Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Artikel: Generalreferat

Autor: Gehler, W.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-2774

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 14.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

II

Generalreferat.

Rapport Général.

General Report.

Dr. Ing. W. Gehler,
Professor an der Technischen Hochschule und Direktor beim Staatlichen Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

I. Teil: Einfluß ruhender, dauernder und wiederholter Belastung.

1. Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt wurde in den letzten Jahren vom *Österreichischen Eisenbetonausschuß*, insbesondere von *Emperger, Haberkalt* und *Gebauer* in dankenswerter Weise untersucht.

Trägt man als Ordinate die sogenannte Tragfähigkeit $\frac{M}{b \cdot h^2}$ auf und als Abszisse den Bewehrungsgehalt $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$, so kennzeichnen sich deutlich die bekannten beiden Bereiche, ,und zwar der 1. Bereich der schwach bewehrten Balken, bei dem die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), und der 2. Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist (seltener Fall). Wie der Punkt II der Fig. 1 zeigt, wird nach der bisherigen Rechnungsvorschrift dieser 1. Bereich nicht hinreichend ausgenutzt. Nach Vorschlag *Emperger* und *Haberkalt* soll diesem Nachteil dadurch abgeholfen werden, daß zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, die zulässige Betonspannung um etwa 20 % erhöht wird. Diese Lösung ist aber deshalb noch nicht recht befriedigend, weil sie nur für Rechteckquerschnitte begründet ist und weil Fälle eintreten können, in denen durch Hinzulegen von Bewehrungseisen die rechnungsmäßige Tragfähigkeit sinkt. Dies ergibt sich dann, wenn man vom Punkte III aus durch Zulegen von Bewehrungseisen weiter nach rechts fortschreitet und damit auf einen tiefer liegenden Punkt der abgestuften Tragfähigkeitslinie kommt.

Die neuen Dresdner Versuche haben die Berechtigung dieses Grundgedankens deutlich erwiesen. (Fig. 2). Bei einer Reihe von Eisenbetonbalken wurde lediglich der Bewehrungsgehalt μ geändert. Dabei ergab sich für Handelsbaustahl St. 37 die Linie AC als nahezu eine Gerade. Die damit gefundene Bewehrungsgrenze C trennt den 1. Bereich AC von dem 2. Bereich CD. Auch hier zeigt die eingetragene Parabel der rechnungsmäßigen Betontragfähigkeit, daß nach den bisherigen Rechnungsverfahren dieser 1. Bereich bei weitem nicht ausgenutzt

wird. Grundsätzlich das Gleiche gilt für die Linie AEF und AGH für hochwertigen Baustahl, z. B. Isteg-Stahl. Diese Versuche führten zu folgendem Ergebnis:

Im 1. Bereich der schwach bewehrten Balken, bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), liegt keine Veranlassung vor, an den bisher üblichen Rechnungsverfahren etwas zu ändern.

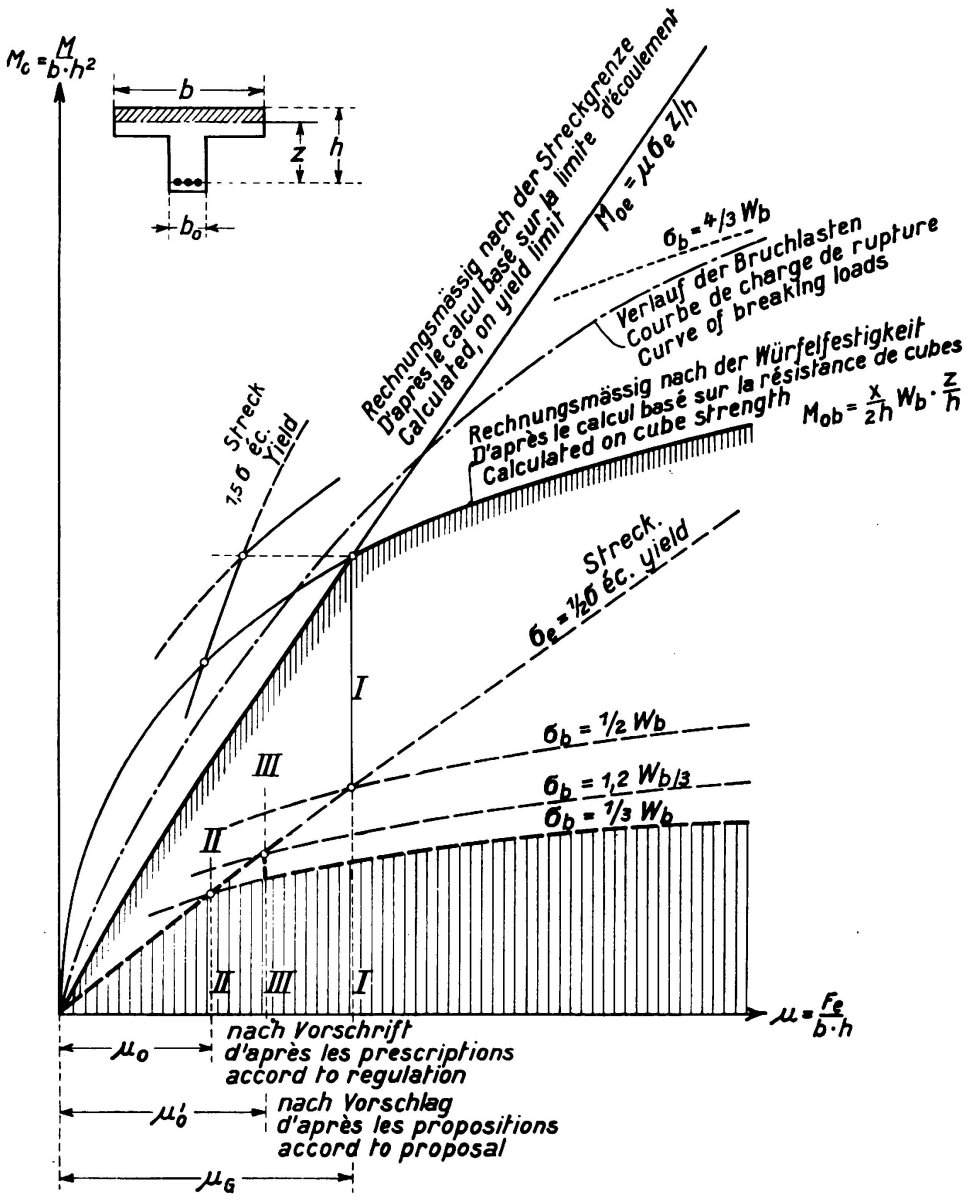

Fig. 1.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt (nach Emperger und Haberkalt).

Sobald die Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Versuche festgelegt ist, kann der 1. Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das bisher übliche, einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden.

Im 2. Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist (seltener Fall), kann ein neues Verfahren mit weitergehender Baustoffausnutzung eingeführt werden, ebenso zur Berechnung der Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt. Hierdurch wird die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen möglichst vermieden und damit die bauliche Gestaltung verbessert.

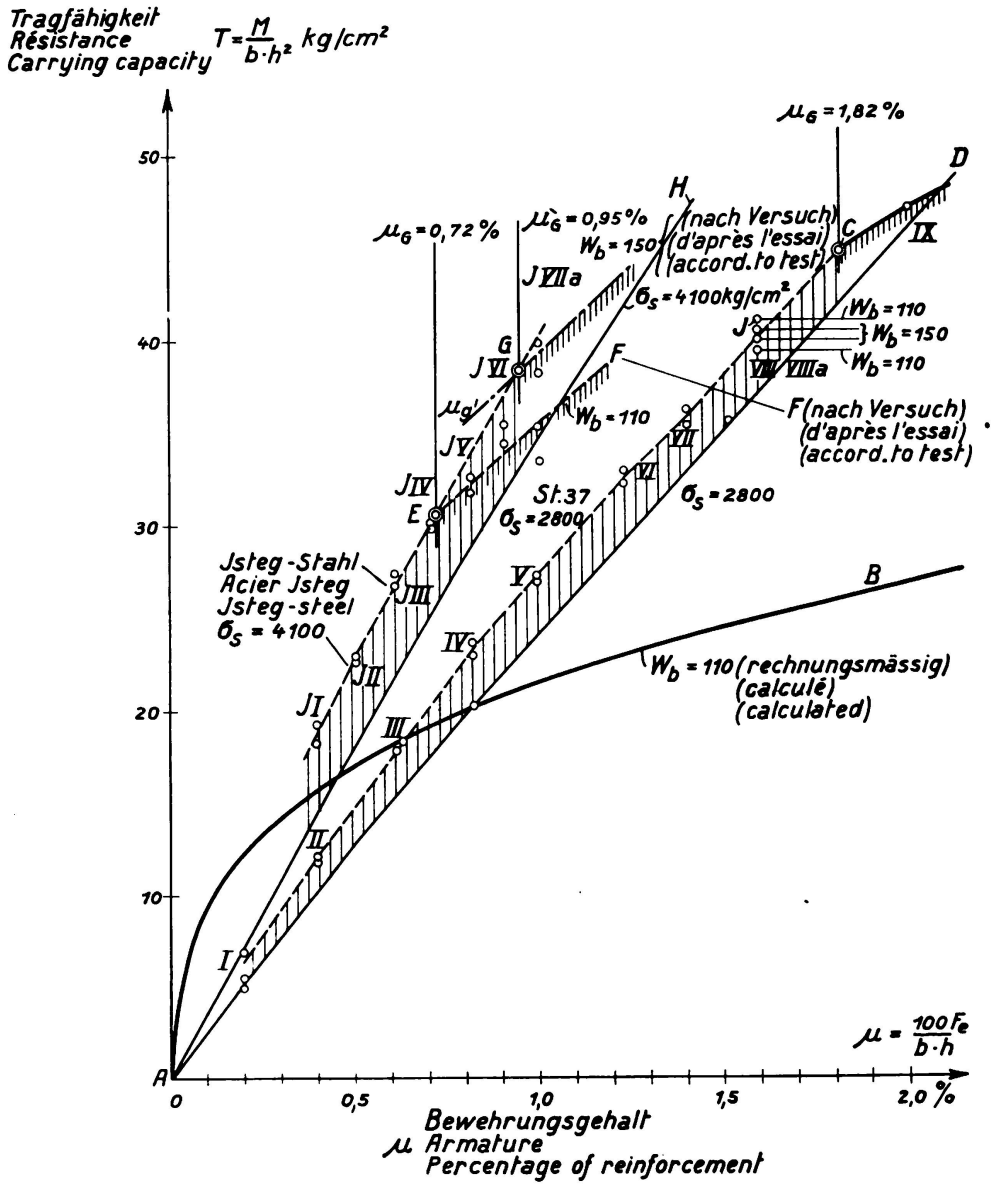

Fig. 2.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken rechteckigen Querschnitts in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt nach den Dresdner Versuchen.

Von einer Reihe von Verfassern wird gegen das bisherige Rechnungsverfahren im 1. Bereich der schwach bewehrten Balken und insbesondere gegen die Rechnung mit einem festen Wert n, sei es = 15, 10 oder 20, Sturm gelaufen. So weist z. B. Herr *Emperger* in seiner neuesten Abhandlung nach, daß die zeichnerisch ermittelte Zahl n auf Grund der österreichischen Versuche den Wert 1 bis 100 annehmen kann, daß also eine Bevorzugung des Wertes n = 10

oder 15 nicht berechtigt ist. Nur für den besonderen Fall, daß in einem Balken im Augenblick des Bruches zugleich die Streckgrenze des Eisens, wie auch die Prismenfestigkeit der gedrückten Betonzone erreicht wird, läßt sich ein Rechnungsverfahren angeben, wie es im Referat *Saliger* geschehen ist. Es fehlt aber dann noch die Lösung des Problems im 2. Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist, weil hier die Größe der im Augenblick des Bruches vorhandenen Eisenspannung bisher noch nicht angegeben werden konnte.

Wenn man auch durch die willkürliche Annahme der Null-Linie in der halben Balkenhöhe die Rechnung beim Rechteckquerschnitt nach Vorschlag *Emperger* vereinfachen würde, so bleibt dann noch das Problem für den Plattenbalken und für den Fall von Biegung, verbunden mit Längskraft, zu lösen. Für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton lag bisher keine Veranlassung vor, das alte Rechnungsverfahren mit $n = 15$ aufzugeben, zumal die damit gefundenen Werte durch die Dresdner Versuche für Balken mit Rechteckquerschnitt in völlig befriedigender Weise bestätigt worden sind.

In einem heute vorzutragenden Diskussionsbeitrag von *Brandtzaeg*-Norwegen wird ein bemerkenswerter Vorschlag zur Beurteilung der Sicherheit von Rechteck-Eisenbetonquerschnitten bei außermittigem Druck gebracht, und zwar auf Grund Stuttgarter, amerikanischer und eigener Versuche. Die sich nach diesem Rechnungsverfahren ergebenden Beanspruchungen haben dazu geführt, in den norwegischen Vorschriften bei außermittigem Druck eine schärfere Bestimmung für die zulässigen Druckspannungen als in den deutschen Bestimmungen einzuführen. Auch bei diesem Rechnungsverfahren ist irgend ein Elastizitätswert, in diesem Falle die Tangente an die *Talbot*'sche Parabel im Nullpunkt, eingeführt worden. Mit Gleichgewichtsbedingungen allein ist die Aufgabe nicht zu lösen.

Auf Grund der genannten Dresdner Versuche hat *Friedrich*-Dresden ein neues Berechnungsverfahren im 2. Bereich vorgeschlagen, über das von ihm hier noch berichtet werden wird. Dieses Verfahren bietet außerdem den Vorteil, die Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, in einfacher Weise zu berechnen.

2. Im Referat *Brice*-Paris wird vor allem darauf hingewiesen, daß für die *Sicherheit der Bauwerke* die ständige Last und die veränderliche Last ganz verschiedene Bedeutung haben, und zwar bedingt durch die Eigenart des Baustoffes. Schon 1910 hat *Caquot*-Paris folgende Begriffsfestsetzung gegeben: Ein Bauteil ist dauerhaft, wenn er nicht nur die elastischen oder umkehrbaren Formänderungen aufnimmt, die unter der Grenze der Dauerfestigkeit bleiben müssen, sondern vor allem auch die bleibende Formänderung, die während längerer Zeit zunimmt, aber einer endlichen Grenze zustrebt, also zur Ruhe kommt. Diese plastische Verformung führt zu einem Ausgleich der Spannungen und wird daher als *Anpassung* des Bauteiles an die Belastung bezeichnet.

Der Eisenbeton vermag sich aber nur den Einwirkungen der ständigen Last anzupassen, dagegen nicht denen der veränderlichen Lasten. In den Bestimmungen der Vereinigung französischer Eisenbetonunternehmungen wird daher die Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht erhöht, um diesem ungünstigen Einfluß der Nutzlast Rechnung zu tragen.

Die Versuche zeigen, daß bei häufig wiederholten Belastungen die elastischen

Formänderungen oft, die plastischen nur wenige Male wiederholt werden dürfen. Dies führt zu der Forderung, daß nach einer Vollbelastung der Bauteile die weitere Belastung durch die wechselnden Verkehrslasten nur rein elastische Formänderungen hervorrufen darf. Andererseits sind die Massivbauten anderen Bauweisen dadurch überlegen, daß die ständige Last verhältnismäßig groß ist, wie z. B. bei Massivdeckenplatten, Pilzdecken und Brücken. Je kleiner die Schwankung der Beanspruchung durch die Nutzlast im Verhältnis zur ständigen Beanspruchung ist, umso dauerhafter ist das Bauwerk.

3. Im Referat *Graf*-Stuttgart wird über den *Einfluß dauernder und oftmals wiederholter Belastung* berichtet. Der Widerstand gegen dauernde, ruhende Belastung ist nach den Stuttgarter Versuchen mindestens zu 80 % der Festigkeit anzunehmen, die beim gewöhnlichen Bruchversuch auftritt.

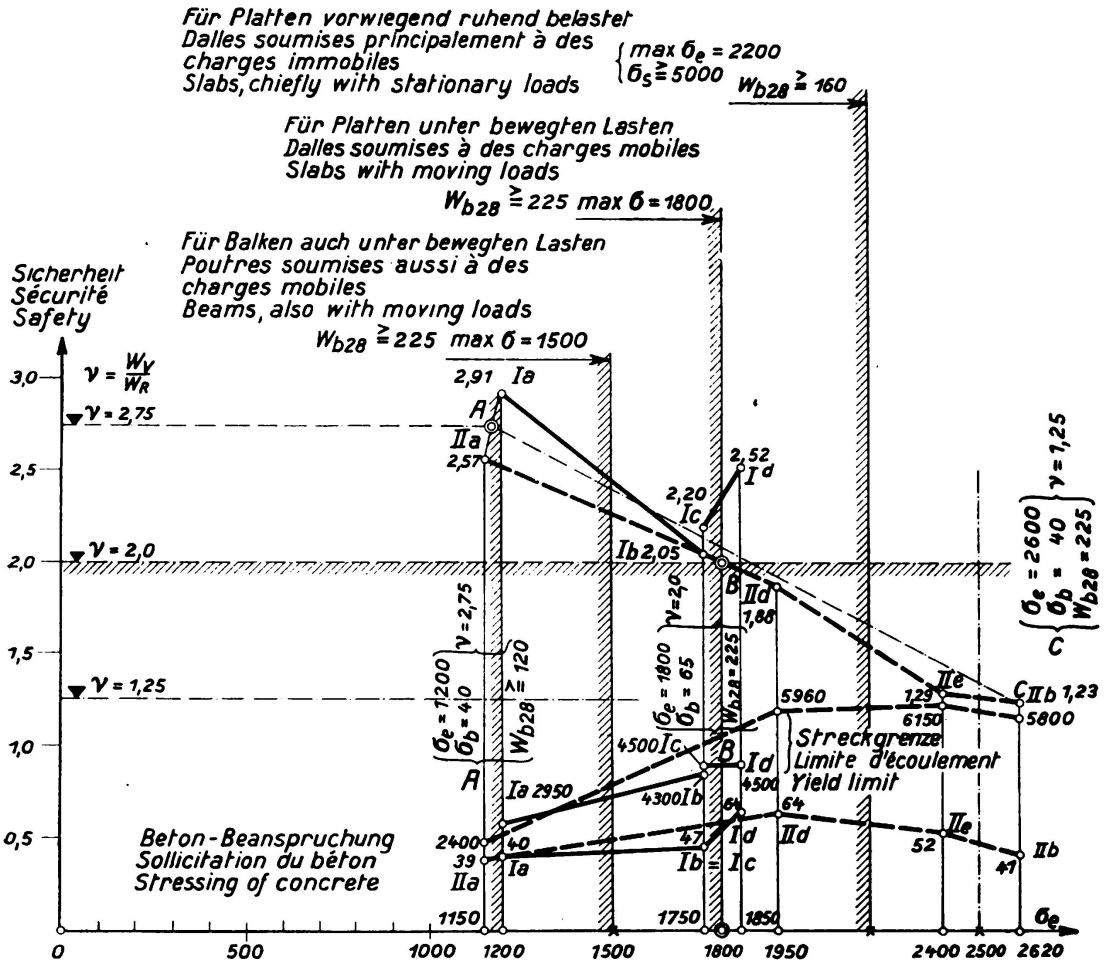

Fig. 3.

Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche an Platten mit Isteg-, bez. Baustahlgewebe-Bewehrung (I bez. II).

In Übereinstimmung mit früheren Versuchen von *Probst* und *Mehmel*-Karlsruhe und *Roš*-Zürich ergab sich, daß die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen oftmals wiederkehrende Lasten (im Falle der sogenannten Ursprungsbelastung) bei Druck, Zug und Biegung mindestens die Hälfte der beim gewöhn-

lichen Druckversuch auftretenden Festigkeit ist. Ähnlich wie bei Baustahl wird dann, wenn zu den oftmals wiederkehrenden Lasten statische Vorlasten hinzutreten, die Schwingungsweite, die noch beliebig oft ertragen werden kann, kleiner als ohne Vorlast. Bei in dieser Weise dynamisch beanspruchten Balken ist auf einen möglichst hohen Krümmungshalbmesser an den Abbiegestellen und auf eine besondere sorgfältige Verankerung der Endhaken im Beton zu achten.

Im Referat *Gehler* wurden die Stuttgarter Dauerversuche mit Platten verschiedener Bewehrung ausgewertet. Dabei wurde als sogenannte Verkehrssicherheit $v = w_v : w_r$ eingeführt (Fig. 3). Hierin bedeutet w_v die bei dem Dauerversuch gefundene größte Schwingungsweite, die gerade noch unendlich oft ertragen wird, und w_r die größte denkbare Schwingungsweite, die der statischen Berechnung zugrunde gelegt werden kann. Als erforderliche Verkehrssicherheit wurde $v = 2$ vorgeschlagen und festgestellt, welche von den untersuchten Platten diese Bedingung erfüllt. Es ergab sich, daß die Platten, die unter Verwendung von hochwertigem Baustahl mit einer zulässigen Eisenspannung von 1800 kg/cm² berechnet waren, diese zweifache Sicherheit aufwiesen bei Verwendung von Beton mit mindestens 225 kg/cm² Würfelfestigkeit.

II. Teil: Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

1. *Versuchsergebnisse bei der üblichen Verarbeitungsweise nach dem Referat Bornemann-Berlin.* Die Zugfestigkeit des Betons ist vor allem von der Zugfestigkeit des Zementes abhängig, die nach den neueren Prüfungsverfahren mit weichem, gemischtkörnigem Mörtel als Biegezugfestigkeit des Zementes bestimmt werden soll. Sie hängt außerdem von der Betongüte ab (also von der Würfelfestigkeit), ferner von der Körnung (also dem Feinmodul oder auch dem Anteil des Staubfeinen im Sand und dem Sandanteil im gesamten Zuschlag), ferner vom Zementgehalt und endlich vom Wasserzement-Verhältnis. Die Zugversuche mit Betonkörpern geben keinen zuverlässigen Maßstab. Dagegen hat sich der Biegezugversuch an Betonbalken von 70 cm Länge (60 cm Stützweite, 15 cm Breite und 10 cm Höhe) mit zwei symmetrischen Einzellasten in 20 cm Abstand bei der Reichsautobahn bewährt. Aus der Würfelfestigkeit W kann nach Vorschlag *Gehler* die Biegezugfestigkeit mit Hilfe der Formel

$$K_b = \sqrt[3]{W^2}$$

für normalen Eisenbeton schätzungsweise ermittelt werden (Fig. 4). Bei erdfeuchtem Beton und bester Körnung erhöht sich der ermittelte Wert um den Betrag bis zu 10%, bei sehr weichem Beton ist er um etwa 20% zu vermindern.

Wenn eine bestimmte Verarbeitbarkeit erzielt werden soll, so bestimmen die Kornform und die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge bei gegebenem Zementgehalt und gegebener Körnung den Wasserbedarf des Betongemenges. Je gedrungener die Kornform ist, umso kleiner wird der Wasserbedarf und umso größer die Würfelfestigkeit. In den Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahn wird daher für das Verhältnis Länge : Breite : Dicke = 1 : 1 : 1 (rundliche Kornform) bis 1 : 0,6 : 0,2 (gedrungene Kornform) vorgeschrieben.

Bei flüssig verarbeitetem Beton können Splittzuschläge die Biegezugfestigkeit beträchtlich herabsetzen. Zur Erzielung höherer Zugfestigkeit wird neuerdings angeregt, die grobe Körnung über 7 mm nach bestimmten Siebregeln abzustufen, obwohl deren Bedeutung für die Druckfestigkeit zurücktritt.

Für die drei Betongüten, die durch die Mindestwürfelfestigkeit von 120, 160 und 225 kg/cm² gekennzeichnet sind, erhält man als mittlere Biegezug-

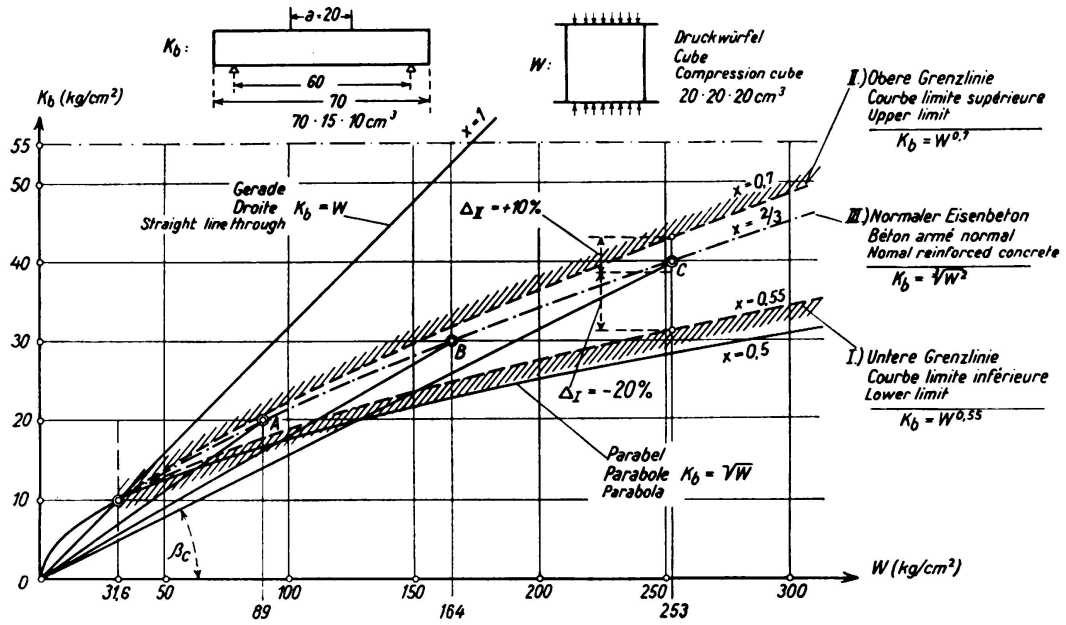

Fig. 4.

Beziehung zwischen der Biegezug-Festigkeit K_b und der Druckfestigkeit W des Betons: $K_b = W^x$.

festigkeit 20, 30 und 40, sowie im günstigsten Falle 55 kg/cm². Dagegen kann bei fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen durch besondere Maßnahmen, wie z. B. durch Rütteln eine wesentlich größere Verdichtung und eine Biegezugfestigkeit bis zu 80 und 120 kg/cm² erreicht werden.

2. *In dem Referat Colonetti*-Turin wurde durch Festigkeitsberechnungen nachgewiesen, daß bei der Anordnung von Eiseneinlagen mit geringem Durchmesser der Verbund weit sicherer gewährleistet ist als bei der Verwendung einer geringen Zahl von größeren Durchmessern.

3. *F. G. Thomas*-England berichtet über Rißerscheinungen im Eisenbeton. Durch sorgfältige Messung der Schwindspannungen von Betonkörpern wurde festgestellt, daß die Schwindrißgefahr umso größer wird, je rascher der Zement erhärtet. In dem Bild (Fig. 5) sind lotrecht die Belastungen und waagerecht die gemessenen Rißweiten aufgetragen. Man sieht, daß bei der Entlastung die Rißweiten nicht etwa gradlinig zurückgehen, wie vielfach angenommen wird, sondern nach einer starkgekrümmten Linie, sodaß z. B. bei der Verringerung der Last um die Hälfte überhaupt keine Änderung der Rißbreite festgestellt wird. Sodann wird eingehend über die verwickelten Probleme der Abhängigkeit der Rißbreiten von der Eisenspannung bei fortschreitender und dauernder

Belastung berichtet. Überraschend ist die Bestätigung der Beobachtung von Prof. *Duff Abrams,* wonach sehr feine Risse in Betonkörpern des öftern mit der Zeit völlig ausheilen können und zwar nicht nur bei feuchter Lagerung, sondern mitunter auch bei Luftlagerung.

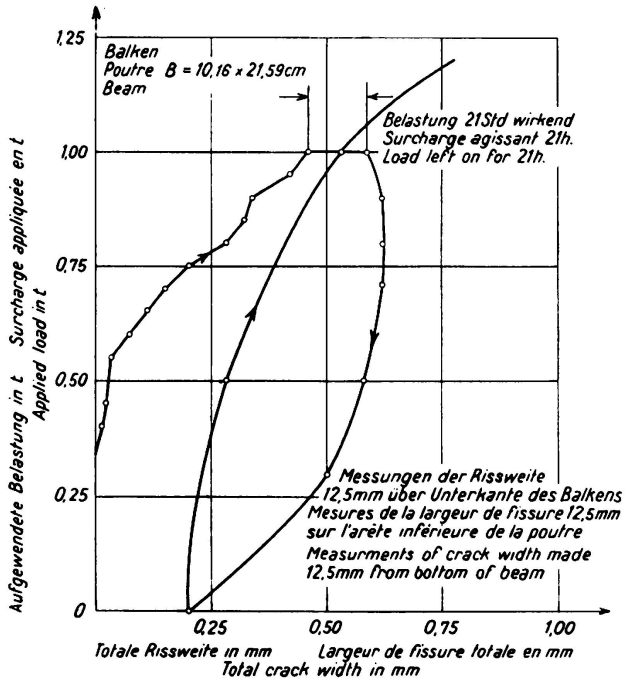

Fig. 5.

Messung der Rißweite von F. G. Thomas.

4. *Das Referat Freyssinet* bildet in der vorliegenden Form den dritten Abschnitt seines in diesem Jahre erschienenen, bereits vielfach erörterten Buches. Da diese grundlegenden Gedanken auf unserer Tagung noch des öfteren erörtert werden, halte ich es für zweckmäßig, die hauptsächlichen Grundbegriffe, die in den beiden ersten Teilen seines Buches enthalten sind, hier kurz zu erläutern.

Für die weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues ist die Veredelung des Baustoffes von ausschlaggebender Bedeutung und zwar nicht nur der Rohstoffe, also des Zementes, des Kiessandes und des Eisens, sondern vor allem auch ihre Verarbeitungsweise. Auch im Stahlbau wird z. Zt. tatkräftig an einer weiteren Veredelung des hochwertigen Baustahles gearbeitet, insbesondere mit Rücksicht auf das Schweißen und die Dauerfestigkeit. *Freyssinet* hat das Verdienst, eine thermodynamische Grundlage für die Herstellung des Betons als Hypothese aufgestellt und daraus zahlreiche Schlußfolgerungen zur Veredelung des Betons gezogen zu haben (s. Abhandlungen der I.V.B.H, Band IV, 1936).

Schon auf dem Brückenkongreß in Wien wies *Freyssinet* auf Grund seiner Erfahrungen beim Bau der Brücke von Plougastel 1928 darauf hin, daß sich das Gesetz für die elastischen Formänderungen und das für die nicht umkehrbaren plastischen Formänderungen dann ändert, wenn belastete Eisenbetonkörper im Freien lagern und damit der Einwirkung von Wärme und Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Das Schwindmaß unterteilte er in einen Wärme-Feuchtigkeitsanteil und in einen Wasser-Elastischen Anteil. Es handelt sich also um Baustoffeigenschaften, die sich mit der Zeit T, mit der Temperatur t und mit der relativen Luftfeuchtigkeit ε, insbesondere unter dem Einfluß einer etwaigen Druck-

vorspannung ändern. Unter Anwendung der bekannten Grundlagen der Thermodynamik lassen sich dann gewisse Grundgleichungen aufstellen.

A) I. Als *pseudofest* wird ein Körper, wie Zement und Beton, bezeichnet, der zwar das äußere Aussehen eines festen Körpers hat, der aber ein Netz von sehr feinen Wasser und Luft enthaltenden Poren aufweist. Diese verleihen dem Körper besondere mechanische Eigenschaften, die von denen der wahren Festkörper oder dichten Körpern verschieden sind. Es soll nun ein mathematischer Ausdruck für den Zustand gefunden werden, bei dem das Wasser in diesen kapillaren Poren verdunstet.

II. *Die Kapillarerscheinung des Meniskus in den durchnäßten Poren eines Körpers.* Die Zugspannung an der Oberfläche des Meniskus ist nach *Laplace*

$$\pi = A \cdot \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right),$$

wobei R_1 und R_2 die Hauptkrümmungshalbmesser der Meniskusfläche sind. In einem durch parallele Wände begrenzten äußerst schmalen Zwischenraum von der Breite D ergibt sich für $R_2 = \infty$ und $R_1 = \frac{1}{2} D$

$$\pi = \frac{2A}{D}. \tag{1}$$

III. *Einfluß des Feuchtigkeitsgrades der Luft in den Poren.* Nach *Carnot* und *Lord Kelvin* kann eine zweite Beziehung aus dem Gleichgewichtszustand zwischen der Kapillarspannung im Meniskus und dem Feuchtigkeitsgrad ε der darüber befindlichen Atmosphäre hergeleitet werden, wobei mit ε das Verhältnis der Dampfspannungen in einer bestimmten Höhe und der Höhe Null bezeichnet wird. Für Wasser von 15^0 ergibt sich

$$\pi = \frac{2A}{D} = 1300 \ln \frac{1}{\varepsilon} \tag{2}$$

oder

$$\frac{1}{\varepsilon} = e^{\left(\frac{2A}{1300\,D}\right)} \tag{2a}$$

Hierin bedeutet A die sog. Kapillarkonstante, die durch Versuche bestimmt werden kann, z. B. zu $A = 8$ mg/mm. Bemerkt sei noch, daß die Porenbreiten, die sich nach dieser Formel für den betrachteten Gleichgewichtszustand bei der Verdampfung für den Feuchtigkeitsgrad von $\varepsilon = 20\,\%$ bis $95\,\%$ berechnen lassen, äußerst kleine Werte ergeben, nämlich rd. ein Millionstel bis 25 Millionstel Millimeter, also das drei- bis hundertfache des Durchmessers eines Wassermoleküls von 0,26 Millionstel Millimeter.

IV. *Der hygrometrische Gleichgewichtszustand eines pseudofesten Körpers.* Nach Gl. (2) kann der hygrometrische Zustand des Körpers gekennzeichnet werden entweder durch die *Grenz*-Zugspannung π_ε an der Oberfläche des Meniskus, oder durch die Grenzbreite $D = D_\varepsilon$, bei der der Gleichgewichtszustand der Verdampfung eintritt oder endlich durch den Feuchtigkeitsgrad ε. Im Grenz-

fall bei einer mit Wasser gesättigten Atmosphäre wird $\varepsilon = 1$, also $D = D_\varepsilon = \infty$ und $\pi = 0$.

Aus den Versuchen von *Berthelot* und *Laplace* geht hervor, daß eine Flüssigkeit in einem luftdicht geschlossenen Gefäß dann beträchtliche Zugspannungen aufnehmen kann, wenn in ihr keine Luftbläschen enthalten sind und zwar Zug-

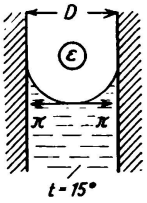

Fig. 6. Bezeichnungen nach Freyssinet:

t = Temperatur (in Celsius °).
T = Zeit.
π = Zugspannung in der Meniskus-Oberfläche wassergefüllter Poren (kg/cm²).
A = Kapillar-Konstante (Versuchswert mg/mm).
R_1 und R_2 = Hauptkrümmungs-Halbmesser der Meniskus-Oberfläche.
D = Porenbreite bei parallelen Wänden (in millionstel mm).
D_ε = Grenz-Porenweite (Definition: Wird $D > D_\varepsilon$, so verschwindet das Wasser aus der Pore).
ε = relativer Feuchtigkeitsgrad (in %) oder Verhältnis der Dampfspannungen in einer bestimmten Höhe und in der Höhe Null.
H_1 = Dampfspannung in einem wassergesättigten Betonkörper.
H_{max} = Sättigungsspannung in den Betonporen bei der Versuchstemperatur t_1.
„Pseudofester Körper" (Zement, Beton) = 1. äußerlich fest, 2. innerlich Netz von kleinsten Poren mit Luft *oder* Wasser gefüllt.
Grundlage: Molekular-Theorie. Geschwindigkeit der Gasmoleküle.

spannungen von der Größenordnung von mehreren Tonnen je cm², *so daß im Meniskus ein Gleichgewichtszustand der Spannungen besteht und das Verdampfungs-Gleichgewicht vorliegt.*

Ein Betonkörper, der in *einem wassergesättigten Luftraum liegt,* füllt aber seine Kanäle vollständig mit Wasser nur dann, wenn *die umgebende Luft* wärmer als der Körper ist. Bei der Betonherstellung ist *jedoch* wegen der Abbindewäre das Umgekehrte der Fall und die Temperatur des Körpers t_1 größer als die der umgebenden Luft t_2. Dann darf angenommen werden, daß der Körper einen Feuchtigkeitszustand ε annehmen wird, der gleich dem Verhältnis der Dampfspannungen H_1 und H_{max} ist, also

$$\varepsilon = H_1 : H_{max} \leqq 1. \tag{3}$$

Hierbei bedeuten H_1 die Dampfspannung der Atmosphäre in den Poren des Versuchskörpers und H_{max} die Sättigungsspannung bei der Versuchstemperatur t_1 in Gegenwart der in den Betonporen enthaltenen Flüssigkeit.

Die Flüssigkeit verschwindet dann aus allen denjenigen Poren, deren Weite *größer* ist (s. Gl. 2) als die Grenzporenbreite

$$D_\varepsilon = \frac{2\,A}{1300 \cdot \ln \frac{1}{\varepsilon}} = \frac{2\,A}{1300 \ln \frac{H_{max}}{H_1}}. \tag{4}$$

In Fig. 7 haben wir für $A = 8\,mg/mm$ in einem dreiachsigen Koordinaten-System π_ε, D_ε und ε die Gleichungen (1) und (2) dargestellt, wobei sich für die Beziehung $f\,(\pi_\varepsilon, D_\varepsilon, \varepsilon) = 0$ eine Raum-Kurve ABC ergibt. Hiermit werden die drei Stufen, die für die Klima-Probleme des Eisenbetons von grundlegender Bedeutung sind, veranschaulicht, und zwar:

I. Niveau: *Land-Klima, trocknes und scharfes Klima, mit* $\varepsilon = 20\,\%$ *(sehr klein),* $\pi_\varepsilon = 2100\ kg/cm^2$ *(sehr groß).*

II. Niveau: *Mittleres Klima, mit* $\varepsilon = 60\,\%$ *und* $\pi_\varepsilon = 665\ kg/cm^2$ *(mittelgroße Werte).*

III. Niveau: *See-Klima, sehr feucht und mildes Klima* ($\varepsilon = 95\,\%$ *und* $\pi_\varepsilon = 65\ kg/cm^2$).

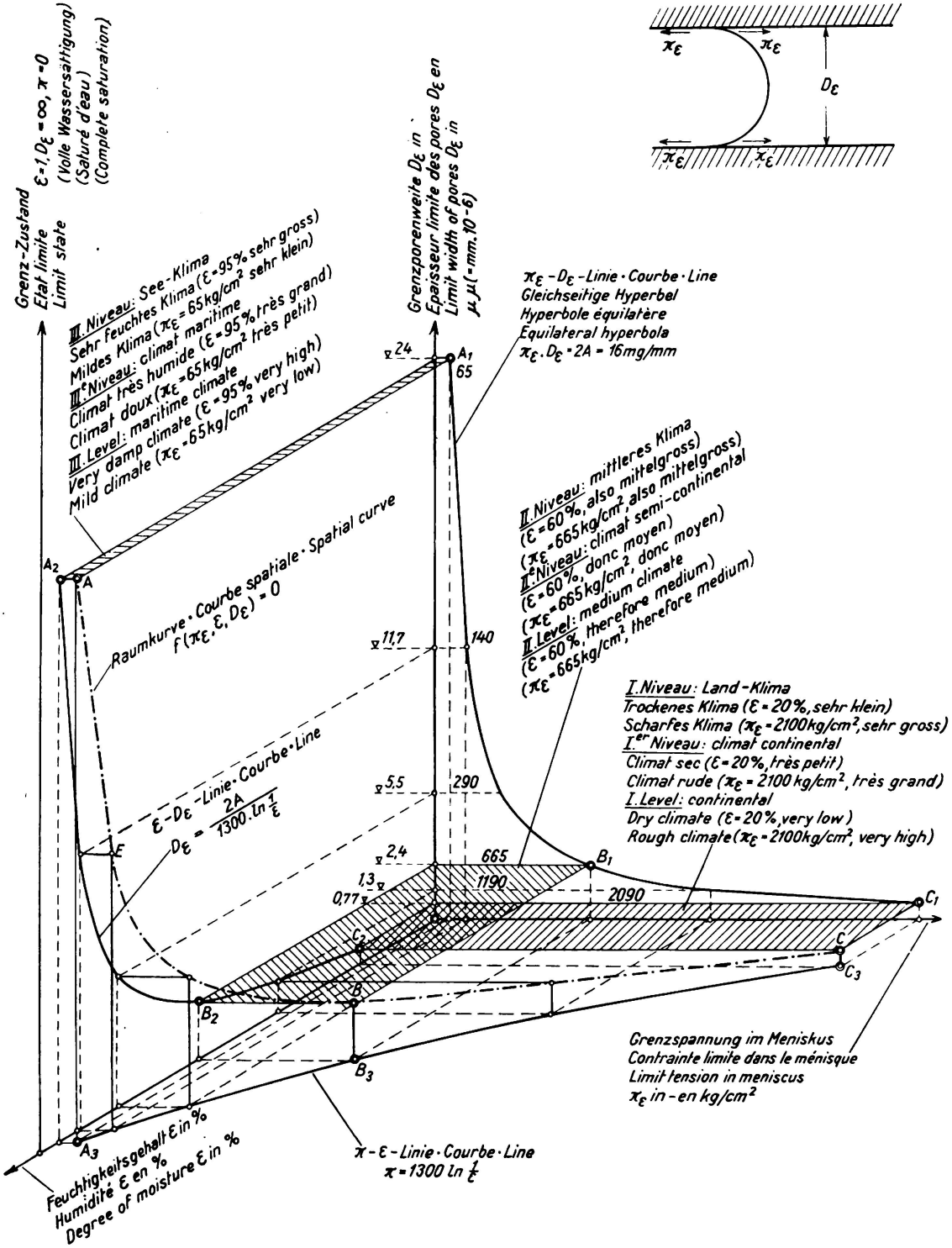

Fig. 7.

Ist *ferner* bei einem Beton mit hohem Wassergehalt $\varepsilon = H_1 : H_{max} = 0{,}9$, so trocknen *bei diesem Kohäsionswert A* alle Poren aus, die *größer* als $D_\varepsilon = 11{,}4$ Millionstel mm sind; *ist* dagegen $\varepsilon = 0{,}5$, so ergibt sich für diesen Grenzwert $D_\varepsilon = 5{,}5$ Millionstel mm, so daß *viel mehr* Poren austrocknen. Je *kleiner hiernach* die nach Gl. 4 berechnete Grenz-Porenweite D_ε wird, je mehr Poren also bei einer bestimmten Verteilung austrocknen, deren Breite $D > D_\varepsilon$ ist, desto rascher trocknet auch der Körper aus, so daß die Gefahr besteht, daß das zum Abbinden erforderliche Wasser nicht vorhanden ist. *Dies kann z. B. bei einem Tonerdezement selbst unter Wasser eintreten, bei dem die hohe Abbindewärme das Austrocknen beschleunigt.*

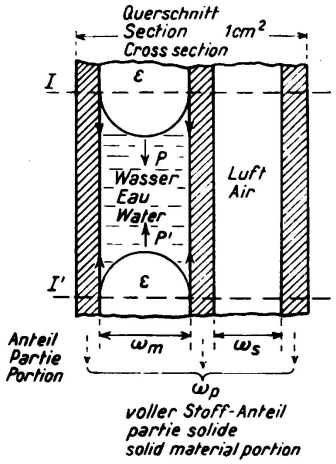

Fig. 8.

V. *Die Berechnung der Schwindzusammenziehung.* Betrachtet man den Querschnitt von 1 cm² eines pseudofesten Körpers und nimmt man an, daß von dieser Fläche der Anteil ω_p voller Stoff, ferner ω_s leerer Hohlraum und ω_m mit Wasser gefüllter Hohlraum oder teilweise benetzter Hohlraum sei, so erhält man infolge der Zugspannungen im Meniskus die Kraft

$$P = \pi \cdot \omega_m$$

und bei Betrachtung zweier solcher Querschnitte die beiden Kräfte P und P' die eine Verkürzung um das Maß (s. Gl. 2)

$$\delta = \frac{P}{1\,E_1} = \frac{\pi \cdot \omega_m}{E_1} = \left(\frac{\omega_m}{E_1}\right)\left(1300 \ln \frac{1}{\varepsilon}\right) = a \cdot b$$

herbeiführen. Dabei wird P als „Schwindpressung" und E_1 als „Verkürzungsmodul" bezeichnet, *der sich hier zu 10^9 kg/cm² berechnet.*

Das gesamte Schwinden setzt sich aus dem hydro-elastischen Faktor $a = \frac{\omega_m}{E_1}$ *und dem thermo-hygrometrischen Faktor* $b = 1300 \cdot \ln \frac{1}{\varepsilon}$ *zusammen (s. auch Freyssinet 1930, Wiener Brücken-Kongreß; Gehler 1932, Materialprüfungs-Kongreß in Zürich, S. 1118; und Gehler und Amos, 1934, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 78).*

Kriechen und Schwinden unterscheiden sich lediglich dadurch, daß beim Kriechen eine Vorspannung infolge einer äußeren dauernden Auflast vorhanden ist, während diese beim Schwinden nur im Eigengewicht besteht.

VI. Es wird empfohlen, die auf dieser Hypothese von *Freyssinet* aufgebauten Ansichten und Anregungen zur Veredelung des Betons durch Versuche nachzuprüfen.

B) Einige Nutzanwendungen sind in dem hier vorliegenden Referat von *Freyssinet* aus dem Inhalt des dritten Teiles seines Buches enthalten.

Die drei Mittel zur Veredelung des Betons erblickt *Freyssinet* in der Anwendung von sehr dichtem Beton, in der Vorspannung, infolge der in einem Querschnitt des gebogenen Balkens möglichst nur Druckspannungen im Beton auftreten, und in der Erwärmung, gegebenenfalls unter Verwendung von Dampf. Seine Versuche an Betonmasten mit wiederholter wechselnder Beanspruchung ergaben überraschend hohe Betonfestigkeiten. Bei Eisenbahnschwellen wurden Würfelfestigkeiten von 1000 kg/cm² bei einer Ausgangspressung von 100 bis 300 kg/cm² erreicht, wobei sich eine vollkommen glatte und dichte Oberfläche des Betons zeigte. Das Referat enthält eine ausführliche Baubeschreibung der schwierigen Sicherungsarbeiten für den Hafenbahnhof in Le Havre, bei dem das Verfahren der Vorspannung unter schnellem Erhärten des Betons im Großen erfolgreich angewendet worden ist. *Freyssinet* weist darauf hin, daß dieses Verfahren besonders bedeutsam wird für Eisenbetonbalken großer Spannweiten, für Pilzdecken und Betonstraßendecken.

Im Anschluß hieran sei auf das in der 5. Arbeitssitzung zu behandelnde Referat *Dischinger*, Berlin, über *weitgespannte Brücken* verwiesen, das eine in Grundgedanken klare Lösung dieses Problems für weitgespannte Balkenbrücken enthält. Durch Anordnung eines Hängegurtes aus Rundeisen von 60 bis 100 mm Durchmesser wird hier die Wirkung des Zuggurtes von der des Betondruckgurtes baulich vollständig getrennt, nach dem Vorbild der Bogenbrücken mit vorgespanntem Zugband. Bei der Belastung durch Eigengewicht erleidet der Betondruckgurt nur mittige Druckkräfte, die Vorspannung der Eisen wird so gewählt, daß nach der Ausrüstung, das durch Eigengewicht belastete System der ursprünglichen Grundform geometrisch möglichst ähnlich ist. Der kastenförmige Eisenbetonquerschnitt erleidet nur Biegungsbeanspruchungen durch die Verkehrslast. Der Einfluß des Schwindens und Kriechens soll durch nachträgliches Nachspannen der Zugeisen des Hängewerkes aufgehoben werden. Auf diese Weise ist es möglich, Stützweiten von Balkenbrücken bis zu 100 und 150 m auszuführen.

Diese bedeutsamen, umwälzenden Gedanken bringen eine Fülle von Anregungen für den entwerfenden und ausführenden Ingenieur. Eine der wichtigsten Fragen betrifft naturgemäß den Baustoff des zu verwendenden Eisens. *Freyssinet* hat bisher Rundeisen bis zu 16 mm Durchmesser verwendet, deren Streckgrenze durch Kaltreckung von 24 auf 80 kg/mm² erhöht worden ist. *Dischinger* sieht für seine weitgespannten Balkenbrücken Rundeisen bis zu 10 cm Durchmesser und 100 m Länge vor, die an den Stoßstellen nach dem Widerstandsverfahren elektrisch geschweißt sind. Hiermit ergeben sich auch für die Hütten- und Schweißtechnik neue bedeutsame Aufgaben.

III. Teil: Anwendung von hochwertigem Baustahl.

1. Referat *Gehler*-Dresden. Die umfangreichen Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton führten zu folgendem Ergebnis:

Der hochwertige Baustahl hat im Eisenbetonbau die auf ihn gesetzten Erwartungen voll erfüllt. Wie aus Übersicht I hervorgeht, bestehen die Vorzüge in der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung von 1200 kg/cm² beim Handelsbaustahl (St. 37) je nach der Streckgrenze und Betongüte bis zu 1800 kg/cm² (in Ausnahmefällen sogar bis 2200 kg/cm²). Vorwiegend ruhend beanspruchte Plattenbalken mit St. 52 bieten bei 1800 kg/cm² zulässiger Eisenspannung die gleiche Rißsicherheit wie mit St. 37 bei 1200 kg/cm² unter der

Übersicht I.

Tafel für die zulässigen Spannungen
von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1	2	3	4	5	6	7	8
Lfd. Nr.	Stahlsorte	Mindest-streck-grenze [1]	Mindest-bruch-dehnung	Mindest-würfel-festigkeit des Betons	$\sigma_{e\,zul}$ bei Platten	$\sigma_{e\,zul}$ bei Platten-balken	Gültigkeits-bereich
	—	kg/cm²	%	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	—
1	St. 52	3600	20	120 225	1500 *1500*	1200 *1500*	Auch bei bewegten Lasten [3]
2	St. 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500 [4] 1800 [5]	Bei vorwiegend ruhenden Lasten und nur bei Hochbauten ohne Witterungseinflüsse
3	Sonder-stahl [2]	3600	14 [6]	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500 [4] 1800 [5]	
4	Sonder-stahl [2]	5000	14 [7]	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500 [4] 1800 [5]	

[1] *Streckgrenze.* Entsprechend den Eisenbetonbestimmungen § 7 müssen die Eigenschaften des Stahles nachgewiesen werden. Für Bewehrungen ohne ausgeprägte Streckgrenze kann, bis zur endgültigen Regelung auf Grund der im Gange befindlichen Versuche statt der 0,2 %-Grenze der bleibenden Dehnung nach DIN 1602 auch die 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnung als Streckgrenze treten.

[2] *Sonderstahleinlagen* in besonderer Anordnung auf Grund baupolizeilicher Zulassung.

[3] Entspricht den bisher bestehenden Bestimmungen.

[4] Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungseisens $> 3{,}14$ cm² ist. (Bei verdrillten Eisen ist der Gesamtquerschnitt eines verdrillten Stabes maßgebend.)

[5] Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungseisens $\leqq 3{,}14$ cm² ist (sonst wie zu 23).

[6] Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 10 % zulässig.

[7] Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 8 % zulässig.

Voraussetzung einer Mindest-Würfelfestigkeit von 225 kg/cm². Bei Platten mit rechteckigem Querschnitt darf die Beanspruchung auch bei bewegten Lasten unter Verwendung von St. 52 und einer Mindest-Würfelfestigkeit von 225 kg/cm² auf 1800 kg/cm² erhöht werden, dagegen bei Plattenbalken nur auf 1500 kg/cm². Diese höheren zulässigen Beanspruchungen, die bei der Verwendung von hochwertigem Beton und hochwertigem Baustahl voll berechtigt sind, haben eine Reihe von Vorteilen zur Folge, z. B.: die Verringerung des Eisenquerschnittes im Zuggurt und damit der erforderlichen Balkenbreite, wodurch das Eigengewicht verringert wird, ferner wird der Nachteil der Häufung der abgebogenen Eisen in den Stützquerschnitten möglichst eingeschränkt.

Dadurch, daß bei den Dresdner Versuchen die Rißbreiten in 23facher Vergrößerung photographisch aufgenommen und die Rißtiefe genau gemessen wurde, konnte auch eine sichere Grundlage zur Beurteilung der Rißsicherheit gefunden werden.

Die Rißsicherheit, das Verhältnis der Last beim Auftreten des ersten Risses zur Gebrauchslast, beträgt bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten 1,8, bei den auf vier Eckpunkten gelagerten Platten (Dresdner Vorversuche) 1,4, bei einachsig bewehrten Platten 0,75 und bei Plattenbalken 0,5. Die Anwendung von hochwertigem Baustahl kann daher bei Platten am meisten empfohlen werden. Mit steigender Betongüte wächst auch die Rißsicherheit, aber leider nur in geringem Maße wegen der größeren Sprödigkeit der hochwertigen Zemente. Diese rein statistischen Feststellungen dieser Versuche führen zu der physikalischen Vorstellung, daß beim Auftreten des Risses der gerissene Querschnittsteil (Rißtiefe t · Rippenbreite b_0) ausgeschaltet wird und damit auch die Betonzugkraft, die bisher in ihm gewirkt hat. Ihre Größe kann bei niedriger, mittlerer und hoher Betongüte zu 4, 8 und 12 % der Eisenzugkraft beim Auftreten des Risses angegeben werden. Vorwiegend ruhend beanspruchte Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit St. 52 bieten bei 1800 kg/cm² zulässiger Eisenspannung die gleiche Rißsicherheit wie bei St. 37 mit 1200 kg/cm² bei Anwendung von gewöhnlichem Beton.

Hinsichtlich der Querschnittsform von Eisenbetonbalken ist auf Grund der Dresdner Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen zu erwarten, daß die Anwendung I-förmiger und kastenförmiger Querschnitte für Tragwerke mit großen Stützweiten sich sowohl hinsichtlich der Rißsicherheit, als auch der Tragfähigkeit günstig auswirkt.

2. Das Referat *Saliger*-Wien behandelt im ersten Teil *Säulen mit hochwertiger* Stahlbewehrung und geht von der uns überraschenden Feststellung aus, daß das viel erörterte Additionsgesetz bei Säulen mit Längsbewehrung und Umfangsbügeln, bei Verwendung von hochwertigem Baustahl nicht gilt. Zur Begründung wird angeführt, daß die Bruchstauchung des Betons nicht diejenige Verkürzung erreicht, die der Bewehrungsstahl bei Beanspruchung an der Stauchgrenze aufweist. Die Zerstörung des Betons erfolgt deshalb früher, weil die Längsstäbe ausknicken. Nur bei umschnürten Betonsäulen, die größerer Stauchung fähig sind, wird die Stauchgrenze erreicht, so daß die Anwendung hochwertiger Stähle im allgemeinen nur bei umschnürten Betonsäulen gerechtfertigt sein soll. Für umschnürte Säulen wird sodann auf Grund der Versuche eine Formel hergeleitet, die dem Additionsgesetz entspricht.

Der zweite Teil behandelt *Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung.* In Übereinstimmung mit dem Referat *Gehler* wird ein hyperbolischer Verlauf zwischen der Eisenspannung beim ersten Riß und dem Bewehrungsgrad festgestellt. Zu dem Berechnungsverfahren wurde bereits im ersten Teil Stellung genommen.

3. *Dr. Olsen*-München, der zu diesem Gegenstand in einem Diskussionsbeitrag sprechen wird, hat bereits 1932 in seinem Buche „Über den Sicherheitsgrad von hoch beanspruchten Eisenbetonkonstruktionen" an Hand zahlreicher Versuche berichtet. Die von ihm seinerzeit an stahlbewehrten Eisenbetonbalken erzielten Ergebnisse stimmen mit den Dresdner Versuchen gut überein, soweit der Einfluß des Bewehrungsverhältnisses und der Betongüte auf die Rißsicherheit ermittelt wurde. Diese Versuche von *Olsen* zeigen auch, daß bei hochwertigem Baustahl unter der Bruchlast die Streckgrenze umso mehr überschritten wird, je druckfester der Beton ist. Besonders bemerkenswert war seine Feststellung, daß es bei der Annahme von 100 kg/cm² für Beton und 2000 kg/cm² für das Eisen schon bei einer Würfelfestigkeit des verwendeten Betons von 250 kg/cm² und einer Streckgrenze der Stahleinlagen von etwa 4000 kg/cm² möglich ist, eine mindestens zweifache Bruchsicherheit einzuhalten.

4. Im Referat *Brebera*-Tschechoslowakei wird über die Versuche mit zwei in der Tschechoslowakei hauptsächlich verwendeten Baustahlsorten „Roxor-Stahl" und „Isteg-Stahl" und über bemerkenswerte Ausführungsbeispiele berichtet.

IV. Teil: Einfluß von Betonierungs- und Bewegungsfugen.

Referat *Baravalle*-Wien. Nach dem Vorbilde der sog. Lamellenbetonierung bei Gewölben wird empfohlen, auch im Hochbau, z. B. bei Decken, Wasserbehältern und dergl., *Baudehnungsfugen* vorzusehen, die nur während der Bauausführung mindestens aber mehrere Wochen lang offen bleiben und sodann zubetoniert werden, außerdem aber *bleibende Dehnungsfugen (Dauer-Dehnungsfugen),* durch die eine dauernde Trennung der einzelnen Tragwerksteile erfolgt und dem Tragwerk das erforderliche Arbeitsvermögen gegeben wird.