

Nach einer Million Lastwechsel kehren die Risse wieder in ihren Anfangszustand zurück, sie *atmen*. Allerdings ist das Verhältnis der bleibenden zur gesamten Rißweite etwas ungünstiger geworden.

Von Interesse ist ein Vergleich der aus den Messungen direkt ermittelten Spannungen im Beton und im Eisen mit denjenigen nach den üblichen Berechnungsmethoden.

Bei einem Belastungszustand von $P = 1150$ kg betrug die aus den Messungen sich ergebende Zugspannung im Beton $\sigma_{bz} = 24,5$ kg/qcm, die nach der Berechnung mit 16,4 kg ermittelt wurde.

Bei einem Belastungszustand von $P = 1800$ kg, dem aus der Messung $\sigma_{bd}/\sigma_e = 45/1220$ kg/qcm entsprachen, ergab die Rechnung 61/1160 (mit $n = 10$) und 54/1180 (mit $n = 15$).

Für $P = 3000$ kg ergab sich aus den Messungen $\sigma_{bd}/\sigma_e = 105/1900$. Die berechneten Werte waren 99/1860 bei $n = 10$ und 87/1910 bei $n = 15$.

Die *gemessenen* höheren Spannungen im Eisen berücksichtigen die durch das Schwinden des Betons hervorgerufenen Anfangsspannungen.

Die *Biegungsdruckspannungen* beim Bruch, die direkt aus den Untersuchungen abgeleitet wurden, ergaben sich mit rund 200 kg/qcm, weit unterhalb der Biegungsdruckfestigkeit des Betons, was auch beabsichtigt war. Der Bruch sollte an der Überwindung der Streckgrenze der Eiseneinlage erfolgen, wie dies auch in allen Fällen eingetreten ist.

Die bisherigen Untersuchungen, die fortgesetzt werden, zeigen als *wesentliches Ergebnis*, daß durch die *häufig wiederholten Lastwechsel in keinem Falle die Bruchlast verändert* wurde. Sie ist in allen Fällen gleichgeblieben.

Unter dem Einflusse von Bieugungsmomenten entstehen schon bei sehr niedrigen Spannungen im Eisen bei Eisenbetonträgern Risse.

Der *Verlauf der Rißbildung* lehrt, daß unterhalb der Elastizitätsgrenze des Eisens die Rißweiten nur sehr klein sind. Bis zu Spannungen $\sigma_{bd}/\sigma_e = 100/2000$ trat in den *bleibenden Rißweiten* nach der Entlastung ein *Beharrungszustand* noch vor Abschluß der mit einer Million begrenzten Belastungen ein. Die vorhandenen Risse *atmeten* selbst nach einer Million Belastung noch, d. h. sie schlossen sich nach der Entlastung fast vollständig.

Diskussion

Dozent Ing. Dr. S. HEIDINGER, Graz:

Zahlreich sind die Versuche mit Eisenbetonbalken zur Klärung des inneren Kräftespieles, deren Auswertung durch Professor MÖRSCH¹ zu dem Ergebnis führt, daß die Biegezugspannung nach Stadium I mit $n = 15$ berechnet, uns ein Bild von der Rißgefahr im Vergleich mit der Biegezugfestigkeit des unbewehrten Betonbalkens bietet. Außer der Biegezugspannung σ_{bz} ermittelt aus den Schnittkräften, ergibt sich noch ein Beitrag $^s\sigma_{bz}$ aus dem Schwinden, deren Größe nach MÖRSCH² sich abschätzen läßt. Die Summe beider ist für die Rissegefahr entscheidend.

Da heute allgemein mit gerissener Zugzone dimensioniert wird, ist die Größe der Biegezugspannung für zusammengehörende Werte σ_b und σ_e , die der Dimensionierung zu Grunde gelegt werden, von Interesse. Die beiden Tafeln I und II geben darüber Aufschluß für Rechteckbalken³.

Aus der errechneten Biegezugspannung, wobei für Schwinden $\varepsilon = 0,15 \cdot 10^{-3}$ angenommen wurde, können folgende Schlüsse gezogen werden:

¹ „Der Eisenbetonbau“. I/1. 5. Aufl., S. 362 u. ff., S. 466 u. ff.

² A. a. O. S. 375 u. ff.

³ Für Biegung hat MÖRSCH die Berechnung von σ_{bz} gezeigt; a. a. O. S. 311 u. ff. Für Biegung und Achsialdruck habe ich die Beziehungen aufgestellt.

1. Die Rißgefahr ist um so größer, je höher der Prozentsatz der Eisen bezogen auf den Gesamtquerschnitt ist.

2. Bei gleichbleibendem σ_e steigt mit zunehmendem σ_b die Rißgefahr.

3. Bei gleichbleibendem σ_b sinkt die Rißgefahr mit zunehmendem σ_e .

4. Bei gleichbleibendem Verhältnis σ_e/σ_b steigt mit zunehmendem σ_e die Rißgefahr.

5. Auf gleichen Spannungsstufen ist die Rißgefahr bei Biegung mit Achsialdruck geringer als bei reiner Biegung, um so mehr, je kleiner der Abstand der Druckkraft vom Zugeisen ist.

6. Die Rißsicherheit erfordert einen Beton, der hochwertiger ist, als er nur im Hinblick auf die Standsicherheit der Bauwerke nötig wäre.

Für die Planung der Bauwerke ergeben sich daraus folgende Leitsätze:

1. Gedrückte Konstruktionshöhen sind zu vermeiden. Sie sind die Ursache von hohem Prozentgehalt an Eisen. Sind sie durch die Verhältnisse nicht zu vermeiden, dann entlaste man die gefährdeten Stellen durch die Wahl des statisch unbestimmten Systems und der Querschnittsverhältnisse. Konstruktionen, deren Achsbild wenig von der Drucklinie abweicht, sind am günstigsten.

2. Druckbewehrung und höhere Eisenzugspannung werden bei gedrückten Konstruktionshöhen vielfach zweckmäßiger sein, wie Erhöhung von σ_b und Herabsetzung von σ_e . Die Biegezugspannungen aus den Schnittkräften und Schwinden werden dadurch kleiner.

3. Hohe Eisen- und kleine Betondruckspannungen sind für die Rißsicherheit günstig.

4. Wirken auf Plattenbalken negative Momente, ist also die Platte auf der Zugseite, dann sind im allgemeinen auch höhere Betondruckspannungen zulässig.¹

5. Die Zugeisen sind entsprechend weit zu verlegen.

6. Zur Nutzhöhe des Querschnittes ist für eine ausreichende Deckung der Zugeisen ein entsprechender Zuschlag empfehlenswert.

7. Das Bauwerk zergliedere man so, daß eine möglichst zutreffende Berechnung der Schnittkräfte möglichst ist.

Bei der Bauausführung sind nachstehende Gesichtspunkte einzuhalten:

1. Die notwendige Betonfestigkeit ist durch geeignete Wahl der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes und nicht durch reichliche Verwendung von Zement anzustreben.

2. Man verwende Beton mit geringem Schwindmaß.

3. Das Ausschalen ist nicht früher vorzunehmen als der Beton die nötige Festigkeit hat, um Eigenlast und sofort auftretende Nutzlasten rissicher zu tragen. Wichtig sind die Notsteifen unter den Rippen von Plattenbalken.

4. Der Beton ist lange Zeit feucht zu halten.

5. Die Nutzlast soll erst dann aufgebracht werden, wenn der Beton die nötige Festigkeit erreicht hat. Statt übermäßiger Probelastungen besser Baukontrolle.

Von großem Einfluß auf die Rissicherheit ist sicher das Verhältnis der größten zur dauernden Betonzugspannung, wodurch der Begriff der Arbeitsfestigkeit an Bedeutung gewinnt. Die von Prof. PROBST in seinem Referat angegebene Verhältniszahl von 0,4 zwischen Biegezugfestigkeit und Arbeitsfestigkeit ist für Eisenbetonbauten im allgemeinen wohl zu ungünstig, da er sie bei einem Verhältnis $\frac{\max M}{\min M} = 5,5$ gefunden hat, während bei Eisenbetonbauten das Verhältnis wohl meist günstiger ist. Es wäre zu wünschen, daß die Versuche nach der Richtung kleinerer Verhältniszahlen ausgedehnt würden.

¹ D. A. f. E. Heft 38. MÖRSCH, a. a. O. S. 368.

Tafel I

σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm	$r = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$	$\mu = \frac{F_e}{b \cdot d}$	σ_{bz} kg/qcm	$^s\sigma_{bz}$	$\Sigma \sigma_{bz}$	h
40	1500	0,44	0,00342	22,1	3,1	25,2	0,9 <i>d</i>
50		0,367	0,005	30,0	4,4	34,4	
60		0,319	0,00674	37,6	5,6	43,2	
70		0,284	0,00861	44,8	6,7	51,5	
40	1200	0,411	0,005	24,0	4,4	28,4	0,9 <i>d</i>
50		0,345	0,00722	31,5	5,9	37,4	
60		0,301	0,00965	38,8	7,3	46,1	
70		0,269	0,0122	45,2	8,5	53,7	
35	1000	0,433	0,00542	21,2	4,7	25,9	0,9 <i>d</i>
40		0,390	0,00674	25,1	5,6	30,7	
45		0,357	0,00816	28,9	6,4	35,3	
40	800	0,369	0,00965	25,9	7,3	33,2	0,9 <i>d</i>
43	1000	0,369	0,0076	27,4	6,1	33,5	
46	1200	0,368	0,0063	28,7	5,3	34,0	
40	1200		0,00526	25,3	4,8	30,1	
50			0,00762	33,1	6,4	39,5	0,9 <i>d</i>
60			0,0102	39,8	7,8	47,6	
70			0,0129	45,6	9,0	54,6	
40	1000		0,00715	26,2	6,1	32,3	
40	800		0,0102	26,5	7,8	34,3	

Tafel II

σ_b	σ_e	$\frac{M_e}{N}$	μ	σ_{bz}	$^s\sigma_{bz}$	$\Sigma \sigma_{bz}$	h
50	1200	5 <i>d</i>	0,00608	29,1	5,2	34,3	0,9 <i>d</i>
		10 <i>d</i>	0,00665	30,4	5,6	36,0	
70	1200	5 <i>d</i>	0,01039	42,2	7,7	49,9	0,9 <i>d</i>
		10 <i>d</i>	0,0113	43,9	8,1	52,0	

Da die Rissesicherheit der Eisenbetonbauten, zweckentsprechende Planung vorausgesetzt, in erster Linie eine Materialfrage ist, so ist diesem Umstande besonders Rechnung zu tragen. Die Richtlinien für die Baustoffeigenschaften des

Betons sind durch zahlreiche Versuche geklärt. Dabei hat sich ergeben, daß die Zementmarke und Zuschlagstoffe großen Einfluß auf die zahlenmäßigen Ergebnisse haben. Es wäre daher im Interesse des Betonbaues dringendst zu wünschen, daß durch Versuche für örtlich zusammenhängende Baugebiete die entsprechenden Zahlenwerte ermittelt würden.

Da Risse in den Rippen von Plattenbalken mit Sicherheit nicht zu vermeiden sind, wären sie in besonders gefährdeten Fällen mit einem elastischen Schutzanstrich zu versehen, dessen Vervollkommnung eine schöne Aufgabe für die Baustoffindustrie wäre.

Dozent Ing. Dr. J. KREBITZ, Graz:

Die Forschungsergebnisse über den Einfluß der wiederholten Belastungen auf die Ribbildung werden bei entsprechender Berücksichtigung des Verhältnisses von Dauer- und vorübergehender Last, sowie der durch letztere wegen der Stoßwirkung hervorgerufenen Mehrbeanspruchung dem entwerfenden Ingenieur die Mittel an die Hand geben, ein Eisenbeton-Tragwerk so zu gestalten und zu bewehren, daß für den Bestand gefährliche, durch die Belastung allein verursachte Risse vermieden werden. Risse in ausgeführten Bauwerken sind aber nicht nur auf die Belastung einschließlich des Wärme- und Schwindeinflusses zurückzuführen, sondern zumeist auf das Zusammenwirken der durch die Belastung hervorgerufenen Beanspruchungen mit Vorspannungen, die durch die Art der Herstellung bedingt sind, wenn nicht auf letztere allein. Solche Vorspannungen entstehen durch verschiedenartiges Schwinden zeitlich getrennt hergestellter Teile eines einheitlich gestalteten Bauwerkes oder auch durch die Formänderung der Schalungsgerüste. Die Folgen beider Ursachen kommen gar nicht in Frage, wenn es sich um kleinere Tragwerke oder in sich geschlossene Tragwerksteile handelt, die leicht in einem Zuge und in so kurzer Zeit hergestellt werden können, daß der erstverwendete Beton noch plastisch ist, wenn der letzte eingebracht wird, sie können bei größeren Abmessungen vermieden werden, wenn das im fertigen Zustande in sich geschlossene Tragwerk für die Ausführung durch nur gedrückte Schnitte sich so unterteilen läßt, daß eine getrennte Herstellung der Teilstücke möglich ist, ohne daß Vorspannungen verursacht werden. Bei vielen, namentlich den vorwiegend auf Biegung beanspruchten Tragwerksformen ist eine solche Trennung gar nicht oder nur beschränkt möglich. Sollen solche Tragformen auch bei größeren Abmessungen ohne rissegefährliche Vorspannungen ausgeführt werden, so muß der Vorgang bei der Herstellung schon im Entwurfe sorgfältig überdacht und in der zeitlichen Aufeinanderfolge so festgelegt werden, daß schon erhärtender Beton keine durch Schwinden oder durch Setzungen der Gerüste bedingten nachteiligen Formänderungen mehr erfährt. Grundlegend ist hiebei die richtige Erfassung der Zeitdauer, nach welcher eingebrachter Beton die durch den Arbeitsvorgang notwendigen Dehnungen noch plastisch mitmachen kann. Hierüber geeignete Untersuchungen anzustellen, erscheint dringend notwendig und soll hiemit angeregt werden. Zu einer weiteren Erörterung der mit dem eigentlichen Verhandlungsgegenstand nur mittelbar zusammenhängenden Frage fehlt die Zeit und sei nur noch an einem Beispiele gezeigt, welche Vorgänge vorstehend gemeint sind und welchen Einfluß der Arbeitsvorgang auf eine rissefreie Ausführung haben kann.

Bei frei aufliegenden Plattenbalken mit höheren Rippen werden in der Regel zuerst die Rippen, von der Feldmitte gegen die Auflager vorgehend, betoniert, dann die Platteneisen verlegt und in gleicher Aufeinanderfolge die Platte selbst hergestellt. Bei diesem Arbeitsvorgang gelingt fast immer Rissefreiheit, da die Formänderungen des Schalungsgerüsts mit der fortschreitenden Arbeit abnehmen

und der ersteingebrachte, durch die Formänderung des Gerüstes und infolge des Schwindens zur Dehnung gezwungene Beton durch das von oben nachsinkende Wasser gut feucht gehalten wird und länger plastisch bleibt. Der rascher trocknende Beton an der Oberfläche erfährt nur Pressungen, die dem Schwinden entgegenwirken.

Bei einem sonst gleichen, aber über eine Stütze durchlaufenden Plattenbalken werden gleichfalls zuerst die Rippen, und zwar zur Vereinfachung und wegen der Vouten über der Stütze beginnend, und danach in gleicher Folge die Platte hergestellt. Die stärksten Setzungen der Schalungsgerüste erfolgen daher nicht zu allem Anfang, sondern dann, wenn in den Feldmitten eingebracht wird; der über der Stütze liegende Beton ist der jeweils älteste und hat sich einer nach oben gerichteten Spitze der Biegelinie anzupassen, was eine verhältnismäßig starke örtliche Dehnung der rasch trocknenden Oberfläche notwendig macht, die plastisch zumeist nicht mehr möglich ist. Geht man bei der Betonierung von den Feldmitten gegen die Widerlager, bzw. gegen die Stütze vor, so ist der Rippenbeton über der Stütze noch weich, wenn die erste, am ungünstigsten wirkende Plattenlast in den Feldmitten aufgebracht wird. Die Wahrscheinlichkeit, daß er sich der, mit fortschreitender Arbeit immer weniger ändernden Form des Schalgerüstes plastisch anschmiegt, ist eine wesentlich größere, und die hierbei notwendige Beschleunigung der Arbeit leichter zu erzielen. Ist bei der zu gewärtigenden Baueinrichtung mit einer entsprechend raschen Erzeugung des erforderlichen Betons nicht zu rechnen, so ist es besser, durch statische Unterteilung des Tragwerkes die jeweils erforderliche Betonmenge zu verringern.

Ähnliche Überlegungen ermöglichen in den meisten Fällen vorspannungs- oder wenigstens rissefreie Ausführung, wenn Dauer und Ausmaß der plastischen Dehnungsfähigkeit des Betons richtig erfaßt werden.

Professor Ing. Dr. Rinagl, Wien:

Zum Problem der Rissebildung bei Eisenbetonkonstruktionen soll über einige Beobachtungen berichtet werden, die ich bei Dauerbiegeversuchen mit Eisenbetonbalken gemacht habe.

Diese Versuche führte die Technische Versuchsanstalt der Wiener Technischen Hochschule im Auftrage des Österreichischen Eisenbetonausschusses nach einem Programm des Herrn Professors Dr. SALIGER aus, der hierüber in den Mitteilungen des Eisenbetonausschusses noch berichten wird.

Herr Professor Dr. PROBST führt in seinem Referat an, daß bei einfachen¹ Belastungen durch Biegemomente und gut durchgebildeten Eisenbetonkonstruktionen bei der üblichen zulässigen Eisenspannung von 1200 kg/qcm und einer größten Druckinanspruchnahme des Betons von 40 bis 60 kg/qcm die auftretenden Zugrisse im Beton sehr fein und kurz sind.

Bei den von uns ausgeführten Dauerversuchen mit Plattenbalken² mit $\mu = 0,53$ bis 1,68 % traten bei 170 Lastwechsel in der Minute nach kurzer Zeit Risse im Beton schon bei einer Eisenspannung von 200 bis 400 kg/qcm auf, die bei einer Eisenspannung von 1200 kg/qcm ausnahmslos den ganzen Balken durchsetzten und bis zur Platte gingen, also keineswegs mehr kurz waren. Die rechnermäßige Druckspannung des Betons überschritt hierbei nur bei den stark bewehrten Balken den angegebenen Wert von 60 kg/qcm.

¹ Unter „einfach“ wurde ein klarer, nicht komplizierter Belastungsfall verstanden. PROBST erklärte im Schlußwort, daß dieser Ausdruck der Kürze wegen für „einmalig oder wenig oft wiederholte“ Belastung gewählt wurde.

² Vergl. Referat SALIGER, Tafel I, S. 157.

Zur Feststellung der ersten Anrisse sind Tensometer mit 20 mm Meßlänge besonders geeignet. Werden diese freihändig an verschiedenen Stellen der Betonoberfläche angedrückt, so treten im selben Takt wie die Belastungswechsel kleine Ausschläge auf, entsprechend der geringen Betondehnung. Kommt man allmählich, den Balken entlang fortschreitend, mit der Meßstrecke über eine Rißstelle, so zeigt das Tensometer sprunghaft Ausschläge von 2 bis 5 Teilstrichen, d. i. 0,002 bis 0,005 mm an, um welchen Betrag sich der Riß öffnet und schließt. In der Nähe der Rißstelle schlägt nun das Tensometer gar nicht aus, der Beton ist von Zugspannungen entlastet.

Mit Hilfe des Tensometers konnten feine Risse festgestellt und eingezeichnet werden, die mit dem Mikroskop bei 50facher Vergrößerung an der bekannten Stelle nicht wieder gefunden werden konnten. Erst bei stärkerem Klaffen der Risse konnte der Rißverlauf mit dem Mikroskop bestätigt werden. Das Rissesuchen mit dem Tensometer ist besonders bei ausgeführten Bauwerken empfehlenswert. Vorbedingung ist nur, daß die Belastung wechselt, damit die Risse sich öffnen und schließen.

Die ersten Risse traten bei den stark bewehrten Balken bei geringeren Eisen- spannungen auf, als bei den schwach bewehrten. Das ist nur dadurch zu erklären, daß durch die Eiseneinlagen das Schwinden des Betons während der Erhärtung gehindert wird, wodurch im Eisen Druck-, im Beton aber Zugspannungen auftreten.

Schwindversuche mit dem verwendeten Beton wurden leider nicht ausgeführt. Nach den Angaben von Ing. L. HERZKA wurden die in unseren Versuchs- balken durch das Schwinden allein auftretenden Betonzugspannungen berechnet und folgende Werte gefunden:

Bei 0,5%	Bewehrung	23,1	kg/qcm	Betonzugspannung
1,1%	„	36,6	„	„
1,7%	„	46,6	„	„

Dies wären sehr hohe Vorspannungen, wenn man bedenkt, daß die Biegezug- festigkeit des Betons nur 40 bis 50 kg/qcm betrug.

Die bei den Dauerversuchen schon unterhalb der zulässigen Eisenspannung aufgetretenen Risse, die bei jedem Belastungswechsel atmen, also geradezu Feuchtig- keit einsaugen, halte ich wegen der Rostgefahr nicht für unbedenklich. So lange sie fein sind, ist die Eisenangriffsfläche klein und wird man sich auch durch Tränkung der Risse mit wasserabweisenden Mitteln helfen können.

Professor Dr.-Ing. St. v. KUNICKI, Warschau:

Professor PROBST hat uns durch seine Laboratoriums-Versuche gezeigt, daß die Risse im Beton sich bilden, aber wenn der Beton und die Spannung in der Be- wehrung einigen Bedingungen entsprechen, so sind diese Risse nicht gefährlich. Der Beton atmet, aber die Risse schließen sich selbst nach sehr vielen Anstrengungen der Bewehrung. Diese Tatsache ist erfreulich und beruhigend über die Sicherheit der Eisenbetonkonstruktionen.

In meiner Rede will ich aber eine andere Seite derselben Frage berühren, näm- lich ich will über Tatsachen sprechen, welche das Verhalten der Risse in unbedeckten Eisenbetonkonstruktionen (wie Brücken) und unter schweren klimatischen Ver- hältnissen betreffen.

Das Bilden der Risse wurde ja selbst im Laboratorium konstatiert, so würde es nach meiner Meinung für die Praxis sehr wichtig sein, das Verhalten der kon- statierten Risse in Objekten, welche starken Regen und starkem und andauern- dem Frost ausgesetzt sind, zu studieren.

Die schweren klimatischen Verhältnisse Rußlands, wo ich viele Jahre gearbeitet

habe, sowie dieselben der benachbarten Länder, gaben zu solchen Beobachtungen gute Gelegenheit.

Aber da ich ein polnischer und zugleich auch ein französischer Ingenieur bin, so bitte ich um die Erlaubnis, meine Mitteilung in der französischen Sprache fortzusetzen.

En parlant des fissures qui se forment dans le béton armé il faut envisager encore une question, laquelle, à ce qu'il paraît, n'était pas mentionnée dans le rapport du Prof. PROBST.

Quoique le ciment armé, à cause de sa résistance à la flexion, a reçu un très large domaine d'applications et quoique ce matériau est maintenant recommandé par d'éminents ingénieurs pour les constructions les plus hardis, mais les faits montrent qu'il y a quelques restrictions à faire dans les cas des constructions (telles que les ponts) sujettes à l'action directe de l'humidité atmosphérique et de la gelée, surtout dans les régions aux froids intenses et continus.

On connaît bien la loi de la nature d'après laquelle le béton, en séchant à l'air, diminue en volume. Or c'est la cause de la formation des fissures à la surface d'abord imperceptibles, mais lesquelles avec le temps, sous l'action de l'humidité atmosphérique et de la gelée s'élargissent progressivement et deviennent plus profondes pour pénétrer après quelques années jusqu'au fer de l'armature. Ce fer de l'ossature métallique est ensuite attaqué par la rouille, en augmentant, à cause de l'action chimique, de volume en raison 1,2 : 1, ce qui produit l'enflement du fer et la destruction de la mince couche extérieure du ciment qui couvre le fer. Le ciment repoussé par le fer enflé de la rouille se détache à l'extérieur par minces tranches et finalement le fer se découvre.

Des faits pareils ont été observés au chemin de fer de l'Est-Chinois (en Mandchourie) par l'ingénieur des voies de communication Mr. ST. OFFENBERG, au chemin de fer de Wladicaucase par le Prof. ST. BELZECKI et le rapporteur et en Silésie sur les lignes de la Direction Katowice et Breslau par l'ingénieur PERKHUN (voir son article dans la „Zeitschrift für Bauwesen“ 1916).

Pour parer quoique de quelque manière à ces effets destructifs il faudrait augmenter le diamètre des tiges en fer, en leur donnant ainsi une certaine provision contre la rouille possible, et augmenter en même temps l'épaisseur de la couche extérieure du ciment, ainsi que rendre, par des procédés convenables, la surface du ciment plus imperméable à l'infiltration de l'eau.

En tout cas le domaine indiscutable du ciment armé présentent les constructions couvertes (sous-toit).

Dans d'autres cas il faudrait prendre en considération les conditions climatiques de la localité.

La question se présente sous tout un autre aspect si les constructions découvertes (telles que les ponts) en béton ou en ciment armé se trouvent dans un pays au climat doux ou tempéré, comme celui de la France ou de l'Italie.

En vue des faits mentionnés ci-dessus il faut envisager la propagande de l'emploi du ciment armé dans tous les cas, sans restrictions, comme une certaine exaltation.

Professor Ing. A. LOLEIT, Moskau:

Zu den hochinteressanten Ausführungen des geehrten Berichterstatters möchte ich mir erlauben, folgendes zu bemerken.

Dr. PROBST ließ seinen Untersuchungen an Eisenbetonbalken besondere Vorversuche vorangehen, um die Spannungsgrenze des Betons bei *Biegunszug* zu ermitteln. Er bediente sich dabei *unbewehrter* Balken der gleichen Art wie die Eisenbetonbalken, ausgehend von der Voraussetzung, die Risse in der Zugzone der

Eisenbetonbalken müßten in der Nähe der Bruchlast des unbewehrten Balkens entstehen.

Inwiefern ist aber eine solche Voraussetzung gerechtfertigt?

Es wird allgemein angenommen, das Verhältnis $k = \sigma_{bz} : \sigma_z$ sei konstant und rund gleich 2,2. Anlässlich der zahlenmäßigen Auswertung von Versuchsergebnissen, die im Jahrgange 1904 des B. u. E. von R. IOHANNSEN (Moskau) veröffentlicht wurden, habe ich nämlich gefunden, daß dies nicht der Fall sei: vielmehr ist k abhängig von der Höhe h des auf Biegung beanspruchten unbewehrten Betonbalkens.

Wenn man annimmt, daß die Wirkung der höher liegenden, von der gezogenen Unterkannte weiter entfernten Fasern auf die stärker beanspruchten etwa dieselbe sein müsse, wie die unterstützende Wirkung der Eiseneinlagen im gezogenen Eisenbetonquerschnitt nach der CONSIDÈRESchen Hypothese, so läßt sich beweisen, daß

$$k = 1 + 2m$$

ist, unter $m = \frac{c}{h}$ das Verhältnis zur totalen Balkenhöhe h desjenigen Teiles c verstanden, auf den sich, von Balkenunterkannte gemessen, die Zone der großen Deformationen erstreckt. Im Bereich dieser Zone kann die Spannung naturgemäß die Größe K_1 der Zugfestigkeit des auf reinen Zug beanspruchten Betons nicht überschreiten, die Dehnungen sind jedoch verschieden und von der Entfernung der entsprechenden Fasern von der Nulllinie abhängig. Das Material befindet sich hier also im sogenannten *kritischen* (TIMOSCHENKO) Zustande: die Dehnungen verändern sich bei konstanter Spannung K_1 — das Material fließt.

Für den untersuchten Beton ergab sich $K_1 = 15 \text{ kg/qcm}$ und c konstant und gleich $c = 6 \text{ cm}$.

Es sei weiterhin i_1 die größte Dehnung an Balkenunterkannte und $i_0 = \frac{K_1}{E_b} = 15 : 262500 = 0,000057$, rund 0,06 mm pro Meter, die Bruchdehnung des auf Zug beanspruchten Betons.

Unter den oben erwähnten Voraussetzungen erhalten wir für $k_0 = i_1 : i_0$ den Ausdruck

$$k_0 = \frac{1 + m^2}{(1 - m)^2}$$

und demnach für verschiedene Querschnittshöhen h

$h =$	10	15	20	30	40	50	75	100 cm
$k =$	2,20	1,80	1,60	1,40	1,30	1,24	1,16	1,12
$k_0 =$	8,50	3,22	2,22	1,62	1,42	1,31	1,19	1,09

Die Querschnittshöhe des Versuchskörpers ist also bei Beanspruchung auf Biegung von ausschlaggebender Bedeutung sowohl für die anscheinende Festigkeitserhöhung des Betons, wie auch für sein Dehnungsvermögen. Die Meinungsverschiedenheit, ob es ein erhöhtes Dehnungsvermögen gibt, wie es für Eisenbetonkörper von CONSIDÈRE gefunden wurde, beruht meines Erachtens darauf, daß diesem Umstande nicht genügend Rechnung getragen wurde.

Dr. PROBST hat gewiß recht, wenn er betont, daß die Herabsetzung der zulässigen Eisenspannungen als Mittel zur günstigen Beeinflussung von Ribbildungen nur als Notbehelf dienen könne solange, „als man über die plastischen Deformationen, wie sie bei Eisenbeton auftreten, nicht mehr weiß als bisher“.

Mir scheint aber, daß wir uns freiwillig den Weg zur Lösung dieses Problems abschneiden, wenn wir die CONSIDÈRESche Hypothese für experimentell widerlegt

ansehen und dem Beton die Möglichkeit eines erhöhten Dehnungsvermögens unter bestimmten Umständen einfach absprechen.

Prof. PROBST:

Nachdem ich mir erlaubt habe, in Ergänzung zu meinem Referate in einem Film das Atmen der Risse in vergrößertem Maßstabe zu zeigen, kann ich mich bei meinem Schlußwort kurz fassen.

Selbstverständlich wurden die Schwindspannungen nicht übersehen, was ich auf eine Äußerung in der Aussprache erwidern möchte.

Was Herr von KUNICKI, Warschau, über den Unterschied zwischen Eisenbetonkonstruktionen in offenem und abgedecktem Raum sagt, ist bei uns wiederholt erörtert worden. Man wird bei Konstruktionen, die Wind und Wetter, Rauchgasen oder chemischen Einflüssen im Freien besonders ausgesetzt sind, andere Konstruktionsgrundsätze zu beachten haben, als bei Eisenbetonkonstruktionen in gedeckten Räumen. Der Zweck der Untersuchungen, über die ich berichtet habe, ist, die Zusammenhänge zwischen Längenänderungen und Spannungen insbesondere unter dem Einfluß wiederholter Belastungen in systematischer Form zu verfolgen.

Im Rahmen des für mein Referat mir zur Verfügung gestellten Umfangs habe ich Wert darauf gelegt, neuere Untersuchungen vorzuführen. Ich habe deshalb darauf verzichtet, die in der Literatur bereits besprochenen Fragen theoretischer und konstruktiver Natur zu wiederholen.

Die Kürze des Berichtes macht es auch erklärlich, wenn da und dort etwa Mißverständnisse aufgetaucht sind. So auch, wenn Herr Kollege RINAGL davon spricht, daß im Gegensatz zu den Untersuchungen in meinem Institut bei den Untersuchungen an der Wiener Technischen Hochschule Risse schon bei 400 kg/qcm im Eisen aufgetreten seien.

An keiner Stelle des Berichtes wird gesagt, daß die Risse erst bei $\sigma_e = 1200$ und bei $\sigma_{bd} = 40$ kg aufgetreten seien. Ganz im Gegenteil wird hervorgehoben, daß bei *wiederholten* Belastungen schon bei viel niedrigeren Spannungen (auch Betonzugspannungen) Risse aufgetreten seien als bei *ruhenden* Belastungen. Herr RINAGL scheint meine Äußerungen zu dem Verhalten von Eisenbetonkonstruktionen bei *ruhender* Belastung gemeint zu haben. Da bin ich nun allerdings der Meinung, daß die Risse, die unterhalb der Spannungen von 1200 kg im Eisen und 40 kg im Beton auftreten, unschädlich sind.

Eine Bemerkung noch über die Größe der beim Auftreten von Rissen *berechneten* Biegungszugspannungen. Die in der Diskussion zu dem Vortrage über die Zugfestigkeit von Beton erwähnten Biegungszugfestigkeiten bei Untersuchungen an Eisenbetonbalken mit hochwertigem Zement scheinen mir zu groß. Wenn so hohe Biegungszugfestigkeiten errechnet wurden, so läßt sich dies nur damit erklären, daß die ersten Risse übersehen wurden. Aus diesem Grunde lege ich Wert darauf, bei Laboratoriumsuntersuchungen niemals ein Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Spannungen heranzuziehen, sondern die charakteristischen Längenänderungen und Spannungen direkt aus den Messungen abzuleiten.

Im übrigen erlaube ich mir darauf hinzuweisen, daß es nicht möglich ist, im Rahmen eines Referates über langjährige Beobachtungen erschöpfend zu berichten. Ich verweise im einzelnen auf die Veröffentlichungen und bezüglich des Einflusses häufig wiederholter Belastungen auf Eisenbetonbalken auf die demnächst von meinem früheren Assistenten HEIM erscheinende Veröffentlichung.