der verschiedenen Armierungsstäbe zu erhalten, waren umfangreiche Rissbeobachtungen erforderlich. Die Rissbreiten wurden dabei auf drei sogenannten Risslinien gemessen, die sich durch Projektion der Zugbewehrung nach den Seitenflächen und der Unterseite ergaben (vgl. Bild 1: Risslinien H, U, V). Die Messungen erfolgten mit einem Handmikroskop von $\pm 1/100$ mm Ablesegenauigkeit. Im weiteren wurden vertikale Verschiebungen, Stahldehnungen und Betonstauchungen ermittelt, vor allem im mittleren Bereich mit konstantem Biegemoment.

Versuchsdurchführung

Die Spannungsstufen für das gewählte Belastungsprogramm sind in Tabelle 2 enthalten. Bild 3 zeigt zudem das generelle Belastungsschema. Demnach wurden im Verlauf der Kraftsteigerung verschiedene Entlastungen auf die ursprüngliche Grundlast eingeschaltet. Bei bestimmten Hauptstufen wurde die Belastung zudem über Nacht (etwa 15 Stunden) stehen gelassen. Auf zwei weiteren Laststufen wurden je zehn Lastwechsel aufgebracht, um eine eindeutige Rissbildung zu erzielen. Die Wechsel erfolgten dabei langsam, wobei die Last jeweils von der Grundlast bis zur Höhe der betreffenden Stufe gesteigert wurde. Wie diesem Schema zu entnehmen ist, wurde immer von der Grundlast von 8kN ausgegangen. Im quasi-elastischen Bereich, d.h. bis zur rechnerischen Stahlspannung von 400 N/mm², wurde die Last stets bis zu einem bestimmten, vorher festgesetzten Wert erhöht. Danach erfolgte die Belastung nach Deformationszunahme.

Die Bezeichnung $\sigma_e^{n=10}$ steht hier für die rechnerischen Stahlspannungen mit $n = E_s/E_b = 10$, unter Berücksichtigung der Eigenmasse des Plattenbalkens und der Versuchseinrichtung. Sinngemäß gilt das gleiche auch für die rechnerischen Betonspannungen $\sigma_b^{n=10}$.

Versuchsergebnisse

Bruchvorgang

Im statischen Bruchversuch zeigten die Prüfelemente ein duktileres Verhalten, d.h. es trat ein typischer Biegebruch mit vorangehender Rissbildung auf. Die Belastung konnte so lange gesteigert werden, bis die Zugarmierung in der Zone mit maximalem Biegemoment deutlich zu fließen begann. Danach liessen sich die Plattenbalken noch weiter verformen, ohne dass sich die Belastung wesentlich änderte. Der Bruch trat schliesslich infolge Stauchung der Betondruckzone auf.

Der gesamte Bruchvorgang kann am anschaulichsten anhand von Kraft-Verformungs-Diagrammen verfolgt wer-

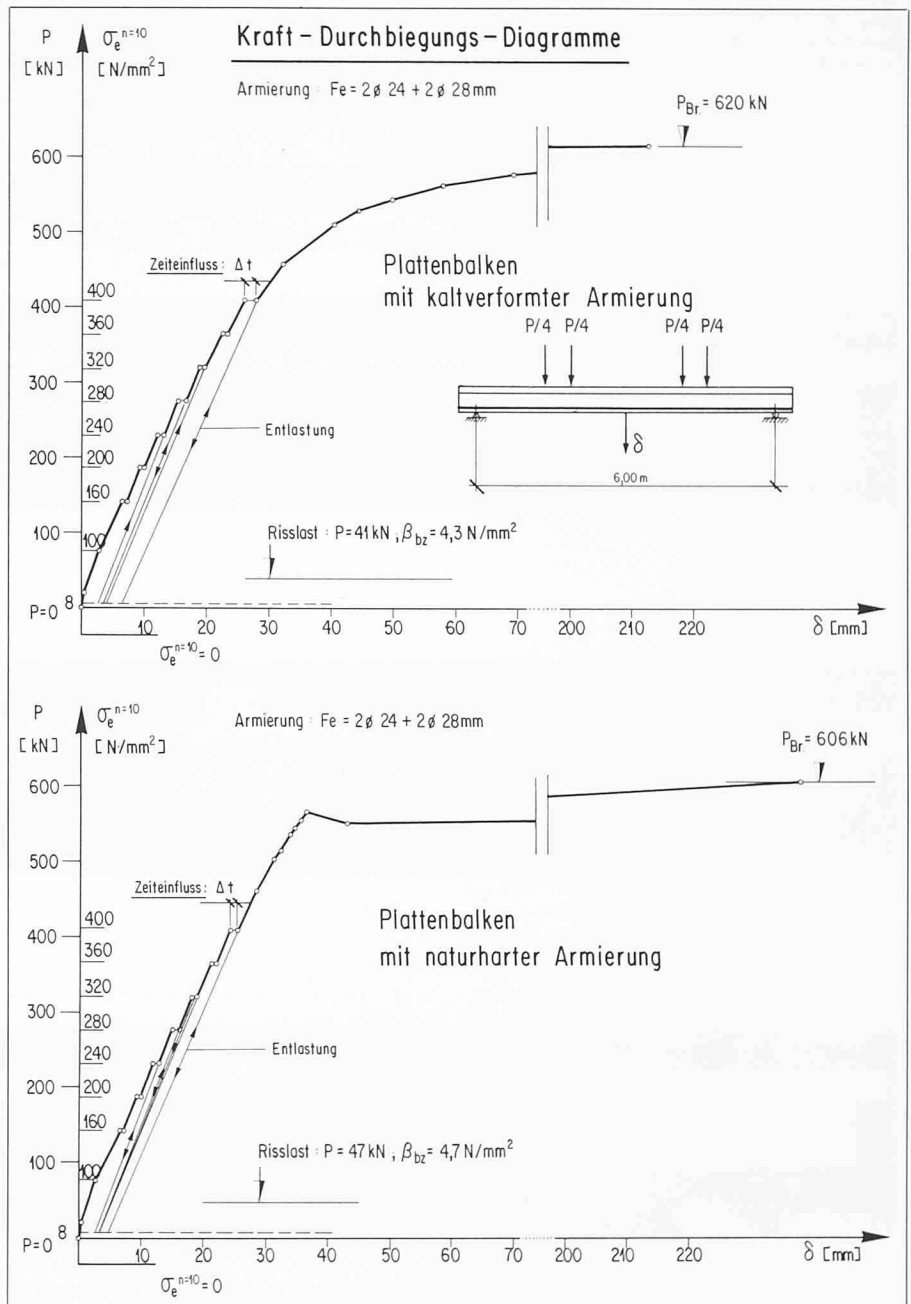


Bild 4. Kraft-Verformungs-Diagramme. Durchbiegung in Feldmitte in Funktion der Belastung bzw. der rechnerischen Stahlspannungen. Oben: Diagramme für kaltverformte Stähle. Unten: Diagramme für naturharte Stähle. Unter Risslast versteht man hier jene Last, bei der die ersten Risse im Balken auftraten

den. Zwei solcher Kurven sind in Bild 4 dargestellt. Darin sind die vertikalen Verschiebungen in Feldmitte in Funktion der Versuchskräfte aufgetragen. Gezeigt werden die Diagramme je eines Vertreters der kaltverformten bzw. naturharten Stähle. Grundsätzlich unterscheiden sich die beiden Kurven nicht voneinander. Lediglich im Übergang

vom elastischen zum plastischen Bereich weichen sie lokal von einander ab, entsprechend etwa dem Verlauf ihrer charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien. Die kaltverformten Stähle weisen einen stetigen, die naturharten einen eher stützigen Übergang auf, der ihrer ausgeprägten Fließgrenze entspricht.

Tabelle 3. Bruchkräfte und Bruchverformungen

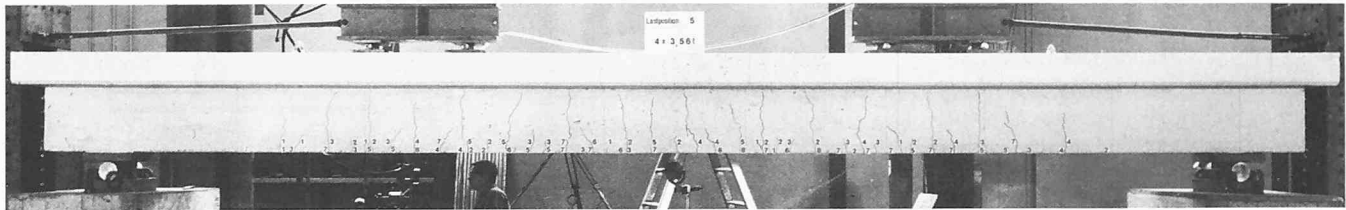
Verwendete Stahlsorte	Armierung Fe	Bruchkraft P_{Br} (kN)	Durchbiegung in Feldmitte δ_{Br} (mm)	Spannweite/Durchbiegung l/δ_{Br}
Tor 50	2 ϕ 24 + 2 ϕ 28 mm	620	213	28
Roll-S		650	230	26
Box-Ultra		606	238	25
Roto		620	209	29
Baro		576	235	26
Tor 50	2 ϕ 36 mm	540	240	25

Bild 5. Rissbildung für ausgewählte Spannungsstufen. Die aufgeklebten Zahlen geben die Rissbreiten in 1/100 mm an. Obere Zahlenreihe: Risslinie V. Untere Zahlenreihe: Risslinie U. Zum besseren Erkennen wurden die Risse mit Filzstift nachgezeichnet. Es bedeuten im weiteren: $\sigma_e^{n=10}$ = Rechnerische Stahlspannungen für $n = E_c/E_b = 10$. y_{Br} = Vertikale Bruchverschiebung in Feldmitte

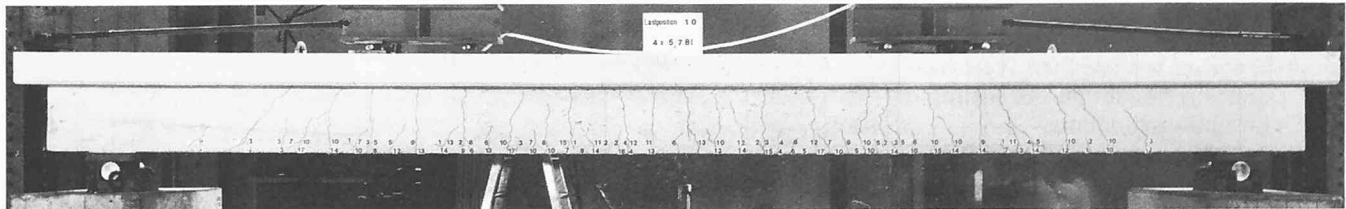
Plattenbalken mit Normalbewehrung

Fe = 2 ϕ 24 + 2 ϕ 28 mm Roll - S

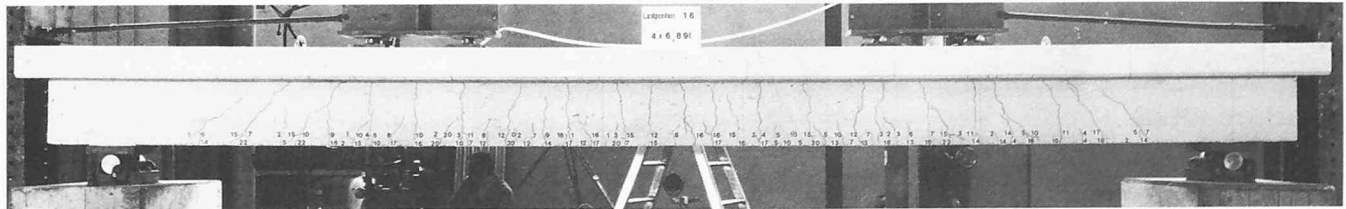
$$\sigma_e^{n=10} = 160 \text{ N/mm}^2$$



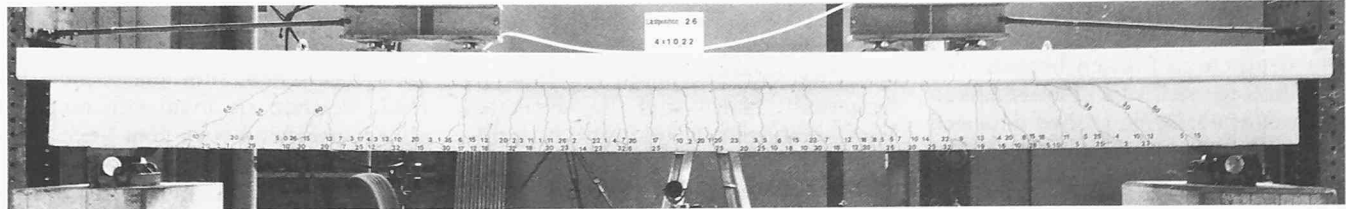
$$\sigma_e^{n=10} = 240 \text{ N/mm}^2$$



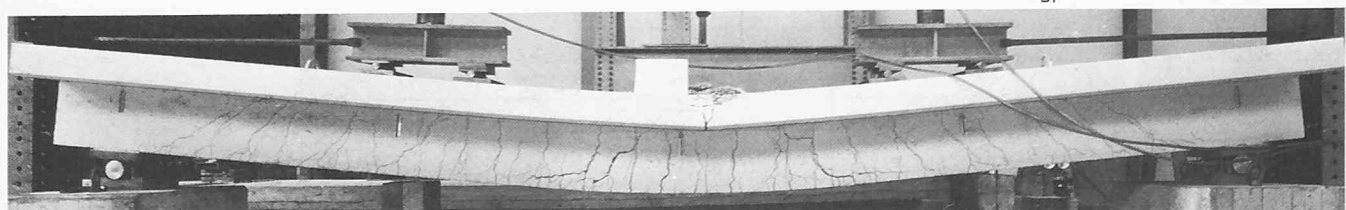
$$\sigma_e^{n=10} = 280 \text{ N/mm}^2$$



$$\sigma_e^{n=10} = 400 \text{ N/mm}^2$$



Bruchzustand
 $y_{Br} = 230 \text{ mm} = l/26$



Die *Rotationsfähigkeit* war bei allen geprüften Armierungsstählen erstaunlich gross, also nicht nur bei den naturharten Stäben. In Tabelle 3 sind die ermittelten Bruchkräfte und die betreffenden Bruchverformungen zusammengestellt. Demnach liessen sich die Plattenbalken in Feldmitte bis zum Eintreten der Betonbruchstauchung sehr weit verformen. Die gemessenen Durchbiegungen betragen 210 bis 240 mm. Diese Werte liegen nicht nur eng beieinander, sondern sind auch absolut betrachtet als gross zu bezeichnen. Die vertikalen Verschiebungen betragen nämlich rund $\frac{1}{26}$ der Spannweite, was auf ein äusserst duktiles Bruchverhalten hinweist. Dies wiederum steht, wie bereits früher erwähnt, mit dem idealen Armierungsgehalt von rund 0,5% in engem Zusammenhang.

Im weiteren kann festgehalten werden, dass auch der Plattenbalken mit grossen Armierungsstäben (2 \varnothing 36 mm) praktisch die gleiche Bruchkraft und die gleiche Bruchverformung aufwies wie die übrigen Prüfelemente. Man kann also sagen, dass die Verteilung der vorhandenen Armierung auf vier kleinere oder zwei grössere Stäbe – bei gleichem Armierungsgehalt – keinen nennenswerten Einfluss auf Traglast und Bruchverformung hat. Ganz anders verhält es sich jedoch mit der Rissbildung bzw. mit dem Haftvermögen zwischen Stahl und Beton, wie es im nächsten Abschnitt dargestellt wird. Dort spielt es nämlich eine entscheidende

Rolle, ob eine bestimmte Armierung auf mehrere dünne Stäbe aufgeteilt oder auf wenige, dafür um so dickere Durchmesser konzentriert wird.

Rissbildung

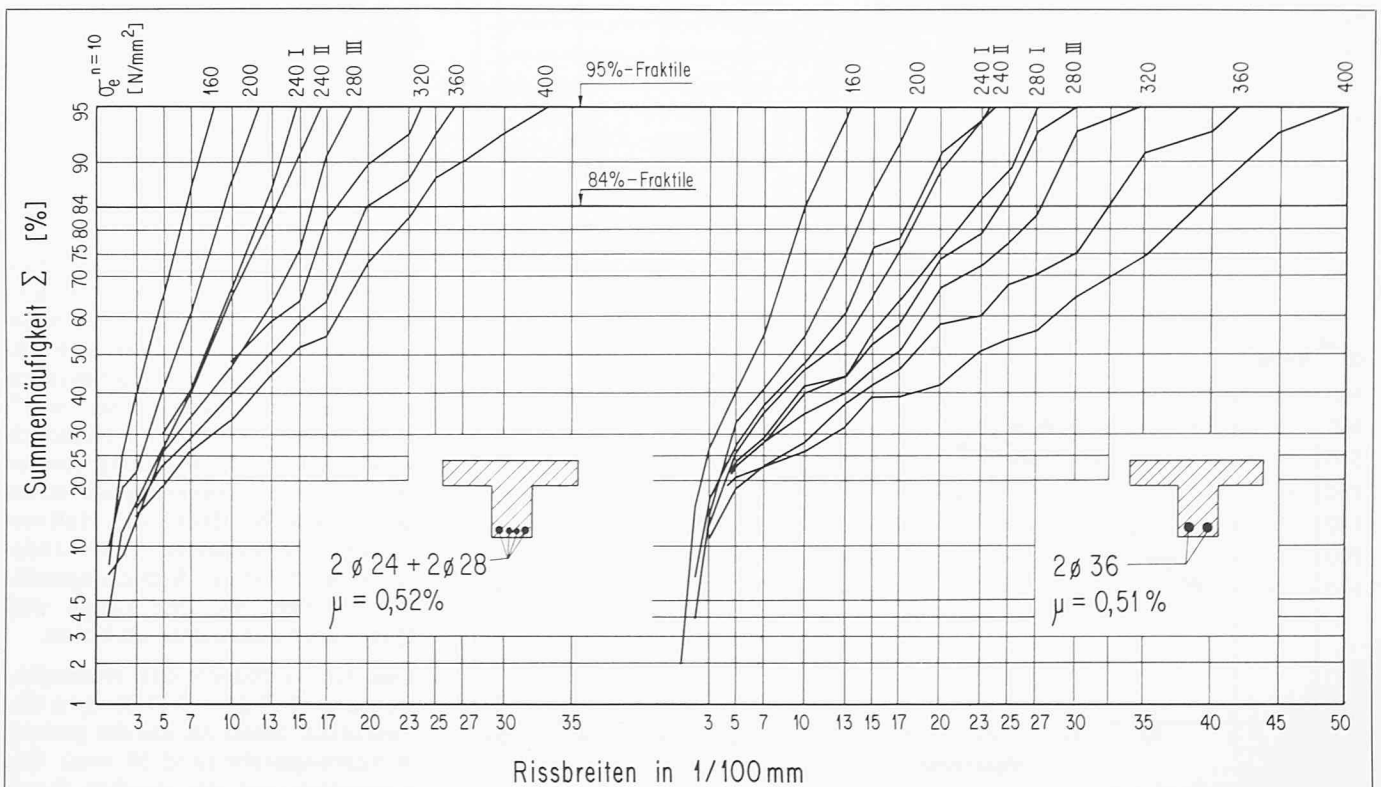
Die *Rissbeobachtungen* bildeten den *Hauptteil* der vorliegenden Untersuchungen. Aufgrund des Rissbildes und vor allem der Rissbreiten sollte nämlich das Haftvermögen der verwendeten Stahlorten überprüft und miteinander verglichen werden. Zu diesem Zweck wurden die an der Untersicht und an den Seitenflächen auftretenden Risse in der gesamten Zugzone untersucht. Die Ausmessung erfolgte dabei auf den Risslinien H, U und V (vgl. Bild 1). Jeder Riss wurde für bestimmte Spannungsstufen an seinem Schnittpunkt mit den Risslinien ausgemessen. Die systematische Auswertung erfolgte grundsätzlich für die gesamte Balkenlänge. In dieser Arbeit werden indes nur die Resultate aus dem *Bereich mit konstantem Biegemoment* wiedergegeben, da diese infolge Fehlens der Bügelbewehrung aussagekräftiger sind und sich für Vergleiche besser eignen.

Bild 5 zeigt Rissbilder an der Balkenvorderseite für verschiedene Spannungsstufen zwischen 160 und 400 N/mm². Die letzte Aufnahme zeigt zudem den Balken im Bruchzustand. Bei dieser Darstellung handelt es sich um einen der fünf Plattenbalken mit nor-

maler Bewehrung (2 \varnothing 24 mm und 2 \varnothing 28 mm). Die abgebildeten Rissbilder stammen alle vom gleichen Prüfkörper. Ein Vergleich der fünf mit verschiedenen Stahlorten armierten Balken hat ergeben, dass die entstandenen Rissbildungen sich nur um Nuancen voneinander unterscheiden. Diese Tatsache wird noch durch die betreffenden Summenhäufigkeitsdiagramme in quantitativer Hinsicht belegt. Die systematische Auswertung der Rissmessungen ergab im weiteren, dass bei der Spannungsstufe von 240 N/mm² (zulässige Spannungen für Stahl III nach Norm SIA 162) bereits 90 bis 95% aller Risse im Bereich mit konstantem Biegemoment vorhanden waren. Bei der weiteren Belastung traten hier nur noch wenig neue Risse hinzu, dagegen öffneten sich die bereits vorhandenen immer mehr und mehr.

Die eigentliche Auswertung der Rissbeobachtungen zeigen die Bilder 6 und 7. Darin sind die *Rissbreiten in Funktion der Summenhäufigkeit* aufgetragen. Diese Darstellungsart wurde von Prof. Rüschi in [6] beschrieben. Zur Ermittlung der *grössten Rissbreiten* in Abhängigkeit von den rechnerischen Stahlspannungen wurde von einer *statistisch definierten Rissbreite* ausgegangen. Dazu wurde die *95%-Fraktile* und zum Vergleich die *84%-Fraktile* verwendet. Das sind jene Rissbreiten, die im Versuch bei einer ausgewählten Stahlspannung in nur 5% bzw. 16% aller gemessenen Werte überschritten werden. Bild 8 zeigt die graphische Dar-

Bild 6. Rissbreiten in Funktion der Summenhäufigkeit. Vergleich des Haftvermögens von mittleren und grossen Bewehrungsstäben. Aufgetragen sind die Rissbreiten im Bereich mit konstantem Biegemoment für die untersuchten Laststufen. Links: Balken mit Normalbewehrung: 2 \varnothing 24 + 2 \varnothing 28 mm, Roll-S. Rechts: Balken mit grossen Armierungsstäben: 2 \varnothing 36 mm, Tor 50. Wie ein Vergleich der beiden Kurvenscharen zeigt, hat die Konzentrierung des gleichen Armierungsquerschnittes auf nur zwei dicke statt vier mittlere Stäbe wesentlich grössere Rissbreiten zur Folge



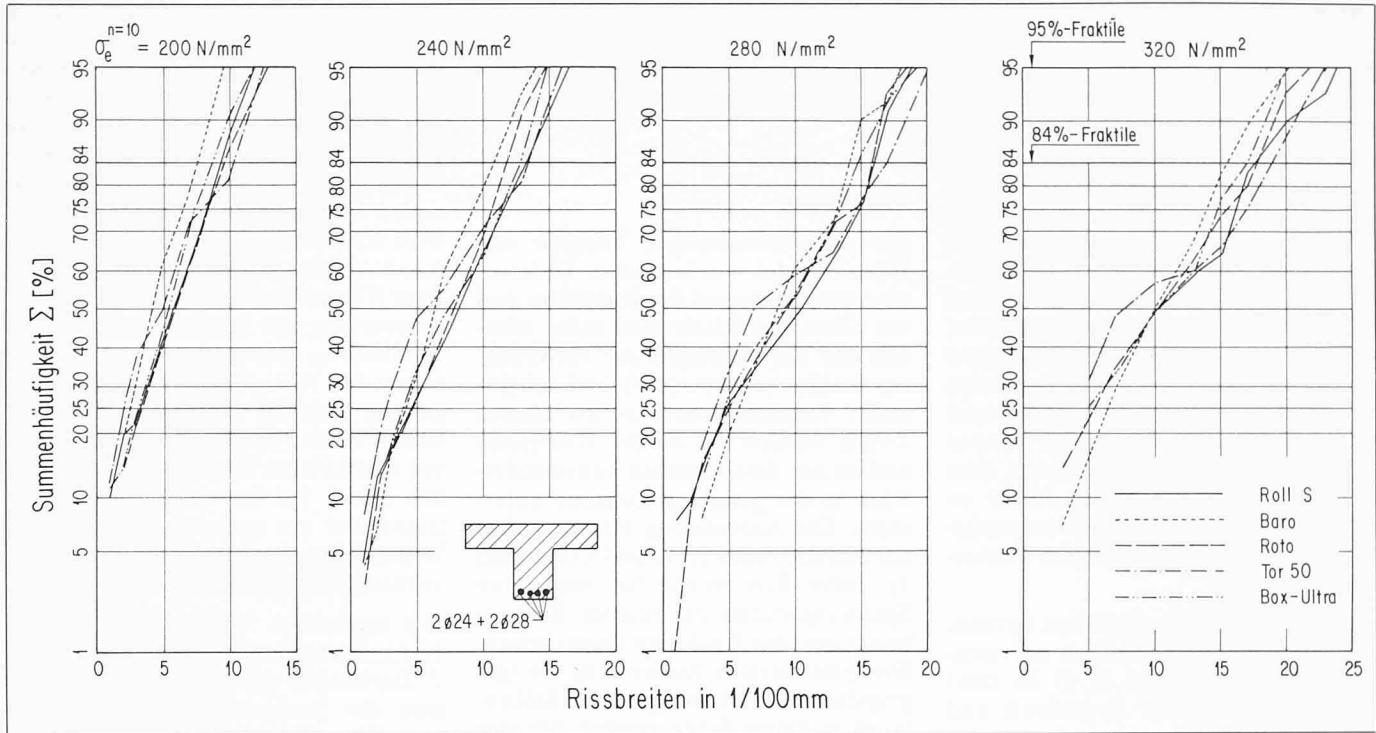
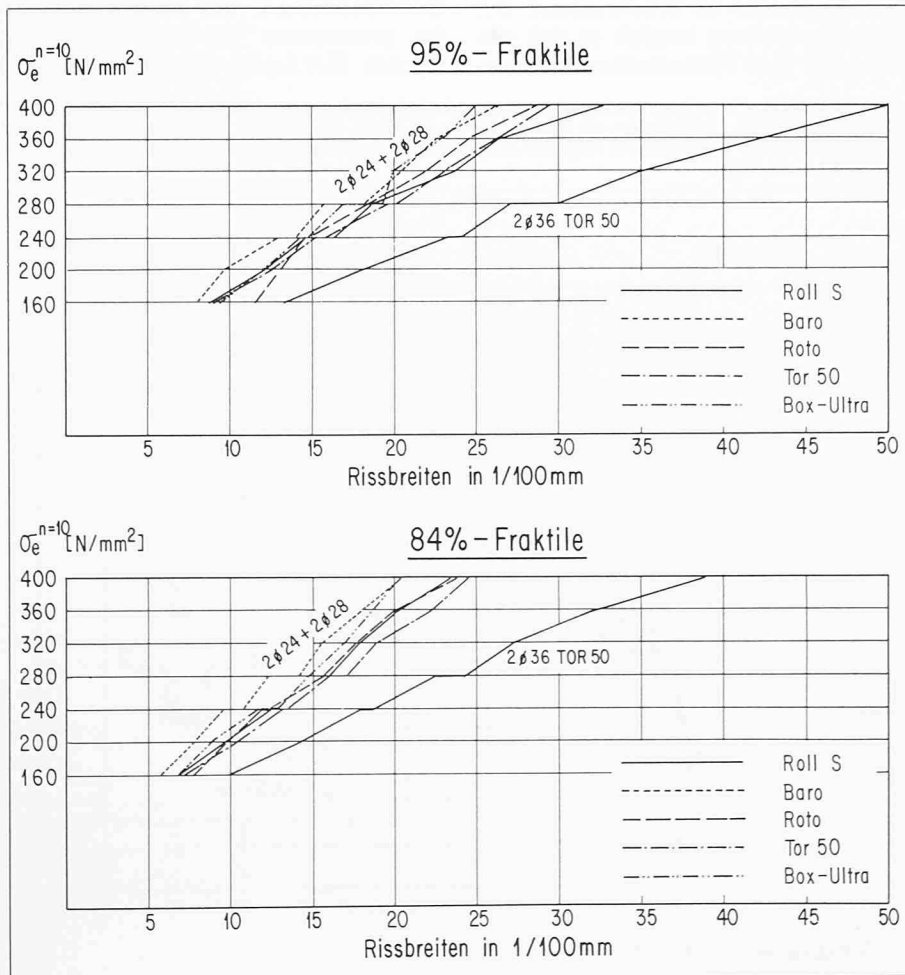


Bild 7. Rissbreiten in Funktion der Summenhäufigkeit. Vergleich des Haftvermögens der verschiedenen Stahlsorten anhand der Balken mit Normalbewehrung. Aufgetragen sind die Rissbreiten im Bereich mit konstantem Biegemoment für vier wichtige Spannungsstufen. Ein Vergleich der Rissdiagramme zeigt, dass das Haftvermögen der untersuchten Armierungstypen etwa gleichwertig ist, denn die betreffenden Rissbreiten weichen jeweils nur um höchstens $\pm 2/100$ mm voneinander ab

Bild 8. Grösste Rissbreiten in Funktion der Stahlspannungen. Zur Ermittlung der grössten Rissbreiten wurde von einer statistisch definierten Rissbreite ausgegangen. Dazu wurden die 95%-Fraktile, und zum Vergleich die 84%-Fraktile verwendet. Das sind jene Rissbreiten, die bei einer ausgewählten Stahlspannung in nur 5% bzw. 16% aller gemessenen Werte überschritten werden. Dargestellt sind hier die grössten Rissbreiten im Bereich mit konstantem Biegemoment. Kurvenschar links: Balken mit Normalbewehrung, alle Stahlsorten. Einzeldiagramm rechts: Armierung mit dicken Stäben, Tor 50. Auch aus dieser Darstellung wird ersichtlich, dass die Bewehrung mit grossen Stäben wesentlich grössere Rissbreiten zur Folge hat



stellung der so definierten grössten Rissbreiten.

Die Interpretation der verschiedenen Rissdiagramme ergibt folgendes Bild:

1. Ein Vergleich der Rissbreiten der normal bewehrten Plattenbalken ($2 \text{ } \varnothing 24$ und $2 \text{ } \varnothing 28$ mm) zeigt, dass diese bei allen Prüfelementen etwa gleich gross waren. Eine gewisse Reihenfolge bei den fünf untersuchten Stahlsorten ist zwar vorhanden, doch wie den Summenhäufigkeitsdiagrammen in Bild 7 entnommen werden kann, weichen die Rissbreiten um höchstens $\pm 2/100$ mm voneinander ab. Dies bedeutet, dass das Haftvermögen der untersuchten Stähle etwa gleichwertig ist. Dies gilt in erster Linie für die geprüften Dimensionen von 24 und 28 mm. Für kleinere Durchmesser dürften sich diese Verhältnisse etwa gleich bleiben, für grössere Armierungsstähle ($\varnothing 30$ bis 40 mm) treten indessen etwas grössere Unterschiede bei den verschiedenen Stahlmarken auf, wie dies bereits früher in [7] nachgewiesen wurde. Demnach wirkt sich die Profilgebung stärker aus bei grossen Armierungsstäben als bei kleinen, bei denen das Haftvermögen ohnehin besser ist. Mit anderen Worten: Gross Armierungsstähle sind mehr auf ihre Längs- und Querrippen angewiesen als kleine.

2. Das Haftvermögen der Normalbewehrung ($2 \text{ } \varnothing 24 + 2 \text{ } \varnothing 28$ mm) war wesentlich besser als das der grossen Armierungsstäbe ($2 \text{ } \varnothing 36$ mm). Die Konzentrierung des gleichen Stahl-

Bezeichnung	$\sigma_e^{n=10} = 240 \text{ N/mm}^2$		$\sigma_e^{n=10} = 400 \text{ N/mm}^2$	
	Normalbewehrung 2 \varnothing 24 + 2 \varnothing 28	Bewehrung mit grossen Stäben 2 \varnothing 36	Normalbewehrung 2 \varnothing 24 + 2 \varnothing 28	Bewehrung mit grossen Stäben 2 \varnothing 36
Anzahl Risse, je Risslinie	24	18	26	19
Mittlerer Rissabstand	9,4 cm	12,4 cm	8,3 cm	11,8 cm
Grösste Rissbreiten, 95%-Fraktile	0,15 mm	0,24 mm	0,29 mm	0,50 mm
Grösste Rissbreiten, 84%-Fraktile	0,13 mm	0,19 mm	0,23 mm	0,39 mm

Tabelle 4. Vergleich des Haftvermögens bei zwei ausgewählten Spannungsstufen. Die Bewehrung mit mittleren Stäben verursacht im Vergleich zu grossen Armierungsstäben zwar mehr Risse, dafür jedoch kleinere Rissabstände und vor allem kleinere Rissbreiten. Die Tabellenwerte stammen aus dem mittleren Balkenbereich mit konstantem Biegemoment

querschnittes auf nur zwei dicke Stäbe statt auf vier mittlere hatte demnach zur Folge, dass zwar weniger Risse auftraten (nur etwa 75%), dafür jedoch bedeutend grössere Rissbreiten entstanden. Diese Verhältnisse veranschaulichen die Rissdiagramme in den Bildern 6 und 8. In Tabelle 4 wird der Unterschied des Haftvermögens zudem durch einige Zahlenwerte quantifiziert.

Zusammenfassung

Die vorliegenden Untersuchungen behandeln statische Bruchversuche an Plattenbalken aus Stahlbeton, deren Bewehrung aus den wichtigsten schweizerischen Armierungsstählen der Gruppe III bestand. Hauptziel der Untersuchungen war die Überprüfung des Haftvermögens der einzelnen Stahlmarken und deren Vergleich untereinander. Im weiteren sollte der Einfluss von grösseren Bewehrungsdurchmessern – bei gleichbleibendem Armierungsgehalt – auf den Verbund untersucht werden. Während die Beurteilung der Hafteigenschaften in den genormten *Ausziehversuchen* aufgrund von *Schlupfmessungen* erfolgt, geschieht diese an wirklichkeitstreuere *Balkenversuchen* aufgrund der entstehenden *Rissbildung*. Die Hauptbewehrung der

normalen Prüfelemente setzte sich aus vier Stäben zusammen, nämlich aus 2 \varnothing 24 und 2 \varnothing 28 mm. Der entsprechende Armierungsgehalt betrug 0,52%. Mit diesem Armierungstyp wurden sämtliche Stahlmarken getestet. Um den Einfluss von grösseren Durchmessern – bei gleichbleibendem Armierungsgehalt – zu überprüfen, wurde ein zusätzlicher Plattenbalken mit der Bewehrung 2 \varnothing 36 mm ($\mu = 0,51\%$) geprüft. Die Auswertung der umfangreichen Rissbeobachtungen ergab im wesentlichen folgendes Bild: 1. Das Haftvermögen der heute in der Schweiz hergestellten Armierungsstäbe ist im grossen und ganzen etwa gleichwertig. Diese Aussage gilt in erster Linie für die geprüften Bewehrungsstäbe \varnothing 24 und 28 mm. Für kleinere Durchmesser dürften sich diese Verhältnisse etwa gleich bleiben. Bei der Verwendung von grösseren Dimensionen (\varnothing 30 bis \varnothing 40 mm) treten indes grössere Unterschiede zwischen den verschiedenen Stahlmarken auf. Demnach wirkt sich die Profilgebung stärker aus bei grossen Armierungsstäben als bei kleinen, wo das Haftvermögen ohnehin besser ist. 2. Die Konzentrierung eines bestimmten Armierungsquerschnittes auf nur wenige dicke Stäbe statt auf mehrere mittlere oder dünnere Durchmesser hat zwar weniger Risse, dafür jedoch bedeutend grössere Rissbreiten zur Folge.

Literaturverzeichnis

- [1] G. Rehm: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Heft 138 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. W. Ernst & Sohn, Berlin 1961. Der Ausziehversuch nach G. Rehm ist nicht genormt in Deutschland, wird aber neben Balkenversuchen zur Untersuchung von Haftproblemen verwendet.
- [2] British Standard, Code of Practice for *The structural use of concrete*: Pull out test according to British Standard, CP 110: Part 1: 1972, Appendix E.
- [3] Ausziehversuche nach Norm SIA 162 (1968), Richtlinie 13, herausgegeben vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.
- [4] Biegehaftversuche nach OENORM B 4200, 7. Teil, herausgegeben vom Österreichischen Normenausschuss, Wien.
- [5] Europäisches Beton-Komitee C.E.B.: Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken, S. 49 ff., Deutscher Beton-Verein e.V.
- [6] Prof. H. Rüschi: Vorläufige Empfehlungen zur Auswertung von Rissmessungen an Stahlbetonbalken, gemäss Brief vom 6. Juni 1966 an das Europäische Beton-Komitee C.E.B.
- [7] A. Maissen: Grosse Armierungsstäbe im Massivbau, Versuche unter statischer und oft wiederholter Belastung. Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 19/1980.

Adresse des Verfassers: A. Maissen, dipl. Ing. ETH, Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA), Überlandstr. 129, 8600 Dübendorf.