

# EXPERIMENTELLE FORSCHUNGEN UND BERECHNUNGSMETHODEN ZUR PRÜFUNG DER GRENZZUSTÄNDE VON SPANNBETONBALKEN

Von

G. TASSI

Lehrstuhl für Stahlbetonkonstruktionen, Technische Universität Budapest

Eingegangen am 1. Dezember 1973

## I. Einleitung

Entwicklung und Verbreitung der Spannbetonkonstruktionen erforderten immer dringender eine Korrektur und Weiterentwicklung der betreffenden Entwurfsnormen. Im internationalen Normenschrifttum waren von Anfang an unterschiedliche Anschauungen darüber zu verzeichnen, ob in bezug auf Ribbildung an Spannbetonträger von den an herkömmliche Träger gestellten Anforderungen grundlegend abweichende Forderungen zu stellen seien. Die klassische Auffassung, daß nur ein Träger als »wirklicher« Spannbetonträger gelten darf, der während der ganzen vorgesehenen Lebensdauer ohne Ribbildung die eingetragenen Lasten trägt, ergab sich zum Teil daraus, daß infolge der höheren Korrosionsempfindlichkeit der Spannstähle dies auch erforderlich war.

Bei mehreren, auch mit der Aufstellung von Normen verbundenen Forschungen wurde bereits in einem verhältnismäßig frühen Entwicklungsabschnitt der Vorspannung die Bedeutung der Bemessungen für verschiedene Grenzzustände erkannt (siehe z. B. [1], [2]). Im Laufe der Forschungen verbreiteten sich immer mehr die nationalen Normen (z. B. [3], [4]) und internationalen Empfehlungen ([5], [6]), die einen Unterschied zwischen auf Ribfreiheit bemessenen und solchen Bauteilen machen, wo nur die Beschränkung der Ribbildung gefordert wird.

Die ungarischen Vorschriften spielten schon Anfang der 1950er Jahre eine bahnbrechende Rolle in der Einführung der zeitgemäßen Bemessungsgrundsätze [7], das zeigte sich jedoch bei den noch in Entwicklung begriffenen und wenig verbreiteten Spannbetonträgern einstweilen nicht. Das ist daraus zu erkennen, daß für Spannbetonträger in Tragwerken von Gebäuden [8] und für Brückenträger aus Spannbeton [9] — statt der Forderung der Ribfreiheit oder der Ribbeschränkung — lediglich der Nachweis aufgrund der fiktiven Zugspannungen vorgeschrieben war.

Die neuesten ungarischen Straßenbrückenvorschriften [10] verfolgen das Ziel, daß sich der Träger bis zum Normwert der Lasten elastisch verhalte

und daher zu erwarten sei, daß der Spannbetonträger unter kleinerer, sog. Betriebslast im Dekompressionszustand sei. Bei Spannbetonbauteilen für Gebäude [11] können ein aggressives Umgebungsmedium, erhöhte ästhetische Anforderungen oder Umstände, wegen welcher die Ribfbildung die Zerstörung der Anlage herbeiführen würde, die Bemessung auf Ribbfreiheit rechtfertigen. (In solchen Fällen ist unter Berücksichtigung der Randwerte der Lasten, der Spannkraft, der Festigkeitskennwerte und der Abmessungen die Ribbfreiheit rechnerisch nachzuweisen, d. h. es handelt sich um eine Sicherheit gleicher Höhe wie die Tragfähigkeit.) In anderen Fällen soll die Forderung der Ribfbeschränkung erfüllt werden. (Das bedeutet, daß die mit den Grundwerten der Spannkraft, der Festigkeitskennwerte und der Abmessungen berechnete Ribfbreite beim Grundwert der Lasten einen von den Umgebungs-kennwerten abhängigen Grenzwert unterschreiten soll.) Das bedeutet, daß in Grenzzuständen, die keine Katastrophe herbeiführen, der Sicherheitsgrad niedriger sein darf.

Dieses Bemessungsverfahren bzw. diese Norm stellt ein Glied einer auf zeitgemäßen Grundlagen aufgebauten Normenreihe [12] dar und ihre zahlreichen Vorteile haben sich bereits gezeigt [13]. Dabei ist es klar, daß die gute Anwendbarkeit einer Norm vor allem durch eine ergebnisvolle Benutzung über eine längere Zeit bewiesen wird. Die Überprüfung von Spannbetonträgern hat noch zweifellos mehrere unsichere Punkte (vor allem was das Ribbmoment, die Ribfbreite und die Formänderungsberechnung des gerissenen Trägers anbelangt). Bei den neuesten Forschungen, die die Forderung einer »absoluten« Ribbfreiheit in Frage stellen, wird weniger erwogen, ob aus Wirtschaftlichkeitsrücksichten Risse geduldet werden dürfen: es unterliegt ja keinem Zweifel, daß auch der kleinste Ribb höchstens nicht besonders schädlich ist, ein eingerissener Träger aber auf jeden Fall minderwertiger als ein ribbfreier ist [14]; es wird vielmehr überlegt, ob sich die erforderliche — im Vergleich zum Fall der Tragfähigkeit weniger bedenkliche — Zuverlässigkeit der Berechnung auf Beschränkung der Ribfbildung erreichen läßt [15]. Ein Fehler bei der Bestimmung der Ribfbreite oder der Durchbiegung führt nur herbei, daß ein vorbestimmbarer Anteil der Konstruktionen den ästhetischen oder Beständigkeitsanforderungen nicht genügen wird.

Neben langjährigen Erfahrungen können vor allem experimentelle Forschungen und ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Rechenwerten zu der Bewertung eines Normverfahrens beitragen.

Die im vorliegenden Beitrag beschriebenen Versuche waren in erster Reihe — selbstverständlich ohne den Anspruch auf Vollständigkeit — zur Prüfung der rechnerischen Zusammenhänge der neuen ungarischen Norm bestimmt.

Tabelle I

Zeichen des Balkens		I	2	3	4	5	6	I/1	I/2	I/3	I/4	I/5	I/6	I/7	II/1	II/2	II/3	II/4	II/5	II/6	II/7	A	B	C	D	E	F	G	I/a	I/b	II/a	II/b	III/a	III/b	IV/a	IV/b																										
Oberfläche des Spannstahles		Litze						Tief gekerbt	Glatt	Schwach gekerbt	Gewellt	Tief gekerbt							Tief gekerbt	Glatt	Schwach gekerbt	Gewellt	Kabel																																							
Schlaaffe Bewehrung																												2Ø 10																																	2Ø 10	2Ø 10
Spannverfahren		Hoyer																										Freyssinet																																		
Verbund		Mit sofortigem Verbund																										Ohne Verbund	Mit nachträg- lichem Verbund																																	
Abmessung der Spannglieder		3 Ø 3 mm						Ø 5 mm														8 Ø 5 mm																																								
Betongüte		450						280														400				420																																				
Vorspannung nach dem Auftreten der Verluste		9120 kp/cm <sup>2</sup>						8400 kp/cm <sup>2</sup>														8800 kp/cm <sup>2</sup>																																								
Betonabmessungen [cm]		<i>h</i>	50				40														50																																									
		<i>h</i> <sub>1</sub>	7,5				—														7,5																																									
		<i>h</i> <sub>2</sub>	2,5				40														2,5																																									
		<i>h</i> <sub>3</sub>	30				—														30																																									
		<i>h</i> <sub>4</sub>	2,5				—														2,5																																									
		<i>h</i> <sub>5</sub>	7,5				—														7,5																																									
		<i>b</i> <sub>1</sub>	20				11,5														22																																									
		<i>b</i> <sub>3</sub>	6				10														8																																									
		<i>b</i> <sub>5</sub>	20				—														22																																									
Abstand der Spanngliederreihen von der unteren Betonfaser [cm]		<i>s</i> <sub>I</sub>	2,4				2														5																																									
		<i>s</i> <sub>II</sub>	5,5				4														—																																									
		<i>s</i> <sub>III</sub>	18				6														—																																									
		<i>s</i> <sub>IV</sub>	32				23														—																																									
		<i>s</i> <sub>V</sub>	47,5				38														45																																									
Anzahl der Spannglieder in einer Reihe		I	7	6	5	3														2																																										
		II	6	2	2	3														1																																										
		III	1	1	1	1														1																																										
		IV	1	1	1	2														2																																										
		V	3	3	2	2														2																																										

## 2. Die Versuchsträger

Die Querschnittskennwerte der Versuchsträger sind in Tabelle 1, die Bezeichnungen der Größen in Abb. 1 angegeben.

Die Träger 1 bis 6 wurden in einem langen Spannbett, in voller Länge nacheinander hergestellt und dadurch wurden weitgehend gleiche Spannkraften

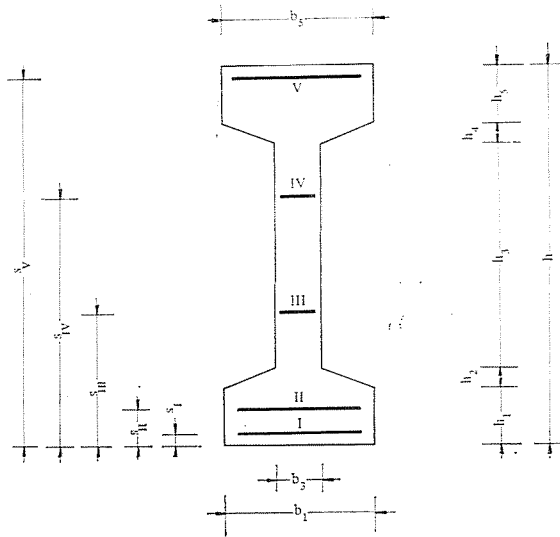


Abb. 1

je Träger eingetragen. Im Spannbett wurden 18 Spannglieder gespannt und in den Abschnitten der Träger 3, 4, 5, 6 die nicht notwendigen Litzen mit Hilfe von Kunststoffhülsen isoliert, aus dem Kräftespiel ausgeschaltet. Bei den Trägern A bis G wurde die Beschaffenheit des Spanndrahtes geändert, und auch hier wurde für gleiche Spannkraft in den Trägern gesorgt; dazu wurden die je Träger unterschiedlichen Spannstähle zwischen den Trägern verbunden.

Bei den Trägern I/1 bis 7 wurde die Drahtsorte, bei den Trägern II/1 bis 7 die Zahl der Spanndrähte geändert, infolge der Betongüte bei einem viel niedrigeren Wert der Haftspannungen zwischen Beton und Stahl als im Falle der Träger A bis G.

Die Träger I/a bis IV/b wurden als Spannbetontträger mit nachträglichem bzw. ohne Verbund hergestellt, wobei das Verhältnis der schlaffen Bewehrung sowie die Injektierung der Kabelrohre geändert wurden.

Die Stützweiten, Schubbewehrungen und Lasten waren derart angeordnet, daß die im Abschnitt mit konstantem Moment verfolgten Erscheinungen

durch den Kräfteverlauf im Abschnitt unter Schubbeanspruchung nicht beeinflußt werden.

In den Dritteln der Stützweite von 4,5 m griffen zwei Kräfte gleicher Größe an.

### 3. Vergleichende Untersuchung der Grenzzustände der Versuchsträger

#### 3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Prüfung des Grenzzustands der Tragfähigkeit stellte kein erstrangiges Ziel der Versuchsreihe dar. Die Ergebnisse sollten jedoch benutzt werden, um zu prüfen, wieweit das Verfahren in der ungarischen Norm dem wirklichen Kräftespiel der Träger folgt. Daher wurden nach der in der Norm angegebenen Methode in der Annahme der Navierschen Hypothese (s. z. B. [16]), jedoch nicht mit den bei Tragfähigkeitsprüfungen gebräuchlichen Grenzwerten der Festigkeitskennwerte, sondern mit Hilfe von aus den Festigkeitskennwerten der Werkstoffe für die Versuchsträger aufgebauten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen, in Form einer normgerechten gebrochenen Linie, ferner mit den gemessenen Spanndehnungen und Querschnittsmaßen die Bruchmomente der Versuchsträger bestimmt. Diese Untersuchung gibt also lediglich über die Zuverlässigkeit des Grenzmomenten-Berechnungsverfahrens Aufschluß. Der berechnete Bruchmoment betrug im Mittel 97,0% des entsprechenden gemessenen (d. h. zu der größtmöglichen Krafteintragung gehörenden) Bruchmoments bei einer Streuung von 11,2%; in den untersuchten Fällen betrug der Rechenwert höchstens 129,6% und mindestens 80,3% des Meßwertes.

Diese Untersuchungen zeigen, daß das Berechnungsverfahren für den Tragfähigkeitsnachweis in bezug auf axiale Beanspruchungen als zuverlässig gelten darf. Das bedeutet, daß man unter Anwendung der semiprobabilistischen Bemessungsverfahren und unter Berücksichtigung der mit Hilfe der nach statistischen Verfahren bestimmten Sicherheitsfaktoren ermittelten Rechenwerte der Festigkeitskennwerte bzw. der Abmessungen, eine für die Tragfähigkeit kennzeichnende Grenzbeanspruchung erhält, wo kein besonderer Sicherheitsfaktor wegen der Unsicherheit des Modells der Querschnittsuntersuchung ([17], [18]) berücksichtigt werden muß. (Die Unsicherheit des Kräftespiels komplizierterer, statisch unbestimmter, Verbund- u. a. Konstruktionen, und im allgemeinen die Frage der maßgebenden Querschnittsbeanspruchung wird hier nicht behandelt.)

#### 3.2 Grenzzustand der Rißbildung

Die Größe des Rißmoments ist nicht so einfach zu bestimmen, wie die des Bruchmoments. Im Versuch läßt sich das Rißmoment nach dem durch Beaugenscheinigung wahrgenommenen Riß, aus der Durchbiegungskurve und

in Kenntnis der Dehnung der Betonzugfaser ermitteln. Der Mittelwert des aus der Durchbiegung bestimmten Rißmoments beträgt 96,6% des durch Beugenscheinigung ermittelten Rißmoments, bei einer Streuung von 7,6%. Der aus den Dehnungen ermittelte Wert ist weniger eindeutig, da die Dehnungsmeßstreifen bald im Rißquerschnitt, bald zwischen zwei Rissen lagen.

Die Rißmomente wurden rechnerisch unter Annahme ebener Querschnitte, mit Hilfe der gemessenen wirksamen Vorspannung und der Querschnittskennwerte, nach den aufgrund der Materialprüfungsergebnisse angesetzten, vollen, nichtlinearen (Druck, Zug) Spannungs-Dehnungs-Diagrammen bestimmt. Das berechnete Rißmoment betrug 104,4% des durch Beugenscheinigung ermittelten Rißmomentenwerts bei 13,1% Streuung.

Nach der neuen MSZ-Norm gilt das Moment als Rißmoment, aus dem sich nach den Annahmen der elementaren Festigkeitslehre unter Berücksichtigung der Normwerte der Abmessungen und der Spannkraft in der äußeren Zugfaser die Grenzzugspannung des Betons, d. h. der Grenzwert der Zugfestigkeit ergibt. Da hier die Begründetheit des Rechenverfahrens geprüft werden soll, wurden die durch Beugenscheinigung festgestellten Rißmomente mit den nach der gegebenen Methode aus der gemessenen Spannkraft, aus den Abmessungen, mit den an Prüfkörpern aus dem Stoff des Versuchsträgers gemessenen Festigkeitskennwerten bestimmten Rißmomenten verglichen. Das Verhältnis der so berechneten Momente zu den gemessenen betrug im Mittel 79,8%, bei einer Streuung von 11,3% mit den Extremalwerten von 61–94%. (Es sei hier bemerkt, daß nur für Träger mit Rechteckquerschnitt ein Verhältnis 72,9% erhalten wurde, was eine selbstverständliche Folge des Rechenverfahrens ist.) Der Mittelwert der nach der Elastizitätstheorie berechneten Rißmomente erreicht 82,3% der die nichtlineare Spannungsverteilung berücksichtigenden Werte.

Die hier beschriebenen Versuche und die Ergebnisse der durchgeführten Berechnungen zeigen, daß die nach Rechenverfahren, die die Plastifizierung des Betons der Zugzone berücksichtigen (z. B. [3]), erhaltenen Ergebnisse die experimentellen Erfahrungen besser annähern; bei der Bestimmung des Rißmoments mit Hilfe der Zusammenhänge der elementaren Festigkeitslehre — im übrigen unter Berücksichtigung von gemessenen Festigkeitskennwerten, Abmessungen und Spannkraft — wird der im Versuch erhaltene Wert unterschätzt. Dementsprechend wird sich selbstverständlich, mit den Normwerten der Kennwerte berechnet, ein kleineres Rißgrenzmoment ergeben, als es nach den Normwerten dieser Festigkeits-, Maß- und Vorspannungskenngrößen begründet wäre. Auf der Grundlage der Ergebnisse der hier erörterten Versuche von verhältnismäßig geringer Zahl wäre es selbstverständlich nicht gerechtfertigt, bei der Berechnung der Grenzißlast nach der ungarischen Norm [11] (oder aber auch [6]) als Sicherheitsfaktor des Modellierens einen Wert über 1 anzusetzen. Diese Erfahrungen über die Unterschätzung

des Rißmoments weisen jedoch darauf hin, wie begründet es ist, bei der Berechnung zur Vermeidung des Sprödbruchs das Rißmoment mit der doppelten Grenzzugspannung zu berechnen ([11], [16]).

### 3.3 Grenzzustand bei der Beschränkung der Rißbildung

Obwohl es für die durchgeführten Versuche und die prinzipiellen Untersuchungen gleichgültig ist, muß bemerkt werden, daß die neue ungarische Norm den Nachweis der Beschränkung der Rißbildung für den Fall der Grundlast vorschreibt, und daß die Berechnung mit den Grundwerten (d. h. mit den planmäßigen Werten) der Maße durchzuführen ist. Das bedeutet, daß bei auf Beschränkung der Rißbildung bemessenen Trägern die Norm mit größerer Wahrscheinlichkeit die Bildung von Rissen unerwünschter Breite zuläßt als eine die Zerstörung bedeutende Rißbildung, wenn Rißfreiheit gefordert wird.

Es liegt auf der Hand, daß die Untersuchungen über Beschränkung der Rißbildung nur für Fälle maßgebend sein können, wo dem untersuchten Zustand kein Lastfall vorangeht, der eine wesentliche plastische Formänderung von Beton und Stahl herbeiführt.

3.3.1 *Dekompressionszustand.* Bei den Untersuchungen über die Beschränkung der Rißbildung muß ein Unterschied gemacht werden, je nach dem, ob der Grenzwert der Rißbreite gleich Null oder eine endliche Größe ist. Im Prinzip sollte die Rißbreite in der Höhe des der Zugfaser am nächsten liegenden Spannstahls geprüft werden, dennoch wird — vor allem der Eindeutigkeit halber — der Träger, wenn der Grenzwert der Rißbreite gleich Null ist, hinsichtlich der Beschränkung der Rißbildung dann als geeignet gelten, wenn er nach den Berechnungen bei dem zu prüfenden Lastangriff im Dekompressionszustand ist.

Um das zum Dekompressionszustand gehörende Moment zu ermitteln, wurden sieben Träger nach Erscheinen des Risses entlastet, sodann wurde die Rißbildung bei wiederholter Lasterhöhung untersucht. Das zum Dekompressionszustand gehörende Moment, das in der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Weise für den Fall des Trägers ohne Zugfestigkeit berechnet wurde, ergab sich für die untersuchten Fälle im Mittel zu 75,3% des Moments, das eine mit einer Lupe wahrnehmbare, wiederholte Rißbildung herbeiführt. Die Unsicherheiten in der Bemessung sind hier mit denen der Berechnung vergleichbar; die Abweichungen rühren zum Teil davon her, daß hier die Risse nicht plötzlich entstehen, die Beobachtung schwierig ist, die Ermittlung der Streuung bei der geringen Zahl der Messungen keinen Sinn hätte; es verdient jedoch erwähnt zu werden, daß im vorliegenden Falle der Rechenwert höchstens 92% des Meßwertes betrug. All das zeigt schließlich, daß falls der Grenzwert der Rißbreite gleich Null ist und man mit dem Nachweis des Dekompres-

sionszustands beweisen will, daß dieser nicht überschritten wurde, die Berechnung nach der Methode der elementaren Festigkeitslehre zu einem zuverlässigen Ergebnis führt.

3.3.2 *Bestimmung der Rißbreite.* Bei der Bemessung auf Beschränkung der Rißbildung — wenn der Grenzwert der Rißbreite von Null verschieden ist —, macht die Bestimmung des maßgebenden Rechenwerts der Rißbreite die größten Schwierigkeiten. Auch die Berechnung der mittleren Rißbreite ist kompliziert und es stehen keine statistischen Daten in genügender Anzahl zur Verfügung, um die zu einem gegebenen Mittelwert gehörende Streuung zu kennen, bzw. kein geeignetes Rechenverfahren, das hingegen erforderlich ist, um die internationale Empfehlung zu benutzen [6].

Den klassischen Ingenieurmethoden steht zweifellos die Berechnung nach den fiktiven Zugspannungen [19] am nächsten (da sich die verwickelte Spannungsberechnung des eingerissenen Trägers erübrigt) und es ist verständlich, daß sich verschiedene Landesnormen an diese anzulehnen versuchen. Selbstverständlich läßt sich einer Rißbreite eine fiktive Zugspannung — schon allein anhand von Versuchen an Trägern mit Rechteckquerschnitt — unter Berücksichtigung auch anderer, die Rißbreite beeinflussender Kennwerte (Trägerhöhe, Vorspannungsgrad) zuverlässiger zuordnen [20]. Die Rißbreite kann in Abhängigkeit von der zusätzlichen Stahlspannung über der Vorspannung aufgrund experimenteller Forschungen mit einer empirischen Formel angeschrieben werden [21]. Bei der Ermittlung der Stahlspannungen im eingerissenen Träger spielen mehrere (vor allem geometrische) Kennwerte eine Rolle, bei deren Außerachtlassung die Berechnung nach der fiktiven Zugspannung unzuverlässig sein wird. In einigen Normen (z. B. in [3]) werden in den Ausdrücken für die Bestimmung der Rißbreite auch die Querschnitts- und Festigkeitskennwerte, die Haftung zwischen Beton und Stahl, die Spannungszustand-Kennwerte, die Belastungsdauer herangezogen (s. Abschnitt XVI in [22]), wodurch die Berechnung verfeinert wird. Bei diesen Berechnungen werden jedoch durch die Bestimmung der Abstände zwischen den Rissen größere Schwierigkeiten und Unsicherheit verursacht.

In der neuen ungarischen Norm wird eine Näherungsformel für die Rißbreitenberechnung des prismatischen Trägers mit Verbund empfohlen. Bei dieser Methode wird vorausgesetzt, daß die Störzonen in der Umgebung von benachbarten Rissen in keiner Wechselwirkung miteinander stehen (das mag bei dünnen, gut haftenden Drähten gerechtfertigt sein), die Haftspannung konstant und gleich der Zugfestigkeit des Betons ist, das Kräftefeld sich in der störungsfreien Zone zwischen zwei Rissen nach Spannungszustand I, im Rißquerschnitt nach Spannungszustand II ermitteln läßt (s. Pkt. 4.142 in [23]). Für den allgemeinen I-Querschnitt kann nach Bestimmung der neutralen Achse des eingerissenen Trägers nach dem sukzessiven Verfahren die Rißbreite einfach angeschrieben werden und dieser Wert ist im Prinzip



richtig, bis das zur Stabilisierung des Rißabstands gehörende Moment auftritt. Wegen der Vielzahl der Parameter läßt sich für die Rißbreite, die in expliziter Form nicht angegeben werden kann, keine Kurvenschar oder Tabelle zusammenstellen, die Wirkung der Änderung der Parameter kann jedoch behandelt werden [24].

Anhand dieser Überlegungen ([11], s. auch [25]) darf die Beziehung

$$b_R = \frac{(\sigma_{sII} - \sigma_{sI})^2 d}{4 E_s \tau}$$

angeschrieben werden, wo  $\sigma_{sII}$  und  $\sigma_{sI}$  die Stahlspannungen im Spannungszustand II bzw. I bedeuten,  $d$  ist der Stahldurchmesser,  $\tau$  ist die Haft-Schubfestigkeit und  $E_s$  der Elastizitätsmodul des Spannstahles. In Anlehnung an andere Versuche [21] wird die empirische Formel

$$b_R = 5,049 \cdot 10^{-5}(\sigma_{sII} - \sigma_v) - 2,946 \cdot 10^{-2}$$

mitgeteilt, wo  $\sigma_v$  die Vorspannung bedeutet. (Werden die Spannungen in  $\text{kp/cm}^2$  eingesetzt, erhält man  $b_R$  in mm.)

*3.3.3 Meß- und Rechenwerte der Rißbreite und die aufgrund der Untersuchung gemachten Feststellungen.* Unter Anwendung der an den Versuchsträgern gemessenen geometrischen Kennwerte und Spannkraft wurde in Abhängigkeit von dem Moment die Rißbreite bestimmt. Einige kennzeichnende Fälle sind aus den Abbildungen 2, 3 und 4 ersichtlich.

Bei Beanspruchungen nahe dem Rißmoment hängt die Rißbreite selbstverständlich auch von der Zugfestigkeit des Betons ab, ist diese nämlich nicht gleich Null, so nimmt die Rißbreite beim Reißen des Trägers sprunghaft zu. In den Abbildungen sind die Fälle ohne Zugfestigkeit dargestellt.

Die mit Volllinie ausgezogenen Kurven zeigen die Rißbreite nach MSZ [11], die gestrichelten Linien die der ACI-Empfehlung [21] gemäß ermittelten. Die nebeneinander verlaufenden Kurven gehören zu zwei verschiedenen  $n = E_s/E_b$  Zahlen (den Hinweis auf die Verschneidung der Kurven s. in [24]); die drei wesentlich abweichenden Kurvenpaare wurden unter Berücksichtigung dreier verschiedener  $\tau$ -Werte für die Haftung zwischen Beton und Stahl konstruiert. Mit strichpunktierter Linie sind der Mittelwert der gemessenen Breiten der im Versuch auf dem Abschnitt mit ständigem Moment entstandenen Risse, mit Doppelpunktlinie die maximale Rißbreite dargestellt.

Bei diesen Meßergebnissen läßt sich kaum ein Vergleich der Meß- und Rechenwerte anstellen. Auch die Abbildungen zeigen, daß sowohl die Abweichung voneinander der gemessenen und berechneten Mittelwerte als auch die Streuung außerordentlich groß sind. Aus den dargestellten Rißbreiten darf darauf geschlossen werden, daß von den Einflußfaktoren der Rißbreite die

größte Unsicherheit durch die für die Haftung zwischen Beton und Stahl kennzeichnenden  $\tau$ -Werte verursacht wird.

Zur Anwendung der CEB-FIP-Empfehlung [6] ist zu bemerken, daß zu der größten Rißbreite von 0,2 mm eine mittlere Rißbreite von 0,135 mm bei 0,018 mm Streuung gehört. (Bei Versuchen an einer Serie von in Ungarn hergestellten Spannbeton-Brückenträgern mit I-Profil und mit Verbund ergab sich der zu dem Höchstwert 0,2 mm gehörende Mittelwert zu 0,131 mm [26].) Um die zu den Versuchen gehörende Schubfestigkeit der Haftung zu prüfen, wurden keine Herausziehversuche ausgeführt. Die aus der verhältnismäßigen Verschiebung von Beton und Stahl an den Trägereenden bei der Spannkrafteintragung ermittelte maximale Haftspannung [27] ergab sich für die Träger 1 bis 6 zwischen 45 und 87 kp/cm<sup>2</sup> mit dem Mittelwert 69,7 kp/cm<sup>2</sup> (die als gleichmäßig betrachtete Haft-Schubspannung ist selbstverständlich kleiner); die Streuung betrug trotz der auf die Homogenität des Betons und andere beeinflussende Umstände aufgewandten Sorgfalt 13,1 kp/cm<sup>2</sup>. (Bei den hier nicht näher behandelten Trägern A bis G zeigte sich — zwar ebenfalls mit hoher Unsicherheit — die eindeutige Wirkung der Oberflächengestaltung des Spannstahls.) Allein die der Streuung der  $\tau$ -Werte entsprechende Unsicherheit in der Rißbreite bei dem 1,3fachen Wert des Rißmoments betrug bei den Trägern 1 bis 6 etwa 0,06—0,15 mm. Durch diesen Umstand wird auch die beträchtliche Abweichung voneinander der Meß- und Rechenwerte verständlich.

Auf alle Fälle darf ausgesagt werden, daß man bei der Abschätzung der Rißbreite nach der in der ungarischen Norm [11] empfohlenen Berechnung auf der sicheren Seite ist. Wie bemerkt wurde, dürfen die Grundannahmen der Berechnung bis zum Erreichen des zu der Stabilisierung der Rißabstände gehörenden Moments angenommen werden, und dieser Wert wurde in den dargestellten Fällen gar nicht oder nur in geringem Maße überschritten.

Wegen der großen Unsicherheit kann ausgesagt werden, daß auch die ACI-Empfehlung [21], die die Kenngröße der Haftung zwischen Beton und Stahl nicht enthält und damit die Erscheinung weniger genau verfolgt, nach den Versuchsergebnissen den praktischen Anforderungen genügt. Ein Vergleich der Abbildungen 2, 3, 4 zeigt gleichzeitig, daß der Einfluß des Spannstahlanteils nicht gleichgültig ist.

Hier sei bemerkt, daß die CEB-FIP Empfehlungen [6] oder das in seinen Grundannahmen richtige SN-Verfahren [3] in der Praxis wegen der Unsicherheit der Parameter Schwierigkeiten verursachen. Bei der Bestimmung des stabilisierten Abstands zwischen den Rissen ist das Verhältnis der Betonzugfestigkeit zu der Haft-Schubfestigkeit von Wichtigkeit. Durch eine statistische Verarbeitung dieser Parameter, auch nur in großen Zügen, läßt es sich beweisen, daß die Verwendung des Rechenwertes des Rißabstands für die Ermittlung der Rißbreite keinen wesentlichen Informationsgewinn gegenüber

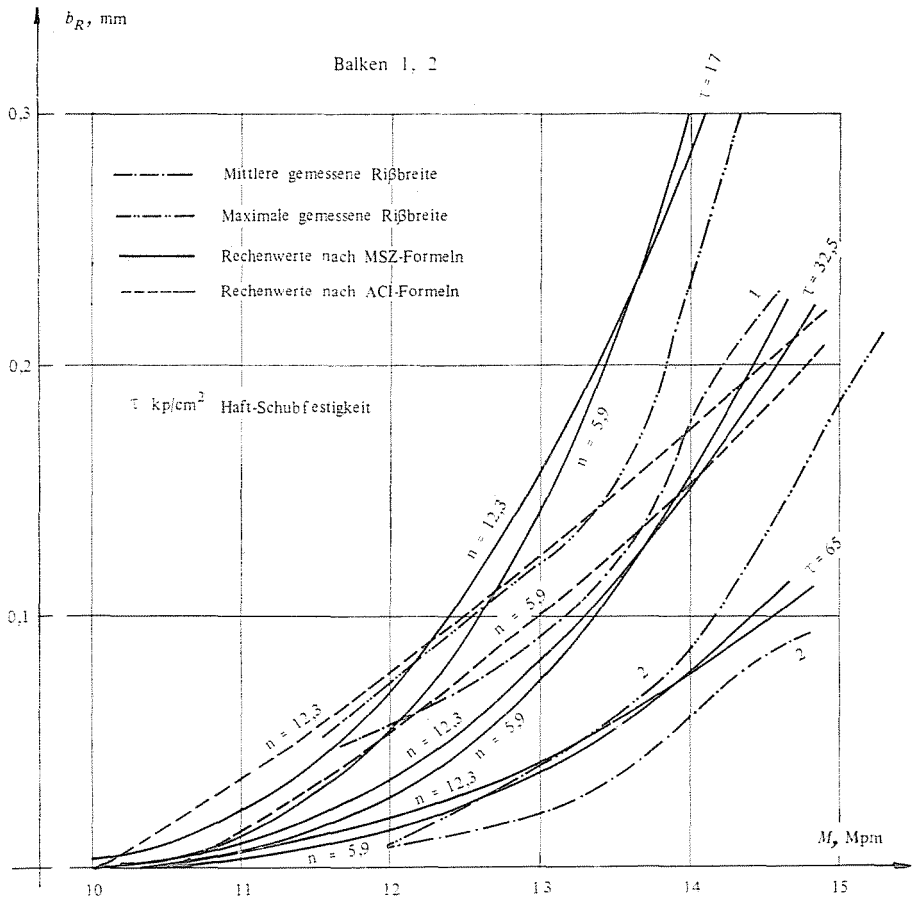


Abb. 2

den ungarischen [11] und den ACI-Empfehlungen [21] darstellt. Es sei betont, daß diese Feststellung Spannbetonträger mit Verbund betrifft. Von den in der Versuchsreihe geprüften Trägern stabilisierte sich der Rißabstand bei den Trägern 1 bis 6 und A bis G sowie bei den Trägern mit nachträglichem Verbund im Mittel bei etwa dem 1,3fachen Wert des Rißmoments. Bei Spannbetonträgern ohne Verbund, jedoch mit genügender schlaffer Bewehrung war die Lage ähnlich. Bei den Trägern aber, wo die Haftung zwischen Beton und Stahl nicht hinreichend war (die Reihen I/1—7 und II/1—7 sowie die Spannbetonträger ohne Verbund und ohne schlaffe Bewehrung) spielte sich diese Erscheinung anders ab. Anhand der Prüfung einer großen Anzahl auf Beschränkung der Rißbildung bemessener ungarischer Spannbetonkonstruktionen wurde festgestellt, daß das aus den Grundwerten der Lasten berechnete Moment (für das die Beschränkung der Rißbildung geprüft werden mußte)

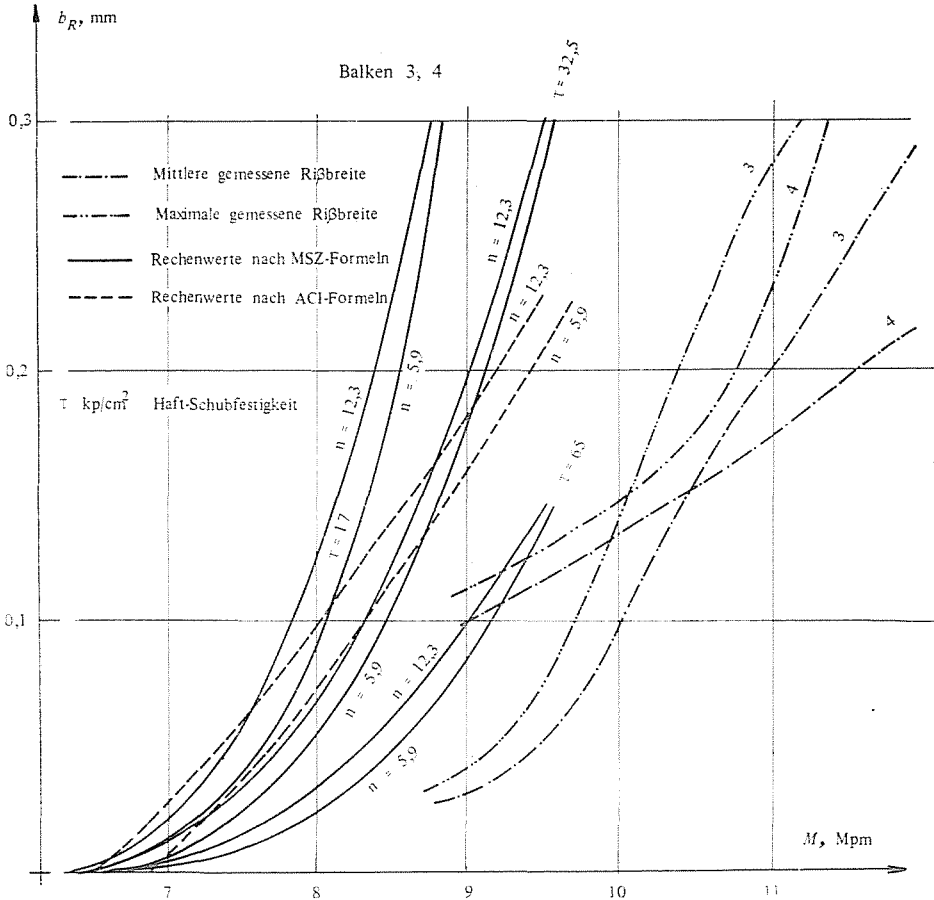


Abb. 3

gar nicht oder nur in unbedeutendem Maße den 1,3maligen Wert des berechneten Rißmomentes überschritt. (Das trifft für schlaffbewehrte Stahlbetonträger durchaus nicht zu.)

Schließlich muß festgestellt werden, daß für die Prüfung der Rißbeschränkung kein Verfahren angegeben werden kann, das den Vergleich mit der Zuverlässigkeit des Tragfähigkeitsnachweises oder nur des Rißfreiheitsnachweises aushält. Dadurch ist es gerechtfertigt, daß die CEB-FIP-Empfehlung die Frage in erhöhtem Maße von der Seite der Wahrscheinlichkeitsrechnung annähert und gleichzeitig die einfacheren (u. U. maschinellen) Rechenverfahren herausstellt, wo sich der Rechenaufwand zu der Zuverlässigkeit der Ergebnisse sinnvoll verhält.

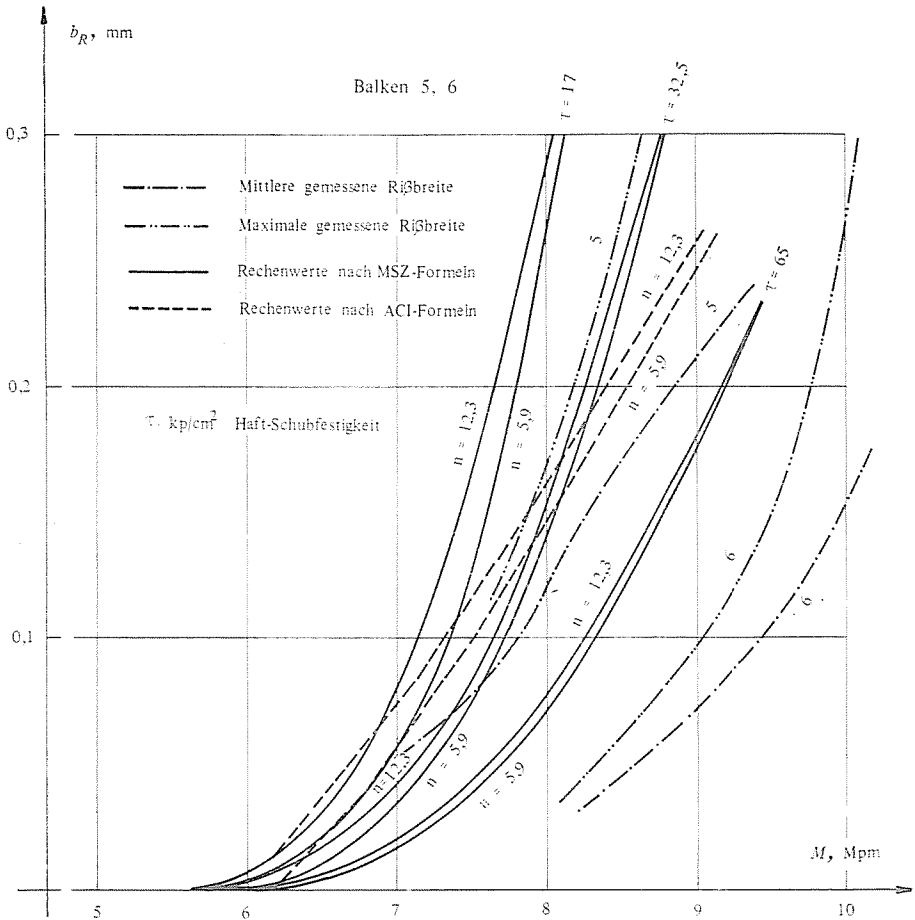


Abb. 4

### 3.4 Der Grenzzustand der Formänderung

Die durchgeführte Versuchsreihe lieferte zahlreiche Meßergebnisse über die Deformationen, die hier jedoch nicht ausführlich erörtert werden können; es sollen lediglich einige allgemeine Feststellungen gemacht werden.

3.4.1 *Vermeiden der übermäßigen bleibenden Formänderung.* In der neuen MSZ-Norm [11] wird für Spannbetontträger die Prüfung auf Vermeidung der übermäßigen bleibenden Formänderung in nicht endgültigen Zuständen vorgeschrieben und praktisch mit Hilfe der Beschränkung der nach der Elastizitätstheorie berechneten Spannungen durchgeführt. Nach der neuen MSZ-Norm soll diese Prüfung unter Berücksichtigung der Grundwerte der Werkstoffkennwerte, der Abmessungen und der Lasten ausgeführt werden. Nach Ergebnissen von Werkstoffprüfungen (Abschnitt 2.3.3 in [28]) und der

hier behandelten Versuche gehören zu etwa 75% Prismenfestigkeit des Betons bleibende Formänderungen von 0,02 bis 0,035‰. Bei der zwar geringen Lastspielzahl unserer Versuche wurde festgestellt, daß diese Art der Beschränkung der bleibenden Formänderungen bei Spannbetonbauteilen die praktischen Ansprüche befriedigt.

3.4.2 *Die Durchbiegungsprüfung.* Der Mittelwert der Elastizitätsmodulen, die aus dem Anfangsabschnitt der die gemessenen Durchbiegungen im Mittelquerschnitt in Abhängigkeit vom Moment darstellenden Kurve und aus den mit den gemessenen geometrischen Kenngrößen berechneten Betonquerschnittswerten bestimmt wurden, ergab sich zu 106% des bei der Materialprüfung erhaltenen Wertes, bei 11% Streuung.

Bei Beanspruchungen über dem Rißmoment ist die Lage verwickelter, da ja auch die Bestimmung des Trägheitsmoments des eingerissenen Trägers viel Unsicherheit enthält.

Es sei hier bemerkt, daß die Durchbiegungen, die mit dem aus dem Meßwert der Rißtiefe des eingerissenen Trägers ermittelten Trägheitsmoment und mit dem aus dem ersten Abschnitt der Durchbiegungskurve bestimmten Elastizitätsmodul berechnet wurden, mit den Meßergebnissen gut übereinstimmen (s. Abb. 5, ausgezogene Linie).

Die zu dem 1,3fachen Rißmoment gehörende Steifigkeit betrug für I-Träger 29% der Steifigkeit des rißfreien Trägers (mit 4,1% Streuung und ohne daß eine Gesetzmäßigkeit auf Wirkung der Bewehrung hätte festgestellt werden können); für Träger mit Rechteck-Querschnitt erreichte dieses Verhältnis 53% (bei 12,5% Streuung).

Es wurde die Durchbiegung nach der neuen MSZ-Norm [11], mit dem Elastizitätsmodul in der Norm und den Rechenwerten der Steifigkeit des rißfreien bzw. eingerissenen Trägers bestimmt. Durch letztere wird, ähnlich der SN-Vorschrift [3], die steifigkeitserhöhende Wirkung des Betons zwischen den Rissen in der von Muraschow vorgeschlagenen Weise berücksichtigt. Eine gewisse Inkonsequenz besteht darin, daß solange der Riß die Schwerlinie der Spannglieder nicht erreicht, mit der Steifigkeit des rißfreien Trägers gerechnet werden muß, und erst bei dem Teil der Last über diesem Wert die Durchbiegung nur mit der Steifigkeit des eingerissenen Trägers berechnet wird. Für den Vergleich der nach der neuen ungarischen Norm erhaltenen Rechenergebnisse mit den Meßergebnissen zeigen Abb. 5, 6, 7 einige charakteristische Beispiele.

In diesen Abbildungen entspricht der erste Knickpunkt (von dem die punktierte Linie ausgeht) dem Rißmoment, der Knickpunkt der gestrichelten Linie dem Moment, bei dem im Schwerpunkt der Querschnittsfläche der Spannglieder die Betonspannungen gleich Null sind, wobei das Ende der punktierten Linie — das sich annähernd immer auf einer Geraden befindet —, den zum gegebenen Moment gehörenden Wert darstellt.

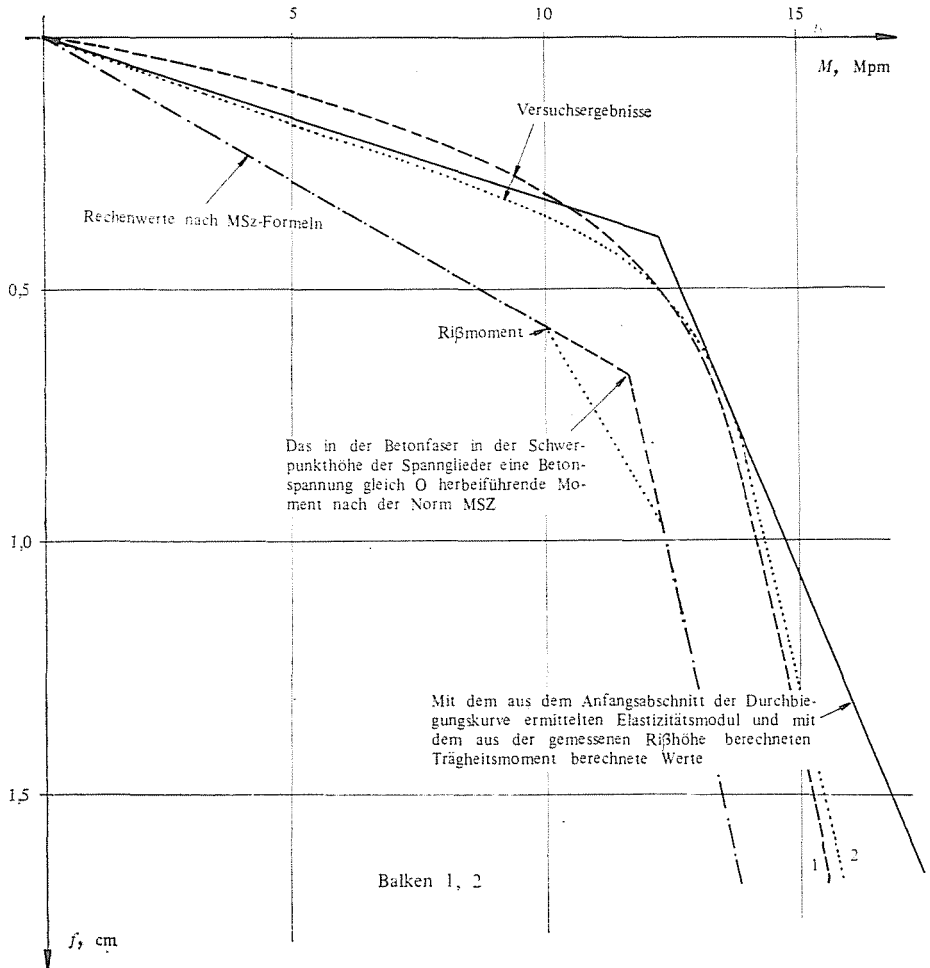


Abb. 5

Für die zu den Rißmomenten gehörenden Durchbiegungen ergaben sich im Mittel 61% der nach der MSZ-Norm berechneten Größen.

Bei Beanspruchungen über dem Rißmoment gibt dieses Verhältnis keine Gelegenheit zu einem Vergleich, gerade wegen der Abweichungen des nach der Norm berechneten Rißmoments von den im Versuch erhaltenen Werten.

Es sei bemerkt, daß die Norm besonders Maßnahmen für die Berücksichtigung des Kriechens enthält, die hier nicht behandelt werden.

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß sich nach dem Berechnungsverfahren der neuen ungarischen Norm — trotz der Inkonsequenzen — die Durchbiegung gut abschätzen läßt. Die bei einer geringen Lastspielzahl erhaltenen Ergebnisse weisen darauf hin, daß die Frage der Ermüdungs- und der Dauerbelastung in weiteren experimentellen Forschungen zu klären ist.

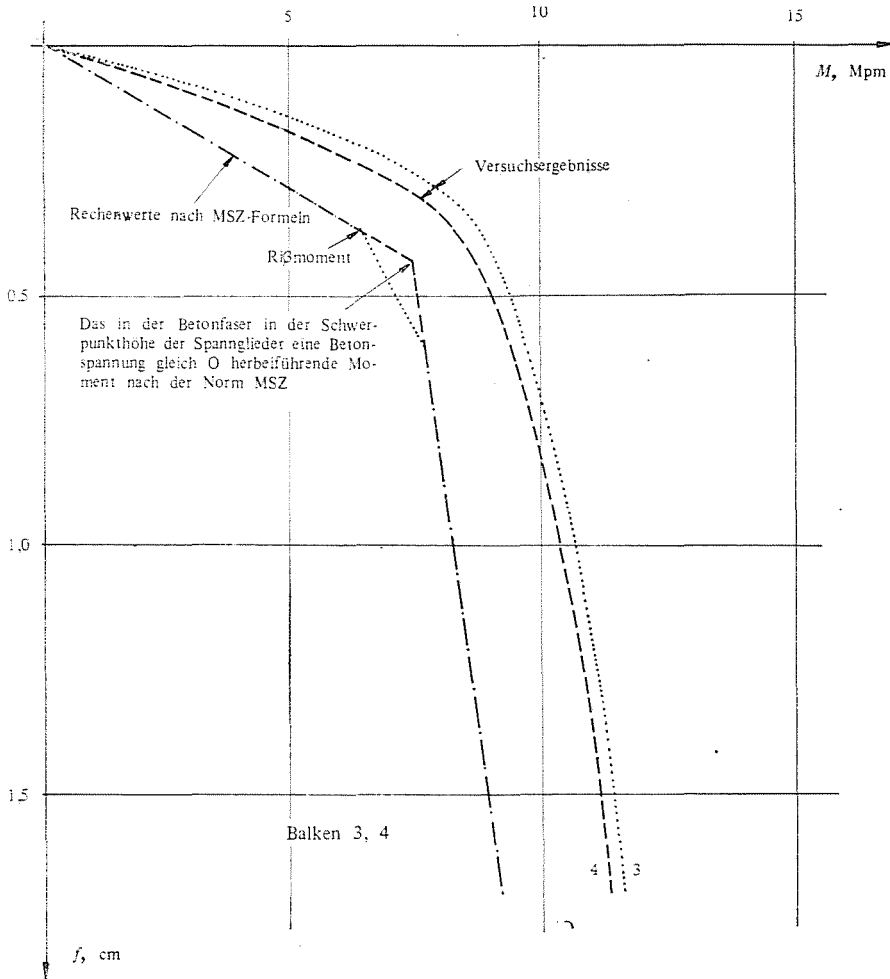


Abb. 6

#### 4. Schlußfolgerungen

Alle aus den bei unseren Versuchen gewonnenen viel tausend verschiedenen Meßergebnissen gezogenen Schlußfolgerungen können hier nicht zusammengefaßt werden, und ebenso wenig kann auf alle Rechenergebnisse eingegangen werden.

Nach den an 35 Spannbetonträgern erhaltenen Ergebnissen lassen sich von den Rechenmodellen der auf dem Semiprobabilitätsprinzip und der Methode der Grenzzustände beruhenden, neuen ungarischen Norm folgende Feststellungen machen.



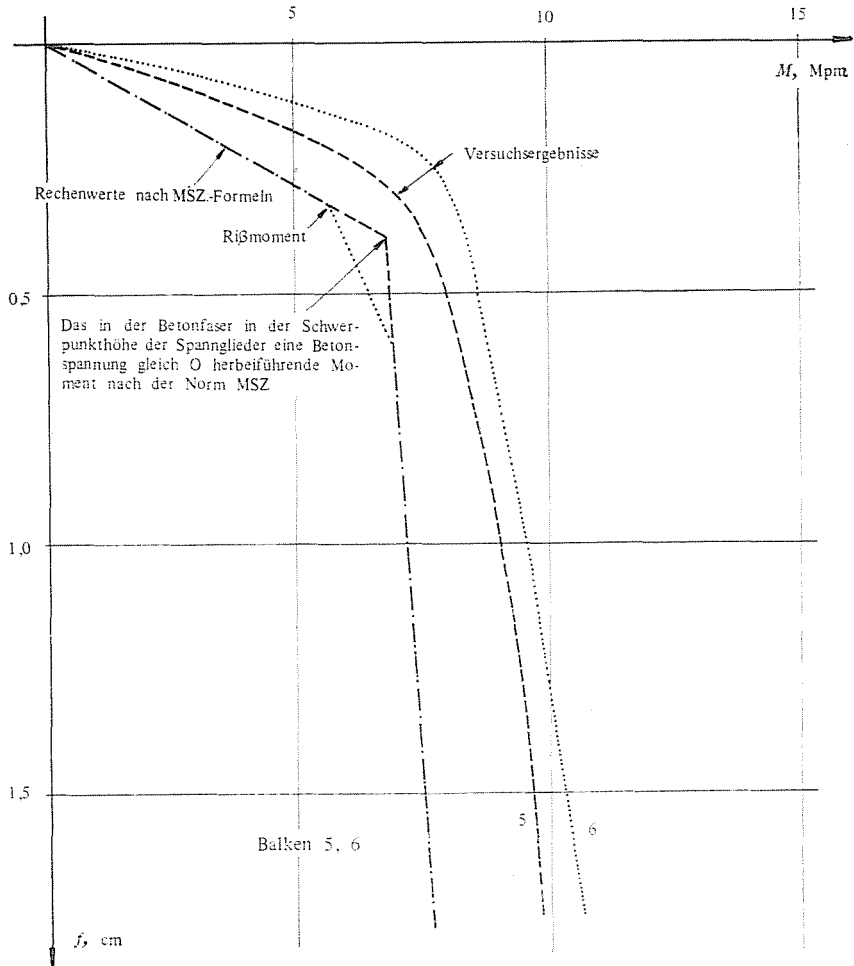


Abb. 7

Für den Traglastnachweis gibt das Rechenmodell der Querschnittsprüfung (ebener Querschnitt, gebrochener Linienzug im  $\sigma-\varepsilon$ -Diagramm von Spannstahl und Beton) ein treues Bild von dem Bruchmomentenverlauf. Das bedeutet, daß man unter Berücksichtigung, an der jeweiligen Stelle, der Unsicherheiten der Beton- und Stahlfestigkeiten sowie der Vorspannung, unter Anwendung der Normwerte dieser Kenngrößen zuverlässige Normwerte des aufnehmbaren Moments (Grenzmoments) erhält.

Das Rißmoment läßt sich durch Beaugenseinigung oder im Versuch aus der Durchbiegung eindeutig feststellen. Beim  $\sigma-\varepsilon$ -Diagramm, das die plastischen Eigenschaften des Betons unter Zugbeanspruchung berücksichtigt, sollte in bezug auf das Rechenmodell des Rißmoments dasselbe gelten, wie

für das Bruchmoment. Durch das normmäßige lineare Diagramm wird jedoch das Rißmoment in Abhängigkeit auch von der Querschnittsform unterschätzt.

Nach den bei geringen Lastspielzahlen durchgeführten Versuchen ist bei Berechnung der Beschränkung der Rißbildung, die (bei einer Rißbreite gleich Null) einen Dekompressionszustand vorschreibt, die Anwendung des Rechenverfahrens der elementaren Festigkeitslehre angemessen.

In Fällen der Beschränkung der Rißbildung, wo die maßgebende Rißbreite zu bestimmen ist, besteht eine viel größere Unsicherheit; die statistische Auswertung der Meß- und Rechenergebnisse wäre sehr umständlich. Die in der neuen ungarischen Norm empfohlene, nach ihren Grundannahmen grundsätzlich bis zur Stabilisierung des Rißabstands gültige Beziehung ist jedoch günstig in der Anwendung. Die Rechenwerte stehen den Ergebnissen von Zusammenhängen im ausländischen Schrifttum nahe, die die Rißabstände nicht in Rechnung stellen. (Die Methoden, die auf der Berechnung des Rißabstands beruhen, sind wegen der großen Streuung des Verhältnisses der Zugfestigkeit zu der Haft-Schubfestigkeit weniger sicher.) Der Vergleich mit den Meßwerten wird vor allem durch die Unsicherheit der Haftung zwischen Beton und Stahl erschwert, die die Rißbreite stark beeinflusst. Nach den Versuchsergebnissen läßt sich die normgerechte Berechnungsmethode zur Bestimmung der Rißbreite für nachträglich gut injizierte oder mit schlaffer Bewehrung hinreichend versehene Spannbetontträger ohne Verbund mit der gleichen Verlässlichkeit anwenden wie für Spannbetontträger mit sofortigem Verbund.

Das Verfahren zur Berechnung der Durchbiegung nach der neuen ungarischen Norm ergibt bei gemessenem Elastizitätsmodul und durch Messungen bestimmter Druckzonenhöhe des eingerissenen Trägers, unter Anwendung der Muraschowschen  $\psi$ -Werts Durchbiegungen, die mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmen. Bei Durchbiegungsberechnungen mit den in der Norm angegebenen Grundwerten ist man auf der sicheren Seite, es sind jedoch noch weitere Versuche für die Ermittlung der Wirkung der Ermüdungs- und Dauerlast erforderlich.

Die Beziehungen für die Beschränkung der Rißbildung und Deformation können auch vor der Verwertung der Forschungsergebnisse in der Norm praktisch angewandt werden, da sie neben dem hinsichtlich der Modellierung und des Rechenverfahrens zuverlässigeren (und in Anbetracht der Folgen wichtigeren) Tragfähigkeitsnachweis bei der Gewährleistung einer womöglich einheitlichen Lebensdauer von Spannbetonkonstruktionen gute Dienste leisten.

### Zusammenfassung

Die früheren ungarischen Normen machten keinen Unterschied zwischen Bauteilen, bei denen Anforderungen über die Rißfreiheit bzw. über die Beschränkung der Rißbreite zu stellen waren.

Die auf der Grundlage der Semiprobabilitätstheorie und auf dem Prinzip der Grenzzustände beruhende, neue Norm (1973) erforderte die Anwendung von Rechenverfahren, nach denen die Beschränkung der Ribbildung sowie die Durchbiegung des gerissenen Trägers erfaßt werden können.

Zur Ausarbeitung der neuen Vorschriften wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Sie sollten zum Nachweis der Rib- und Bruchmomente sowie für die Untersuchung der Ribbreite und der Durchbiegung benutzt werden.

Es wurden 35 Spannbetonbalken hergestellt, davon 27 vorgespannte mit sofortigem Verbund und die übrigen mit bzw. ohne nachträglichen Verbund.

Die Meßergebnisse brachten bei den genannten Parametern zahlreiche wertvolle Erkenntnisse, dabei wiesen sie aber auch auf neue Gesichtspunkte hin (z. B. auf die Auswirkungen der geringen Lastspielzahl, der Zuverlässigkeit des nachträglichen Verbunds, usw.), und über die Kontrolle des in der Norm verankerten Verfahrens hinaus ergaben sich auch interessante phänomenologische Folgerungen.

### Schrifttum

1. Михайлов, В. В.: Расчет прочности и трещиноустойчивости предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Сборник «Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций». Стройиздат, Москва, 1949.
2. ABELES, P. W.: Some New Developments in Prestressed Concrete. Structural Engineering Vol. 29. (1951) 259—278.
3. СНиП II. В I—62 Бетонные и железобетонные конструкции.
4. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318—71).
5. РС 119—64. Рекомендации по стандартизации. Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций. СЭВ ПКС.
6. CEB—FIP International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures. Principles and Recommendations, 1970. FIP Sixth Congress.
7. Vasbetonszerkezetek új méretezési módja. A biztonsági tényezőkön és a törési elméleten alapuló számítási módszer. (Neues Bemessungsverfahren von Stahlbetonkonstruktionen. Berechnungsmethode auf der Grundlage der Sicherheitsfaktoren und nach dem Traglastverfahren. (Red. Gábor, P., Menyhárd, I., Rózsa, M.) Építőipari Könyv- és Lapkiadó V. Budapest, 1951.
8. MSz 15026—56 Épületek teherhordó szerkezetei. Feszített betonszerkezetek méretezése. (Tragwerke der Gebäude. Bemessung von Spannbetonkonstruktionen).
9. KPM Sz H I/1—56 R Közúti Hídszabályzat (Straßenbrückenvorschrift).
10. KPM Sz H I/1—67 Közúti Hídszabályzat II. rész. (Straßenbrückenvorschrift, II. Teil).
11. MSz 15022/2—72 Építmények teherhordó szerkezeteinek erőtani tervezése. Feszített vasbeton szerkezetek. (Statischer Entwurf der Tragwerke für Bauten. Spannbetonkonstruktionen.)
12. BÖLCSKEI E.: A szerkezeti tervezés új szabványelőírásai. (Neue Normvorschrift für die Bemessung der Konstruktionen) Magyar Építőipar 22. (1973) 65—68.
13. TASSI G.—WINDISCH A.: A feszített vasbeton szerkezetek új szabványának műszaki-gazdasági következményei. (Technisch-ökonomische Folgen der neuen Normen für Spannbetonkonstruktionen) Magyar Építőipar 23 (1974) 97—103.
14. Данилецкий, В.: Исследования влияния величины трещин в железобетонных конструкциях на коррозию арматуры. Вестник ЛПИ Вопросы современного строительства. № 35. 1969. 80—86.
15. BRUGCELING, A. S. G.: Are Cracks in Partially Prestressed Concrete Permitted? Paper Presented at the Meeting of F.I.P. Commission on Steel for Prestressing. Budapest, 1973.
16. TASSI, G.—WINDISCH, A.: Vasbetonszerkezetek. Magasépítési feszített vasbeton tartók tervezése. (Stahlbetonkonstruktionen. Entwerfen von Spannbetonbalken für den Hochbau). Tankönyvkiadó, Budapest, 1973.
17. Салаи, К.: Некоторые проблемы расчета несущей способности сжатых железобетонных стержней. Per. Pol. С.Е. Vol. 14. No. 4. (1970) 328—340.
18. SZALAI, K.: Vasbeton szerkezetek erőtani tervezésének alapjai. Budapesti Műszaki Egyetem Vasbetonszerkezetek Tanszéke, 1973. (Grundlagen der statischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen.)

19. ABELES, P. W.: Design of Partially Prestressed Concrete Beams. A.C.I. Journal Proceedings Vol. 64 (1967) 669—677.
20. BEEBY, A. W.—TAYLOR, H. P. J.: Cracking in Partially Prestressed Members. Paper Presented at the Sixth International Congress of the FIP, Prague 1970; The Concrete Society, London.
21. NAWY, E. G.—POTYONDY, J. G.: Flexural Cracking Behaviour of Pretensioned I and T Beams. ACI Journal, Vol. 68 (1971) 355—360.
22. ДМИТРИЕВ, С. А.—КАЛАТУРОВ, Б. А.: Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. Издательство литературы по строительству. Москва, 1965.
23. BÖLCSKEI, E.—TASSI, G.: Vasbeton szerkezetek. Feszített tartók. (Stahlbetonkonstruktionen. Spannbetontträger) Tankönyvkiadó, Budapest, 1972.
24. TASSI, G.: Feszített vasbeton tartók számítása repedéskorlátozásra és a repedéstágasságra ható paraméterek. (Berechnung von Spannbetontägern auf Beschränkung der Ribbildung und Einflussfaktoren der Ribbreite). Mélyépítéstudományi Szemle (1972) 438—448.
25. KÁRMÁN, T.: Repedéstágasság a feszített szerkezetekben (Ribbreite in Spannbetonkonstruktionen.) ÉTI Budapest, 1963.
26. BARCZIKAY, V.: Előregyártott tartókból kialakított hídszerkezet gyártástechnológiai és tartószerkezeti vizsgálatai. (Fertigungstechnische und Tragwerkprüfung von Brücken mit Fertigträgern) Mélyépítéstudományi Szemle (1972) 395—408.
27. TASSI, G.: A feszített betét betonban való lehorgonyzódásának elmélete. (Theorie der Verankerung des Spannstahles im Beton) Építés- és Közlekedéstud. Közl. 1959. 1—2. 217—258.
28. PALOTÁS, L.: A vasbeton elmélete. (Die Theorie des Stahlbetons) Akadémiai Kiadó, Budapest, 1973.

Dozent Dr. Géza TASSI, H-1521 Budapest