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

Band: 2 (1936)

Rubrik: II. Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkt des Konstrukteurs

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: 16.04.2026

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

II

Beanspruchungen und Sicherheitsgrad im Eisenbetonbau vom Standpunkt des Konstrukteurs.

Sollicitations et coefficients de sécurité dans les constructions en béton armé, au point de vue du constructeur.

Stressing and degree of safety in reinforced concrete structures, from the designer's point of view.

II a

Einfluß dauernder und wiederholter Belastung.

Endurance — Résistance aux efforts répétés statiques ou dynamiques.

Influence of stationary and of repeated loading.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 1

Einfluß der Plastizität der Baustoffe und der veränderlichen Lasten auf die Stabilität und die Dauerhaftigkeit der Bauwerke.

Rôle de la plasticité des matériaux et des efforts variables dans la stabilité et la durée des constructions.

Influence of the Plasticity of Materials and of Variable Loads, on the Stability and Life of Structures.

L. P. Brice, Paris.

In der vorliegenden Arbeit wollen wir versuchen, die Bedingungen näher zu umschreiben, denen ein Bauwerk entsprechen muß, um unter statischen oder dynamischen Kräften, die längere Zeit einwirken, standsicher und dauerhaft zu sein. Wir gehen dabei von einigen ganz einfachen Tatsachen aus, die uns durch Versuche über die Formänderungen der Baustoffe des Eisenbetons bekannt sind.

Die Bedeutung der großen Formänderungen vor dem Bruch ist den Ingenieuren nie entgangen, nachdem sie festgestellt hatten, daß Stähle für Baukonstruktionen nur dann geeignet sind, wenn sie eine genügende Bruchdehnung haben. Jedoch beschränkt sich die klassische Festigkeitslehre streng auf das Studium der elastischen Formänderungen und faßt nicht einmal die Möglichkeit oder die Folgen nicht elastischer Formänderungen ins Auge. Dennoch sind es gerade diese Formänderungen, die auf einen Kräfteausgleich hinwirken und eine Verteilung der inneren Beanspruchungen hervorrufen, die dem Widerstandsvermögen der Bauwerke entspricht. Wenn wir dies berücksichtigen, sind wir in der Lage, innerhalb gewisser Grenzen die wirkliche Kräfteverteilung zu erfassen.

Herr *A. Caquot* hat sich als erster bereits vor ca. 15 Jahren diesen Erscheinungen zugewandt und hat vorgeschlagen, dafür die Bezeichnung „Anpassung" zu gebrauchen, die er wie folgt erläutert:

„Ein Bauteil heißt dauerhaft, wenn seine Formänderungen umfassen:

1. eine während längerer Zeit zunehmende bleibende Formänderung, die einer endlichen Grenze zustrebt;
2. eine umkehrbare Formänderung im Bereiche der Dauerfestigkeiten. Das Auftreten einer solchen bleibenden Formänderung und der durch sie hervorgerufenen Grundbeanspruchungen, wird zusammen als Anpassung bezeichnet."

Die strenge Anwendung der Regeln der Festigkeitslehre oder der Elastizitätslehre auf verhältnismäßig einfache Fälle ergibt, daß gewisse Bauwerke theoretisch den Kräften gar nicht widerstehen könnten, die sie in Wirklichkeit aushalten.

So ist die theoretische Lochleibungsbeanspruchung in einem Metallteil dreimal größer als die mittlere Beanspruchung im Umkreise des Loches. Bei genieteten Verbindungen aber ist die errechnete mittlere Beanspruchung gleich der Hälfte der Streckgrenze. Da diese mittlere Beanspruchung in gewissen Elementen durch die Starrheit der Verbindungen um ungefähr 30 % erhöht werden kann, so würde die Lochleibungsbeanspruchung die Streckgrenze und sogar die Bruchgrenze in erheblichem Maße überschreiten.

Ein anderes Beispiel wird uns durch das Bestehen unzähliger Eisenbetonplatten und -Balken geliefert, die starr eingespannt sind und berechnet wurden, als ob sie nur teilweise eingespannt wären. Die Beanspruchung an der Einspannstelle muß somit theoretisch beträchtlich höher liegen als die Elastizitätsgrenze, und dennoch zeigt die Erfahrung, daß sich in der mit überwiegender Mehrzahl der Fälle die Bauwerke vorzüglich dem Umstand anpassen, daß sie in einfacher Weise berechnet wurden, und daß sie die Belastungen anstandslos ertragen.

Endlich ist der Umstand, daß ein vollwandiger Balken die Schubkräfte mit ganz verschiedenartig angeordneten Bewehrungen aufzunehmen vermag, ein Beweis für die Tatsache, daß die Bauwerke sich der Beanspruchung, die ihnen auferlegt wird, anpassen.

Diese wenigen Beispiele zeigen, daß die Bedingungen für die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit eines Systems, nämlich daß die Beanspruchungen unter den ständigen und veränderlichen Lasten überall im elastischen Bereich bleiben, zwar genügend ist, aber daß sie keineswegs stets erforderlich ist.

Wir wollen nunmehr versuchen, die Aufgabe näher zu erfassen und zu untersuchen, welche Bedingungen die Bauwerke erfüllen müssen, damit ihre Widerstandsfähigkeit und ihre Dauerhaftigkeit sowohl unter den ständigen wie unter den veränderlichen Lasten gewährleistet sind.

Formänderung der Baustoffe.

1. *Stahl.*

Die Formänderungskurven des für Bauzwecke verwendeten Flußstahles weisen einen Bereich großer Dehnungen auf, der auf die sogenannte elastische Formänderung folgt (Fig. 1).

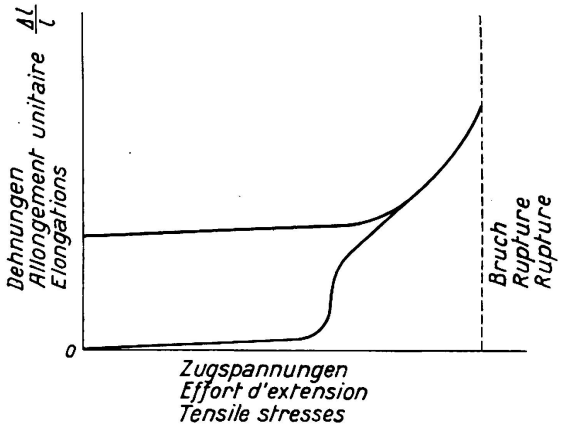


Fig. 1.
Spannungs-Dehnungskurve des Stahls.

Unterwirft man einen Probekörper einer die Elastizitätsgrenze etwas überschreitenden Beanspruchung, so können die Dehnungen schon bei einer sehr ge-

ringen Erhöhung der Beanspruchung beträchtlich zunehmen. Wird dann die Zugkraft bis auf Null herabgesetzt, so stellt man fest, daß sich der Probestab nach einem Elastizitätsgesetz zusammenzieht, das nahezu dasselbe ist wie das der ursprünglichen elastischen Formänderung. Der so behandelte Stab verhält sich elastisch zwischen der Spannung Null und einer neuen Streckgrenze, die höher ist als die Streckgrenze des unbehandelten Stabes. Diese Tatsache wird übrigens häufig dazu benutzt, um die Streckgrenze des gewöhnlichen Flußstahles zu erhöhen und dadurch zu erreichen, daß dieser Stahl nach den Vorschriften höher beanspucht werden kann.

Wenn man mittels einer geeigneten Anordnung einen Probestab nicht nur einfachem Zug, sondern wechselnden Zug- und Druckbeanspruchungen aussetzt, wobei man dafür sorgen muß, daß vorzeitige Formänderungen durch Knicken vermieden werden, so stellt man fest, daß der Probestab auch nach einer größeren ursprünglichen Formänderung imstande ist, eine sehr große Anzahl von Lastwechseln auszuhalten, vorausgesetzt, daß die äußersten Druck- und Zugspannungen, zwischen denen die Beanspruchung schwankt, auf bestimmte Werte begrenzt werden.

Auf diese Weise kann man *Dauerfestigkeitskurven* auftragen, aus denen man genau die Grenzen entnehmen kann, zwischen denen die Beanspruchung schwanken darf, ohne daß der Bruch vor einer bestimmten Anzahl von Lastwechseln eintritt. Wählt man z. B. Grenzbeanspruchungen, die etwas über den Elastizitätsgrenzen für Zug und Druck liegen, so kann die Anzahl der zulässigen Lastwechsel auf wenige Einheiten herabgemindert werden.

Wenn man dagegen die Beanspruchungen auf etwa ein Drittel dieser Grenzen beschränkt, so kann die Anzahl der Lastwechsel praktisch unendlich groß werden.

Diese Dauerfestigkeitsgrenzen haben eine große Bedeutung im Maschinenbau. Sie zeigen im besonderen, daß, wenn die Wechselbeanspruchungen stellenweise Werte erreichen können, die nicht weit von der Elastizitätsgrenze entfernt sind, der Bruch eines Maschinenteiles, der auf Grund von Elementarberechnungen als überbemessen erscheint, umso schneller herbeigeführt wird, je größer die Zahl der Lastwechsel ist.

Erwähnt sei hier der bekannte Fall von Maschinenwellen, die scharf abgesetzt sind; in der Nähe der unvermittelten Querschnittsübergänge können die elastischen Beanspruchungen sehr groß werden, so daß die Wellen ohne ersichtlichen Grund brechen.

Dasselbe gilt von den Nietverbindungen, bei denen die wirkliche Beanspruchung nahe der Elastizitätsgrenze der Lochleibung liegt; auch diese Verbindungen sind sehr empfindlich gegen Wechselbeanspruchung. Daher müssen Lokomotiv-, Eisenbahnwagen- oder Automobilrahmen in genieteter Konstruktion reichlich überbemessen werden, während geschweißte oder gepreßte Rahmen viel leichter gehalten werden können.

2. *Beton.*

Die Formänderungskurve des Betons wurde viel weniger erforscht als die des Stahles. Ihre allgemeine Form weist am Anfang einen beinahe geradlinigen Teil

auf, der in eine ausgesprochene Kurve übergeht, sobald die Beanspruchung einen Wert überschreitet, der ungefähr gleich der Hälfte der Bruchgrenze ist (Fig. 2).

Beansprucht man einen Probekörper beträchtlich über die Proportionalitätsgrenze hinaus, ohne dabei besondere Vorkehrungen zu treffen, so entstehen Risse, die mit der Belastung zunehmen, bis der Bruch eintritt.

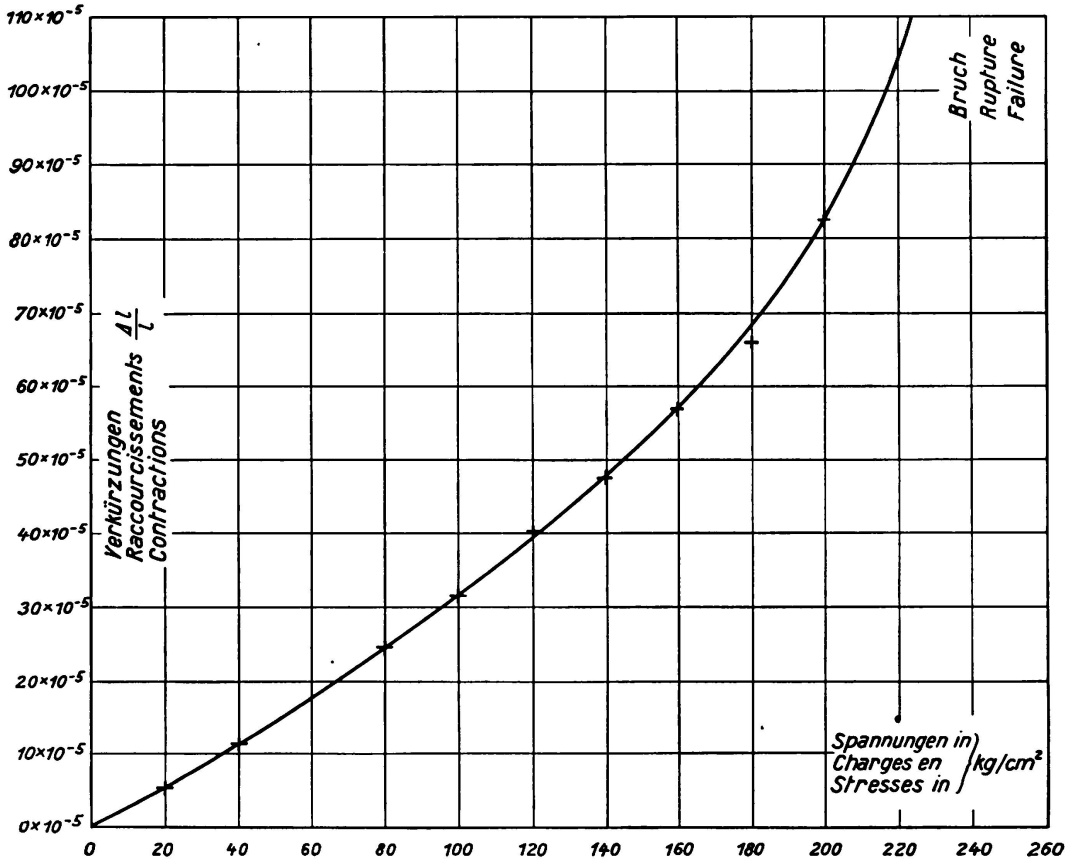


Fig. 2.

Spannungs-Dehnungskurve des Betons.

Wenn man dagegen die Querdehnung des Betons verhindert, sei es durch Umschnürung oder durch hydraulischen Druck oder durch die den auf Druck beanspruchten Bauteil umgebende Betonmasse, so stellt man fest, daß man, genau wie beim Stahl, nach plastischer Formänderung einen neuen Zustand des Werkstoffes erzielen kann, in dem dieser sich gegenüber wechselnden Beanspruchungen elastisch verhält, vorausgesetzt, daß diese Beanspruchungen innerhalb bestimmter Grenzen bleiben (Fig. 3).

Der Fall des Betons wird durch das diesem Baustoff eigentümliche Schwinden und Kriechen, das ist eine langsam zunehmende Formänderung unter dem Einfluß dauernder Belastung, verwickelt.

Herr *Freyssinet* hat im besonderen gezeigt, daß ein Probekörper aus Beton bei längerer Belastung eine Längenverminderung erfährt, die ungefähr zweimal so groß ist, als wenn er derselben Belastung nur während sehr kurzer Zeit ausgesetzt wird. Alles geht beim Beton so vor sich, als ob der Elastizitätsmodul unter der

Einwirkung einer lange andauernden Belastung um ungefähr 50 % herabgesetzt würde. Diese Erscheinung spielt eine wichtige Rolle beim Ausgleich der Kräfte in den auf Druck beanspruchten Betonteilen.

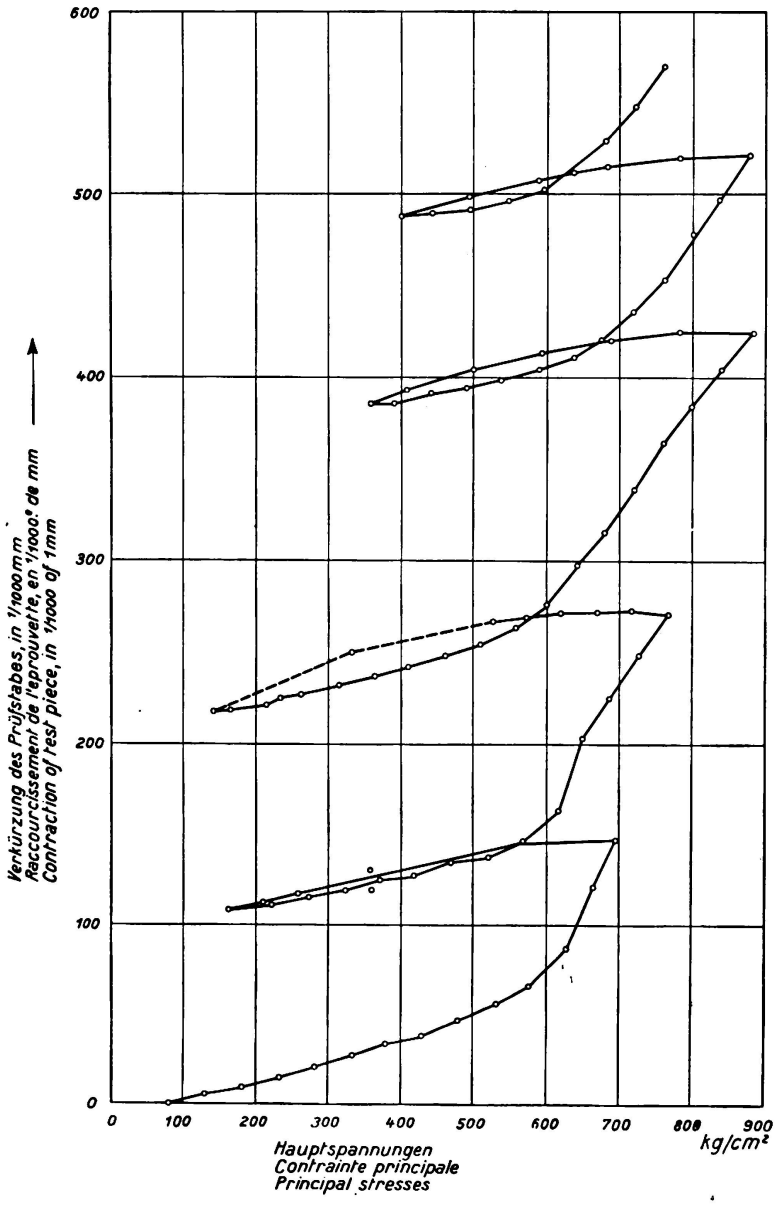


Fig. 3.

Deformation eines Prüfstabes aus Beton mit hydraulischer Seitenpressung (Umschnürung).

So kann z. B. die Platte eines Plattenbalkens, wenn sie einige Zeit nach dem Steg des Trägers hergestellt wird, während dieser bereits belastet ist, nach einer gewissen Zeit einen Teil der Druckkräfte auszuhalten haben, die nach und nach eine Verkürzung des von Druck beanspruchten Teiles des Steges bewirkt haben werden.

Die Kräfteverteilung in einem belasteten Mast ändert sich nach einiger Zeit. Die Beanspruchung in den Eiseneinlagen wird viel größer als am Anfang, wo

der Beton noch nicht unter dem Einfluß der Belastung seine volle Verkürzung erfahren hatte.

Kurz zusammengefaßt, wird ein Bauteil aus Beton, der eine dauernde Beanspruchung von ungefähr 60 % der Bruchlast zu ertragen hat, eine Formänderung erleiden, die sechs- oder achtmal so groß ist, als wenn derselbe Bauteil einer gewöhnlichen kurzseitigen Beanspruchung ausgesetzt wäre, und zwar auf Grund der Form der Formänderungslinie und des Kriechens unter dauernder Belastung.

3. *Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl.*

Bei den Eisenbetonbauten wird der Verbund zwischen Rundeisen und Beton viel mehr durch die Umschließungskraft des Betons als durch Oberflächenhaftung gewährleistet. Dies wird dadurch bewiesen, daß man eine gleichbleibende Kraft entwickeln muß, um einen Bewehrungsstab im Beton zum Gleiten zu bringen. Wenn das Haften nur oberflächlich wäre, so würde die Kraft auf einen sehr geringen Wert hinuntergehen, sobald erst einmal eine kleine gegenseitige Verschiebung eingetreten wäre (Fig. 4).

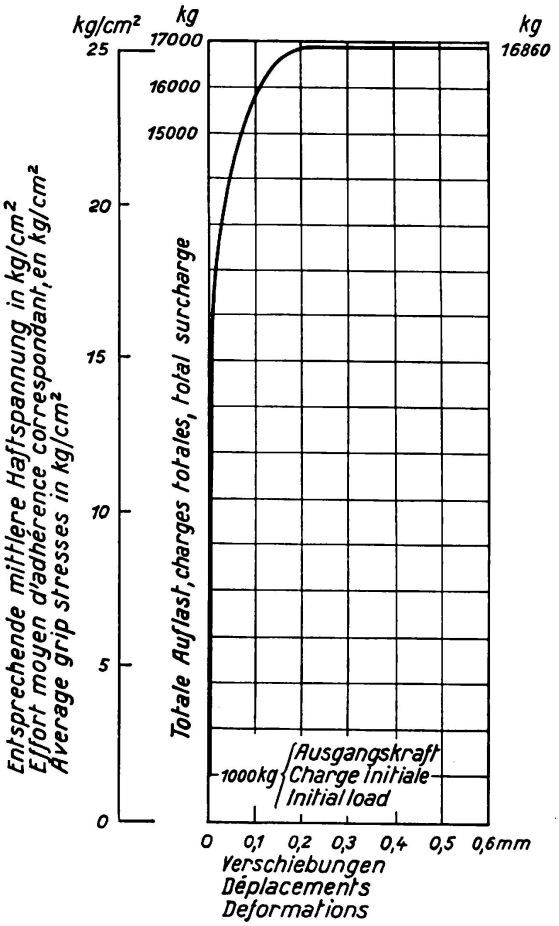


Fig. 4.

Das Gleiten der Bewehrungen im Beton.

Diese Möglichkeit zum Gleiten ohne Aufhebung des Verbunds gestattet erst die Übertragung von Kräften von einem Stabe zum anderen mittels des Betons. Es ist in der Tat unmöglich, daß ein Stab auf einen benachbarten Stab die in ihm herrschende Zugkraft überträgt, ohne daß zwischen den beiden Stäben und dem

Beton ein endliches Gleiten auftritt, das von der Größenordnung eines halben Hundertstels des Stabdurchmessers sein kann.

Damit dieses Haften durch Umschließungskräfte nicht aufgehoben wird, ist es unbedingt erforderlich, zu große Unterschiede in den Kräften zwischen Beton und Eisen zu vermeiden. Sonst steht zu befürchten, daß aufeinander folgende gegenseitige Bewegungen der beiden Bauteile in kurzer Zeit dazu führen, daß die Betonhülle gelockert wird, und daß infolgedessen das Haften aufgehoben wird. Diese einfache Überlegung zeigt uns, wie nützlich die Haken an den auf Zug beanspruchten Stäben sind, sobald außergewöhnliche oder zu häufig wiederholte Formänderungen das Haften beeinträchtigt haben, während sie die Widerstandsfähigkeit kaum erhöhen, solange das Bauwerk neu ist.

4. *Formänderungen während der Biegung.*

Die nicht elastische Formänderung eines Trägers während der Biegung kann entweder aus nicht elastischer Formänderung des Stahles oder aus nicht elastischer Formänderung des Betons oder aus beiden zusammen herrühren.

Wenn der auf Druck beanspruchte Beton stark übermessen ist, so ist allein die plastische Formänderung des Stahles von Bedeutung. Die Erfahrung zeigt, daß die großen Formänderungen dann beginnen, sobald die Streckgrenze des Stahles erreicht ist, und daß sie, wenn der Träger gut durchgebildet ist, beträchtlich anwachsen können, ohne die Tragfähigkeit merklich zu beeinflussen.

Wenn man den Träger in der üblichen Weise berechnet, ist das Biegungsmoment, das erforderlich ist, um diese großen Formänderungen hervorzurufen, ungefähr doppelt so groß, als das der Bemessung des Trägers zugrunde gelegte.

Nimmt die Belastung ab, so geht ein Teil der Formänderung zurück, und der Träger ist aufs neue imstande, sich elastisch zu verformen. Sein elastisches Verhalten hat sich jedoch geändert. Man kann die größere Biegungsfähigkeit der bereits verformten Zonen dadurch berücksichtigen, daß man nur den um die Betonzugzone verminderten Querschnitt in Ansatz bringt, und einen geeigneten Wert für $n = \frac{E_e}{E_b}$ wählt.

Diese Ergebnisse werden durch die Versuche von Herrn *Dumas,* Ingénieur des Ponts et Chaussées, über die Formänderungsfähigkeit wiederholt belasteter Träger bestätigt (Fig. 5).

Im Zusammenhang mit diesen beträchtlichen Dehnungen des Stahles treten Risse in der Zugzone des Betons auf. Praktisch begrenzen diese Risse die Größe der möglichen Formänderung. Welche Größe und Zahl der Risse zulässig ist, hängt ganz vom Verwendungszweck des Bauwerks ab.

Häufig findet man diese Risse in der Nähe der Stützpunkte der Platten, wo der auf Druck beanspruchte Beton stets im Übermaß vorhanden ist. Handelt es sich um Decken in einem Wohnhaus mit darübergelegtem Parkett, so haben die Risse nur geringe Bedeutung; wenn die Decke dagegen mit einem darauf haftenden Estrich versehen ist, so ist das Zutagetreten dieser Risse auf dem Fußboden sehr unangenehm. Noch mehr als bei einem geschützten Bauwerk sind solche Risse bei einem der Witterung ausgesetzten Bauwerk zu beanstanden, da diese Risse zerstörenden Witterungseinflüssen größere Angriffsmöglichkeiten

bieten. Auf alle Fälle erscheint es bedenklich, ohne Vorsorge gegen die schädlichen Wirkungen der Risse zu treffen, eine Gesamtdehnung zu überschreiten, die zwei- bis dreimal so groß ist wie die unter normalen elastischen Beanspruchungen.

Falls der Beton eine plastische Formänderung erleidet, ist der Vorgang beträchtlich verwickelter. Da die Formänderungslinie des Betons eine Kurve ist, ändert sich das Spannungsverteilungsdiagramm und nimmt der Hebelarm der inneren Kräfte ab.

Dennoch bleibt der Vorgang im ganzen derselbe wie bei einfacher Druckbelastung. Die großen Formänderungen, die von der Zusammendrückung des

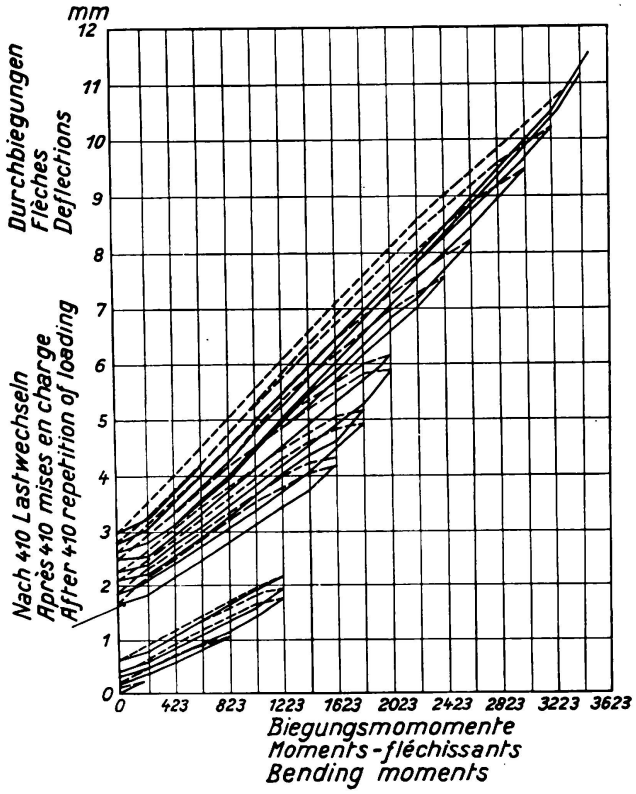


Fig. 5.
Deformation eines auf Biegung beanspruchten Balkens.

Betons ausgehen, führen im Gegensatz zu denen, die von der Dehnung des Stahls ausgehen, kaum zur Rißbildung. Immerhin muß man dafür sorgen, daß der Beton die plastische Formänderung aushalten kann, ohne zu Bruch zu gehen. Eine Grenze ist deshalb noch erforderlich. Würde die Querdehnung des Betons nicht durch besondere Maßnahmen beschränkt, so dürfte die Beanspruchung die Hälfte der Bruchfestigkeit nicht überschreiten (wobei mit der Zeit die Formänderung auf ungefähr das Vier- bis Fünffache der bei gewöhnlicher Beanspruchung anwächst). Die Formänderungen können dagegen größer sein, wenn der Zusammenhalt des Kernes unter großer Druckbeanspruchung durch geeignete Umschnürung gewährleistet ist.

Wenn sich beide Erscheinungen überlagern, was bei rechteckigen Trägern im allgemeinen der Fall ist, so liegen die günstigsten Bedingungen dafür vor, daß die größten Formänderungen mit einem Mindestmaß an Störungen verbunden sind.

5. *Plastische Formänderungen unter dem Einfluß von Schubkräften.*

Es gibt nur wenige Versuche über die Widerstandsfähigkeit vollwandiger Träger gegen Schubkräfte. Jedoch zeigen die Erfahrung der Konstrukteure und die wenigen Versuche, die wir zu Rate ziehen oder durchführen konnten, daß die einzelnen Bewehrungssysteme, die man verwenden kann (Eiseneinlagen parallel zur Schubkraft oder unter einem Winkel von 0 bis 45° dagegen geneigt), gleichwertig sind. Dies beweist, daß der Träger sich anpassen kann. Trotzdem stellt man immer wieder Risse unter 45° fest, sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten ist. Solche Risse treten so häufig auf, daß man sich daran gewöhnt hat und sie nachgerade als völlig normal betrachtet. Dennoch sind sie die sichtbare Spur der Anpassung, deren Vorhandensein bei Biegung man häufig verneint. Es liegt also kein Grund vor, diese Einschränkung zu machen.

Bedeutung der plastischen Formänderungen.

Wir haben bisher gezeigt, daß die plastischen Formänderungen in allen Teilen eines Bauwerkes eine andere Verteilung der Kräfte zwischen Beton und Stahl innerhalb desselben Querschnittes herbeiführen. Außerdem bewirken sie einen Kräfteausgleich zwischen verschiedenen Bauteilen.

Die größere Verformbarkeit überbelasteter Bauteile führt dazu, daß die Belastung der weniger beanspruchten und dadurch verhältnismäßig viel steiferen Bauteile zunimmt.

Die Plastizität der Baustoffe ermöglicht es somit einem Bauwerk, sich „anzupassen", d. h. sich unter dem Einfluß der äußeren Kräfte derart nicht elastisch zu verformen, daß die weniger widerstandsfähigen Bauteile durch die steiferen entlastet werden.

Diese neue Kräfteverteilung kann offenbar nur eintreten, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt sind:

1. Die nicht elastischen Formänderungen müssen auftreten können, ohne die Haltbarkeit des Bauwerkes in Frage zu stellen, d. h., daß man innerhalb des Systems eine mit der Festigkeit der Bauteile zu vereinbarende Kräfteverteilung finden können muß. Insbesondere muß, wenn infolge der größeren Formänderungen Risse entstehen, die Verbindung der beiden Riß-Lippen durch eine Bewehrung genügend großen Querschnittes übernommen werden, damit die Kräfte über die Risse hinweg übertragen werden können.

2. Wenn ein Bauteil nicht widerstandsfähig genug ist, so muß seine Formänderung zur Folge haben, daß ein Teil seiner Belastung auf ein widerstandsfähigeres Element übertragen wird.

Mit einem Worte, das System muß statisch unbestimmt und standsicher sein. Die nicht genügend widerstandsfähigen Bauteile werden die Rolle von unvollkommenen Gelenken spielen, die während ihrer Formänderung eine Kraft aufnehmen werden, die diejenige nicht übersteigt, die der Streck- oder Stauchgrenze der Baustoffe entspricht.

Das so entstandene neue System weist Widerstandsverhältnisse auf, die von denen des ursprünglichen Systems verschieden sind. Es hat sich eine Kräfteverteilung eingestellt, die den wirklichen Möglichkeiten des Systems besser entspricht und, trotz elastizitäts-theoretischer Fehler, die dem Entwurf anhaften,

kann sich das System unter dem Einfluß der Belastung einwandfrei verhalten. Hier tritt der Vorteil der statisch unbestimmten Systeme in Erscheinung: ein Fehler kann durch die Formänderung einiger ungenügend bemessener Bauteile ausgeglichen werden, während bei einem streng statisch bestimmten System jede, wenn auch rein örtliche Unterbemessung unweigerlich zu beträchtlichen Formänderungen führt, da ihnen nichts entgegenwirkt, wenn eine dauernd wirkende äußere Kraft sie hat erzeugen können.

Die Aufgabe wird indessen bedeutend verwickelter, wenn es sich um veränderliche Kräfte handelt. Wir müssen nun erforschen, was geschieht, wenn das System nach einer ersten Gesamtbelastung entlastet wird.

Soweit es die plastisch verformten Bauteile zulassen, hat das System die Neigung, seine ursprüngliche Gestalt wieder anzunehmen.

Diese Rückkehr in den früheren Zustand wird zur Folge haben, daß je nach dem Verhältnis zwischen der Größe der Nutzlasten und des Eigengewichtes eine Herabminderung oder sogar ein Richtungswechsel der Kräfte in den Bauteilen auftritt, die plastische Formänderungen erlitten haben.

Wir haben nun im Vorhergehenden gesehen, daß, zwar die elastischen Formänderungen oft, die plastischen Formänderungen jedoch nur einmal, bzw. nur wenige Male wiederholt werden dürfen.

Die Standfestigkeit des Systems ist also nur dann dauernd gewährleistet, wenn unter dem Einfluß aller möglichen Lastschwankungen alle diejenigen Formänderungen völlig elastisch bleiben, die nach der (elastischen oder nicht elastischen) Gesamt-Formänderung auftreten, die das System unter dem Einfluß der ungünstigsten Belastung erlitten hat.

Die Ungewißheit hinsichtlich des genauen Wertes aller inneren Kräfte dürfte dazu verpflichten, die wechselnde elastische Formänderung etwa durch die Vorschrift zu begrenzen, daß die nach üblichen Methoden berechneten, unter dem Einfluß veränderlicher Belastung eintretenden Schwankungen der Beanspruchung plastisch verformter Bauteile bestimmte Werte nicht überschreiten dürfen.

Bis diese Werte auf Grund genauer Versuche festgelegt werden können, bis, mit anderen Worten, Versuche die Dauerfestigkeitsgrenzen gegen wechselnde Kräfte ergeben haben, dürften die allgemein angenommenen Grenzen, nämlich die Hälfte der Streckgrenze für Stahl und $^{28}/_{100}$ der Druckfestigkeit für Beton, genügen, um jegliche Gewähr für Sicherheit zu bieten. Was das Haften der Bewehrung betrifft, so wird man sich vergewissern müssen, daß ausreichende Verankerungen vorhanden sind, um auf alle Fälle die Kräfte zu übertragen.

Anwendungen. Unvollkommene Gelenke.

Grundsätzlich besteht ein unvollkommenes Gelenk aus einer dünnen, zwischen zwei Fluchten von Bewehrungseisen eingefaßten Betonschicht. Diese Eisen üben die zur Erhaltung des Betonkernes erforderliche Umschnürungswirkung aus und leiten die Druckkräfte auf den übrigen Teil des Bauwerkes über.

Die nicht elastischen Verdrehungen, die infolge des Schwindens des Betons oder bei der ersten Belastung des Bauwerkes auftreten, werden durch die plastische Formänderung des Betonkerns, die beträchtlich sein kann, aufgenommen. Um die Haltbarkeit dauernd zu gewährleisten, wird es genügen, dafür

zu sorgen, daß die unter den veränderlichen Lasten auftretenden Änderungen der Beanspruchung des Kernes innerhalb zulässiger Grenzen bleiben.

Halb eingespannte Decken.

Es ist im allgemeinen üblich, die Eisenbetondecken aus Platten und Balken zu bilden, deren Biegungsmomente nicht nach der Elastizitätstheorie, sondern lediglich z. B. auf Grund der Annahme berechnet werden, daß bei gleichmäßig verteilter Belastung das Biegungsmoment in Feldmitte kleiner ist als das Moment des frei aufliegenden Balkens und daß der Absolutwert der Stützenmomente etwas größer ist als der Unterschied zwischen dem in Feldmitte angenommenen Moment und dem Größtmoment des frei aufliegenden Trägers.

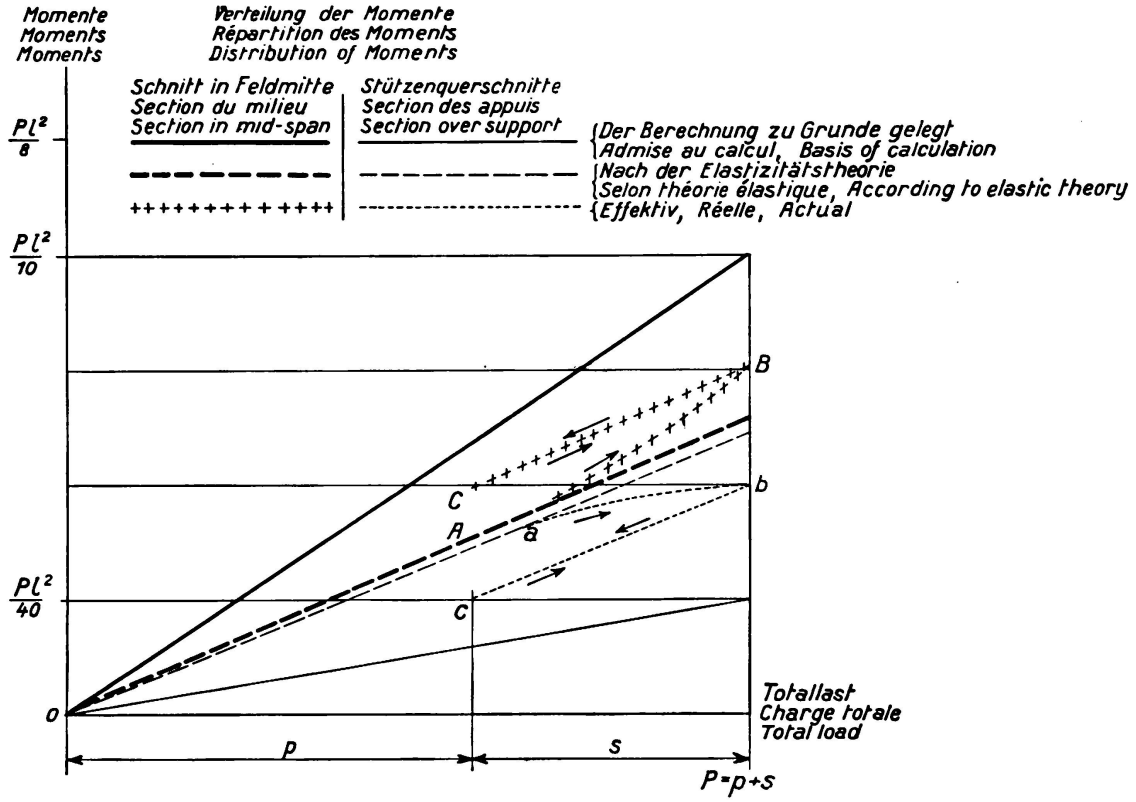


Fig. 6.

Spannungen über den Stützen und in Feldmitte eines halb-eingespannten Balkens.

Wir wollen nunmehr prüfen, wie sich unter diesen Umständen die Biegungsmomente in Feldmitte und über den Stützen wirklich verteilen, wenn man den Balken zunehmend belastet.

Im Anfange der Belastung verhält sich der ganze Balken elastisch. Die Kräfteverteilung entspricht der Theorie. Sobald die Dehnungen in den Stützenquerschnitten sich dem plastischen Bereich nähern, nehmen die Formänderungen bei nahezu gleichbleibendem Moment rasch zu. Es tritt eine Drehung der Querschnitte über den Stützen ein und die Beanspruchungen im Felde steigen schneller an als am Anfang (Kurven AB und ab, Fig. 6).

Man gelangt so zur vorgesehenen Gesamtlast (p + s), für die das vom Stützenquerschnitt aufgenommene Moment das Doppelte des der Bemessung zu Grunde

gelegten Moments nicht merklich übersteigen kann, während das in Feldmitte aufgenommene Moment immer noch geringer ist als das vorgesehene.

Entlastet man in diesem Augenblick um einen gewissen Betrag, so verhält sich das Ganze elastisch. Die Schaulinie der aufgenommenen Stützenmomente wird durch die Linie bc dargestellt, während das Moment in Feldmitte nach der Linie BC abnimmt.

Würde man die Belastung bis auf Null herabsetzen, so würde der Augenblick kommen, wo die Beanspruchungen in den Stützenquerschnitten zu Null werden und schließlich sogar ihr Vorzeichen wechseln würden. Wir haben jedoch gesehen, daß, um die Haltbarkeit des Bauwerks auf die Dauer zu gewährleisten, die Abnahme der Spannung im plastisch verformten Querschnitt unter dem Einfluß der Nutzlast allein innerhalb einer gewissen Grenze bc bleiben muß.

Man kann auf diese Weise bestimmen, wie groß das Verhältnis der veränderlichen Nutzlast zum Eigengewicht sein darf, damit die Haltbarkeit des Bauwerkes dauernd gesichert ist.

Wir wollen nun diese Überlegungen auf eine gewöhnliche Deckenplatte mit Balkenrippen anwenden, die für ein Feldmoment $\frac{Pl^2}{10}$ bemessen wurde.

$$P = p + s,$$

wobei p das Eigengewicht
und s die gleichmäßig verteilte Nutzlast ist.

Die Stützenquerschnitte mögen mit dem Moment $\frac{Pl^2}{10}$ berechnet worden sein.

Untersucht man einen in dieser Weise bemessenen Balken nach der Elastizitätstheorie und berücksichtigt dabei den Unterschied des Trägheitsmomentes in Feldmitte und über den Stützen, so stellt man fest, daß das Stützenmoment nahezu gleich $\frac{Pl^2}{15}$ ist.

Wollen wir also erreichen, daß im Stützenquerschnitt die Aufhebung der Belastung nur eine mit seiner Festigkeit zu vereinbarende Änderung des Momentes erzeugt, so muß

$$\frac{sl^2}{15} < (p + s)\frac{l^2}{30}$$

sein.

Diese Ungleichung zeigt, daß s kleiner sein muß als p. Wenn wir nunmehr den Fall eines gleichmäßig belasteten rechteckigen Balkens betrachten, so kommt es nicht selten vor, daß er mit einem Moment $\frac{Pl^2}{15}$ in der Mitte und über den Stützenpunkten berechnet wird.

Das wirkliche Stützenmoment eines solchen Balkens ist aber, da sein Trägheitsmoment konstant ist, gleich $\frac{Pl^2}{12}$.

Als Bedingung für die Sicherheit muß somit die Ungleichung bestehen:

$$\frac{sl^2}{12} < (p + s)\frac{l^2}{15}$$

woraus $s < 4\,p$ folgt.

Diese einfache Berechnung liefert uns eine Erklärung dafür, warum man zum Tragen geringer Nutzlasten bestimmte Decken (z. B. Decken in Wohnhäusern, bei denen die Nutzlast geringer ist als das Eigengewicht) nach empirischen Formeln, die in offenbarem Widerspruch zur Elastizitätstheorie stehen, bemessen kann, während es hingegen unmöglich ist, nach denselben Formeln schwer belastete Decken für Lagerhäuser zu berechnen, ohne daß in kurzer Zeit Mängel auftreten.

Je geringer das Eigengewicht im Vergleich zur Nutzlast ist, desto schwerer ist es, ein Bauwerk einwandfrei zu erstellen; dies trifft bekanntlich für Laufkranträger zu, die häufig wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind, und vor allem für Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton. Bei diesen sind besonders die Haftfestigkeitsbedingungen so schwer befriedigend zu erfüllen, daß es gewagt erscheint, solche Schwellen für stark befahrene Strecken zu verwenden. Indessen dürfte der Gedanke nicht abwegig sein, daß die Schwierigkeit durch besondere Maßnahmen behoben werden kann wie etwa durch so starkes Vorspannen der Bewehrung, daß ein Richtungswechsel der Beanspruchungen verhindert wird. Diese Lösung hat Herr *Freyssinet* besonders bei Masten für elektrische Leitungen angewandt. Er konnte hierbei feststellen, daß ein selbst sehr leichter Mast mit stark vorgespannten Bewehrungen unvergleichlich widerstandsfähiger und dauerhafter ist als ein entsprechender Mast mit nicht vorgespannter Bewehrung.

Stockwerkrahmen.

Die vorgetragenen Theorien könnten auf Stockwerkrahmen angewandt werden. Wir sind allerdings der Ansicht, daß bei der nahezu völligen Unkenntnis, die über die Kräfteverteilung während der Erstellung des Bauwerkes herrscht, die restlose Anwendung der aus der Festigkeitslehre abgeleiteten Formeln nur ziemlich zweifelhaften Wert hat. In der Tat, wird der Bau im allgemeinen so ausgeführt, daß die einzelnen Bauteile nur allmählich und in einer nicht immer vorhersehbaren Reihenfolge belastet werden. Außerdem können während der Bauausführung zufällige Belastungen die Kräfteverteilung erheblich verändern.

Zweckmäßiger wäre es deshalb, für das System die Möglichkeit nicht elastischer Formänderungen der am wenigsten widerstandsfähigen Bauteile unter der Einwirkung der ungünstigsten Lasten ins Auge zu fassen und zu prüfen, was geschieht, wenn man lediglich die Nutzlast wieder wegnimmt. Die dann auftretenden Formänderungen bleiben genügend elastisch, um die klassische Theorie des verformbaren Systems noch anwenden zu können, vorausgesetzt, daß der neue Zustand der plastisch verformten Bauteile in der Berechnung berücksichtigt wird. Es scheint, als ob die in der Praxis übliche Annahme eines Gelenkes in halber Höhe der Stützen im allgemeinen durch das Vorhergesagte gerechtfertigt werden kann.

Zusammenfassung.

Diese kurze Übersicht dürfte hoffentlich genügen, um zu zeigen, daß für die Standsicherheit der Bauwerke das Eigengewicht und die veränderlichen Lasten eine ganz verschiedene Bedeutung haben, und zwar bedingt durch die Eigenart der Baustoffe, die sich den Einwirkungen der ständigen Last anzupassen vermögen, dagegen nicht denen der veränderlichen Lasten.

Diese, durch die Erfahrung aller Konstrukteure bestätigte Feststellung führte übrigens die Verfasser der Bestimmungen der Vereinigung französischer Eisenbetonunternehmungen (Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France) dazu, die Nutzlasten im Verhältnis zum Eigengewicht zu erhöhen, um so auf einfache und wirkungsvolle Weise dem ausgesprochen ungünstigen Einfluß der Nutzlasten Rechnung zu tragen.

Die Massivbauten sind in dieser Hinsicht anderen Bauweisen eindeutig überlegen; massive Deckenplatten und Pilzdecken sind bei hohen Nutzlasten besonders zu empfehlen. Bei größeren Bauwerken, Brücken oder Talbrücken sollte man es vermeiden, die Fahrbahntafel durch Anordnung von Quer- und Längsträgern mit verhältnismäßig geringem Eigengewicht zu leicht zu machen. In jeder Hinsicht ist es zweckmäßiger, die Hauptträger unmittelbar unter den großen Lasten anzuordnen.

Zusammenfassend können wir sagen, daß die dauerhafteste Baukonstruktion diejenige ist, bei der die Schwankungen der Beanspruchung unter dem Einfluß der Nutzlasten im Verhältnis zur ständigen Beanspruchung möglichst klein sind. Dieses Ergebnis läßt sich durch Erhöhung des Eigengewichtes oder durch jede sonstige Maßnahme erreichen, durch die der Anteil der ständigen Beanspruchung an der Größtbeanspruchung vermehrt wird.

IIa 2
Festigkeit des Betons und des Eisenbetons bei dauernder und bei oftmals wiederholter Belastung.

La résistance du béton et du béton armé soumis à des efforts permanents et répétés.

The Strength of Concrete and Reinforced Concrete under Sustained and Frequently Repeated Loading.

O. Graf,
Professor an der Techn. Hochschule, Stuttgart.

Die Erforschung der Dauerfestigkeit des Betons erfordert langwierige und umfangreiche Versuche, u. a. weil die Festigkeit des Betons vom Alter des Betons abhängt, weil dabei außerdem die Behandlung des Betons Einfluß nimmt (Feuchtigkeit, Temperatur, auch der jeweils vorausgegangene Zustand, mit oder ohne Schwindspannungen), weil die Entwicklung der Festigkeiten des Betons von den Eigenschaften des Zements beeinflußt wird, weil die Festigkeit des Betons von der Größe der Betonkörper abhängt und weil die Anteilnahme der Eiseneinlagen an der Kraftübertragung von dem in weiten Grenzen veränderlichen Formänderungswiderstand des Betons abhängt, der sich in hohem Maße mit der Dauer der Last, mit der Größe der Anstrengung, mit dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons usf. ändert.

Hierzu treten noch die mannigfaltigen Einflüsse, die wir von den gewöhnlichen Versuchen mit Beton und Eisenbeton kennen (Zementgehalt, Verhältnis von Wassergehalt zu Zementgehalt, Kornzusammensetzung, Art der Gesteinsteile, Art der Verarbeitung usf.) und von denen auch festgestellt werden muß, ob sie die Dauerfestigkeit anders beeinflussen als die gewöhnliche Festigkeit.

Der Begriff Dauerfestigkeit ist hier allgemein benutzt; für die technische Anwendung ist dabei jeweils die Art der Dauerfestigkeit (Druck, Zug, Wechsel zwischen Druck und Zug, Biegung, Schub, Scherung, Knickung) und die Art der Beanspruchung (nur ruhend, nur oftmals wiederholt, teilweise ruhend und teilweise oftmals wiederholt usf.) besonders zu ermitteln und zu beachten.

Im folgenden wird kurz zusammengefaßt, was über die Dauerfestigkeit des Betons und des Eisenbetons zur Zeit bekannt ist. Es zeigt sich dabei, wie der Berichter wiederholt an berufener Stelle dargelegt hat, daß für eine systematische Erforschung noch viele Fragen offen stehen.

1. *Dauerdruckfestigkeit des Betons.*

Die im folgenden mitgeteilten Zahlen gelten für Beton, der bei der Prüfung älter als $^1/_2$ Jahr war und nach anfänglicher feuchter Behandlung in Arbeitsräumen aufbewahrt war.

a) *Dauerdruckfestigkeit bei ruhender Belastung* (Dauerstandfestigkeit). Ergebnisse von Versuchen über die Festigkeit des Betons bei lang dauernder ruhender Last fehlen zur Zeit noch. Doch liegen einige Beobachtungen vor, welche für die Anlage der weiteren Versuche benutzt werden. Es handelt sich um die unter b) und c) erwähnten Versuche, nach denen zu erwarten ist, daß die Dauerstandsfestigkeit des Betons vielleicht über $^4/_5$ der Festigkeit betragen kann, die beim gewöhnlichen Druckversuch auftritt.[1]

b) *Dauerdruckfestigkeit bei oftmals wiederholter Belastung* (Ursprungsfestigkeit). Zu den orientierenden Versuchen von *Joly*, von *Hatt*, von *Ornum*[2] und von *Mehmel*[2] sind in neuerer Zeit von *Graf* und *Brenner*[3] umfassende Versuche für den Deutschen Ausschuß für Eisenbeton ausgeführt worden.

Hiernach fand sich die Ursprungsdruckfestigkeit von Betonsäulen mit verschiedener Zusammensetzung, insbesondere mit verschiedenem Zementgehalt und mit verschiedener Körnung zum rd. 0,6fachen der Prismenfestigkeit aus dem gewöhnlichen Bruchversuch. Die Zusammensetzung des Betons blieb von geringer Bedeutung; die Verhältniszahl ging mit steigender Festigkeit im allgemeinen etwas zurück.

Dabei traten rd. 260 Lastwechsel in der Minute auf; die Gesamtzahl der Lastwechsel, für welche die Ursprungsfestigkeit ermittelt wurde, betrug 2 Millionen.

Mit zunehmender Lastwechselfrequenz (geprüft wurde mit 10 bis 450 Lastwechseln in der Minute) ist die Zahl der Wiederholungen, welche zum Bruche führte, größer geworden. Die Ursprungsfestigkeit ist bei größerer Lastwechselfrequenz etwas größer ausgefallen.

c) *Dauerdruckfestigkeit bei gleichzeitiger Wirkung von ruhenden und von oftmals wiederkehrenden Lasten.*

Wenn zu den oftmals wiederkehrenden Lasten ruhende Lasten hinzutraten, so nahm die Schwingungsweite der bewegten Lasten, die 2 Millionen Mal ertragen wurde, mit Steigerung der ruhenden Lasten ab. Beispielsweise zeigt Fig. 1, daß bei einem Beton mit der Prismenfestigkeit von 180 kg/cm² die Schwingungsweite S betrug

bei der ruhenden Last $\sigma_u = 6$ kg/cm² $S = 109$ kg/cm²,
„ „ „ „ $\sigma_u = 118$ „ $S = 39$ „ ,
„ „ „ „ $\sigma_u = 157$ „ $S = 8$ „ .

[1] Wenn es sich darum handelt, dementsprechend die zulässige Druckspannung des Betons zu erhöhen, so ist zu beachten, daß außerdem die Größe der Formänderungen des Betons bei lang dauernder Last in Betracht kommen kann (vergl. u. a. *Graf*, „Beton und Eisen" 1934, Seite 167 uf., ferner *Hummel* „Zement" 1935, Seite 799 uf.)

[2] Vergl. u. a. *Graf*, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente", Verlag Julius Springer, Berlin, Seite 116 uf., ferner *Hatt* und *Mills*, "Bulletin 34 of the Purdue University", 1928.

[3] Vergl. u. a. Heft 76 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Ein weiterer Bericht erscheint im Jahr 1936.

Jeder Versuch dauerte dabei mindestens 5 Tage. Die soeben mitgeteilten Zahlen machen ferner aufmerksam, daß die Widerstandsfähigkeit gegen ruhende Lasten bei einer Dauer von rd. 5 Tagen nahe der Prismenfestigkeit aus dem gewöhnlichen Bruchversuch lag (165 kg/cm² als Gesamtlast beim Dauerversuch gegen 180 kg/cm² beim Bruchversuch).

d) *Allgemeines über die Dauerdruckfestigkeit.*

Nach den Bestimmungen für Beton und Eisenbeton beträgt die zulässige Druckbeanspruchung in mittig gedrückten Säulen höchstens $^1/_3$ der Würfel-

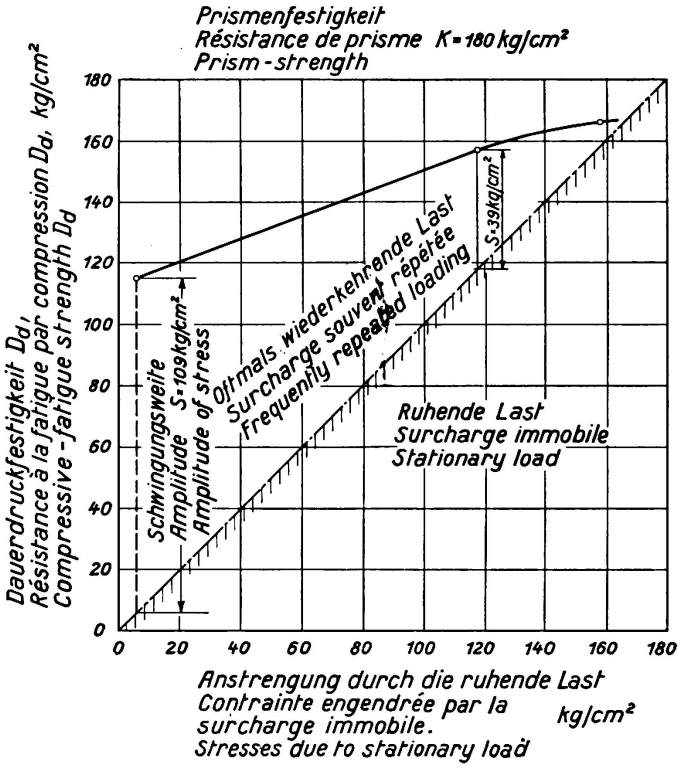


Fig. 1.

Dauerdruckversuche mit unbewehrten Betonprismen.

festigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen. Wenn man die Säulenfestigkeit zu mindestens $^2/_3$ der Würfelfestigkeit voraussetzt, so beträgt die zulässige Anstrengung des Betons die Hälfte der Säulenfestigkeit.

Diese Anstrengung ist nicht viel kleiner als die Widerstandsfähigkeit der Säulen gegen oftmals wiederholte Druckbelastungen, wenn man die Steigerung der Festigkeit mit dem Alter außer acht läßt. Wenn man eine deutliche Steigerung der Festigkeit mit dem Alter voraussetzt, so dürfte die heute in Deutschland übliche Anstrengung des Betons in mittig gedrückten Säulen zweckentsprechend sein, auch wenn oftmals wiederkehrende Lasten allein maßgebend sind.

In der Zukunft kann erwogen werden, unter welchen Bedingungen eine Erhöhung der zulässigen Betondruckspannung angängig ist, wenn vorherrschend ruhende Lasten oder nur solche maßgebend sind.

2. *Dauerzugfestigkeit des Betons.*

Hierzu sind in Karlsruhe Versuche ausgeführt worden; sie haben bei Zugbelastung ähnliche Verhältniszahlen geliefert, wie sie unter 1a und 1b für Druckbelastung angegeben sind;[4] die Ergebnisse sind noch nicht veröffentlicht.

3. *Dauerbiegefestigkeit des Betons.*

Clemmer[5], später *Olden*[5], haben die Dauerbiegefestigkeit von Straßenbeton untersucht. Die Last wirkte minutlich 40 mal. Die Ergebnisse zeigen, daß die

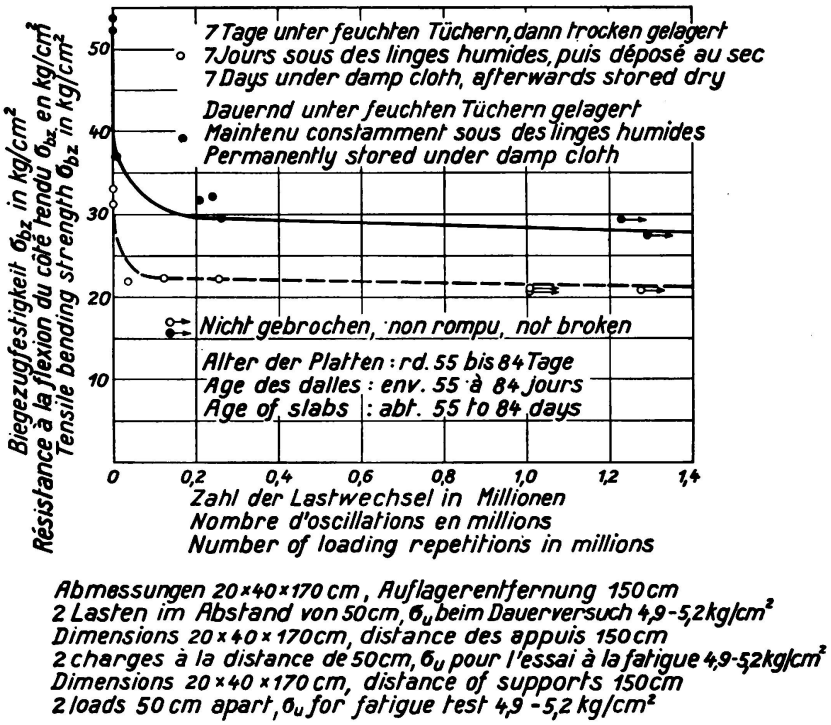


Fig. 2.

Dauerbiegeversuche mit unbewehrten Betonplatten.

Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu rd. $^1/_2$ der in üblicher Weise ermittelten Biegefestigkeit zu erwarten ist.

Eigene Versuche aus dem Jahre 1935, wiedergegeben in Fig. 2, lieferten folgendes. Balken, die dauernd feucht gehalten waren, ergaben die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu 28 kg/cm², die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 53 kg/cm², entsprechend den Verhältniszahlen 0,53:1. Balken, die nach anfänglicher feuchter Behandlung trocken gelagert hatten, lieferten die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu nur 21 kg/cm², die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 32 kg/cm², d. i. 0,66:1.

Weitere Versuche sind eingeleitet.

---

[4] Nach Mitteilungen von Herrn Professor Dr. Ing. *Kammüller*.

[5] Im Auszug mitgeteilt bei *Graf*, „Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Seite 117.

4. *Dauerdruckfestigkeit der Eisenbetonsäulen.*

Wenn man die Dauerfestigkeit der Eisenbetonsäulen beurteilen will, so ist von vornherein zu beachten:

a) Die Elastizität des Stahls und damit auch der Knickwiderstand der Bewehrungseisen werden durch langdauernde Lasten, auch durch oftmals wiederholte Lasten nicht oder nur unerheblich beeinflußt;

b) die Quetschgrenze wird mit länger dauernden Lasten kleiner ermittelt[6];

c) die Formänderungen des Betons sind in hohem Maße von der Dauer und von der Größe der Belastung abhängig; der Anteil des Betons an der Kraftübertragung in Eisenbetonsäulen ändert sich deshalb mit der Dauer der Belastung und mit der Größe der Belastung, ist überdies von der Zusammensetzung des Betons und von seinem Feuchtigkeitszustand abhängig.

Ergebnisse von Untersuchungen über die Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen bei langdauernder Last, bei oftmals wiederholten Lasten oder bei gleichzeitiger Wirkung ruhender und oftmals wiederkehrender Lasten sind dem Berichter bis jetzt nicht bekannt geworden.

5. *Dauerbiegefestigkeit von Eisenbetonplatten.*

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonplatten üblicher Bauart und üblicher Ausführung wird durch den Widerstand des Eisens in der Zugzone bestimmt.

Unter allmählich und langsam steigenden Lasten wird die Streckgrenze des Eisens der Zugzone überschritten; damit entstehen unter gewöhnlichen Verhältnissen so große Verformungen der Platten, daß sie praktisch unbrauchbar erscheinen. Dementsprechend ist die Tragfähigkeit der Platten bei ruhender Last unmittelbar von der Streckgrenze der Zugbewehrung abhängig. Die Streckgrenze wird bei lang dauernder Last etwas kleiner ermittelt als beim gewöhnlichen Zugversuch (vergl. unter 4).

Der Widerstand der Zugbewehrung unter oftmals wiederholter Belastung (Ursprungsbelastung) kann bei gewöhnlichem Rundeisen die Streckgrenze erreichen, sofern die Oberfläche eine ordentliche Beschaffenheit aufweist.[7] Für Stähle mit hoher Streckgrenze ist die Ursprungszugfestigkeit kleiner als die Streckgrenze; auch ist bei solchen Stählen die Abhängigkeit der Ursprungszugfestigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe weit mehr ausgeprägt als beim gewöhnlichen Handelseisen. Beispielsweise brach in einfachen Platten die Zugbewehrung,[8] wenn

$\sigma_{e\,max}$ größer war als . . .	2900	3100	3300	2830 kg/cm²
(Schwingungsweite	2570	2640	2830	2565 kg/cm²);
dabei betrug				
die Streckgrenze σ_s	2970	4280	4500	6150 kg/cm².
Das Eisen war beschafft als .	St. 37	St. 60	Istegeisen	Baustahlgewebe.[8]

Hiernach und nach andern Stuttgarter Versuchen empfiehlt es sich, vorläufig anzunehmen, daß der Widerstand der Zugbewehrung unter oftmals wieder-

[6] Vergl. u. a. *Siebel* und *Pomp*, „Mitteilungen aus dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung", Band X, Abhandlung 100.

[7] Vergl. z. B. „Beton und Eisen" 1934, Seite 169.

[8] Näheres u. a. in „Beton und Eisen" 1935, Seite 149.

kehrenden Lasten mit Schwingungsweiten von rd. 2600 kg/cm² begrenzt ist. Dabei muß vorausgesetzt werden, daß das Eisen eine ordentliche Oberflächenbeschaffenheit hat und daß diese erhalten bleibt.

Es ergibt sich damit wie beim Stahlbau, daß für die Stähle mit hoher Streckgrenze bei ruhender Last höhere zulässige Anstrengungen möglich sind als bei bewegten und daß deshalb diese Stähle für Bauteile zu verwenden sind, die vorwiegend ruhende Lasten aufzunehmen haben.

Für die Wahl der zulässigen Belastung der Platten ist außer der Tragfähigkeit auch zu beachten, daß Risse im Beton der Zugzone den Schutz der Bewehrung verringern können, wenn die Rißweite für die jeweils obwaltenden Umstände, z. B. für Bauwerke im Freien, zu groß wird.[9] Zwischen den zugehörigen Feststellungen bei Versuchen und der Erfahrung an alten Bauwerken ist die erforderliche Beziehung für zulässige Rißbreiten noch nicht errungen.

6. *Dauerbiegefestigkeit von Eisenbetonbalken.*

Bei der Erörterung der Bedingungen für die Dauerfestigkeit der Platten unter Ziffer 5 ist vorausgesetzt, daß die Bewehrung unter den üblichen Verhältnissen ausreichend verankert ist und daß dabei die Eigenschaften des Betons unter-

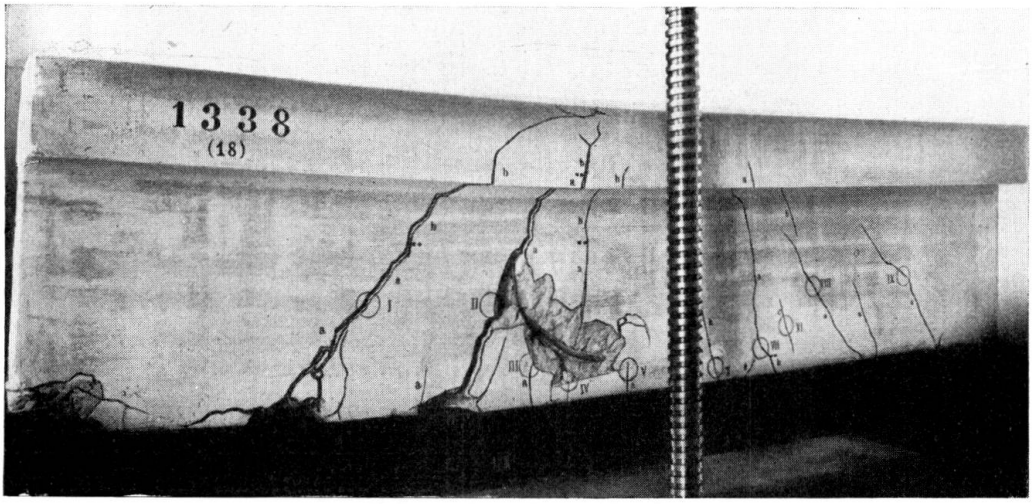


Fig. 3.

Eisenbetonbalken nach oftmaliger Biegebelastung.

geordnete Bedeutung haben, wenn die zur Zeit geltenden Vorschriften erfüllt sind, also die dort geforderten Mindestfestigkeiten des Betons überschritten sind. Diese Voraussetzung ist bei Balken im allgemeinen nicht angängig, weil in Balken stärkere Eisen als in Platten verwendet werden, womit die Pressungen des Betons durch die Haken usf. größer werden und weil die aufgehobenen Eisen an den Abbiegestellen erhebliche Druckkräfte übertragen müssen, die bei Eisen mit großem Durchmesser und Beton mäßiger Festigkeit zur Zerstörung des Betons führen können, ehe die Zugkräfte im Eisen die Streckgrenze erreichen,[10] vgl. Fig. 3.

Deshalb ist die Festigkeit des Betons auf die Abmessungen der Bewehrung

[9] Vergl. auch „Beton und Eisen" 1935, Seite 148.

[10] Vergl. u. a. „Beton und Eisen" 1935, Seite 147.

abzustimmen; jedenfalls ist von noch festzustellenden Grenzverhältnissen aus die notwendige Betonfestigkeit von der Bewehrung abhängig zu machen.[11] Diese Verhältnisse treten unter oftmals wiederkehrenden Lasten schärfer hervor als unter ruhenden Lasten.

Die meisten bis jetzt veröffentlichten Dauerbiegeversuche mit Eisenbetonbalken erstrecken sich auf die Feststellung des Einflusses von oftmals wiederkehrenden Lasten unterhalb der Dauerfestigkeit auf die nach dem Dauerversuch in gewöhnlicher Weise ermittelte Höchstlast. Es war nach den Erkenntnissen aus vielen Dauerversuchen anderer Art zu erwarten, daß oftmals wiederholte Lasten, die erheblich über der zulässigen Last, aber unter der Dauerfestigkeit liegen, die gewöhnliche Bruchlast nicht oder nur unerheblich beeinflussen.[12] Deshalb ist die Dauerbiegefestigkeit von Eisenbetonbalken nur dann zu erkennen, wenn die oftmals wiederkehrenden Lasten ermittelt werden, welche zum Bruch eben nicht mehr reichen, bei geringer Erhöhung aber den Bruch herbeiführen.

Es ist von anderer Seite vorgeschlagen, die zulässige Last von einer größten zulässigen Rißweite abhängig zu machen; wenn man dies tun will, so ist bei Balken besonders zu beachten, daß die Rißweite in Gebieten veränderlicher Bewehrungsstärke, namentlich bei aufgebogenen Eisen Größtwerte erlangt, überdies unter sonst gleichen Bedingungen von den Rißabständen abhängt. Im übrigen sei auf den Schluß von Abschnitt 5 verwiesen.

Zusammenfassung.

Die bisher vorliegenden Untersuchungen zeigen, daß die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen oftmals wiederkehrende Lasten (Ursprungsbelastung) bei Druck, Zug und Biegung mindestens die Hälfte der beim gewöhnlichen Bruchversuch auftretenden Festigkeit erreicht. Treten zu den oftmals wiederkehrenden Lasten noch ruhende Lasten hinzu, so werden die Grenzen der bewegten Lasten, welche noch beliebig oft ertragen werden, kleiner. Der Widerstand gegen ruhende Belastungen ist zu mindestens vier Fünftel der Festigkeit zu schätzen, die beim gewöhnlichen Bruchversuch auftritt.

In Bezug auf die Dauerfestigkeit des Eisenbetons liegen bis jetzt nur Untersuchungen mit Platten und Balken vor. Für die Eiseneinlagen stehen die Ergebnisse im Einklang mit dem, was sonst über die Dauerfestigkeit des Stahls bekannt ist. Unter anderm sind Stähle mit hoher Streckgrenze zu verwenden, wenn vorwiegend ruhige Lasten aufgenommen werden müssen. Die Widerstandsfähigkeit des Betons wird in Balken, die oftmals wiederkehrende Lasten aufnehmen müssen, vornehmlich an den Abbiegestellen der aufgebogenen Eisen und an den Haken der Eiseneinlagen überschritten, wenn die Bewehrung in der üblichen Weise gestaltet ist. Deshalb werden zur Zeit im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton weitergehende Untersuchungen über den Gleitwiderstand und über die Verankerung der Eiseneinlagen unter oftmals wiederholter Belastung durchgeführt.

---

[11] Die Deutschen Eisenbetonvorschriften enthalten in der heutigen Fassung Bedingungen, die in dieser Richtung wirken.

[12] Vergl. u. a. „Handbuch für Eisenbetonbau", 1. Band, 4. Auflage, Seite 46 uf., sowie die dort angegebenen Quellen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II b

Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons.

Moyens d'augmenter la résistance à la traction et de diminuer la formation des fissures dans le béton.

Means of increasing the tensile strength of concrete and reducing cracking.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 1

Erhöhung der Zugfestigkeit und Verminderung der Rißbildung des Betons.

La résistance à la traction et la fissuration du béton.

Tensile Strength and Formation of Cracks in Concrete.

E. Bornemann,
Regierungsbaumeister a. D., Berlin.

Einleitung.

Risse im Beton zu vermeiden und unvermeidliche Risse in unschädlichen Grenzen zu halten, ist von jeher ein Ziel der Baustoff-Forschung und baulichen Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues gewesen, dessen Bedeutung mit dem Bestreben, höhere Beanspruchungen zuzulassen, noch gewachsen ist. Dabei ist stets die enge Abhängigkeit der Rißbildung von der Zugfestigkeit des Betons und die Notwendigkeit, diese zu steigern, betont worden. Der nachfolgende Bericht soll einen Überblick über den gegenwärtigen Stand der Erkenntnisse auf diesem Gebiete liefern.

I. Zugfestigkeit des Betons.

a) *Messen der Zugfestigkeit des Betons.*

Die Zugfestigkeit des Betons kann entweder unmittelbar durch Zugversuche oder mittelbar durch Biegeversuche gemessen werden. Der Zugversuch wird verhältnismäßig selten angewandt, weil er nur mit kostspieligen Prüfmaschinen und schwieriger herzustellenden Probekörpern ausgeführt werden kann und außerdem eine größere Sorgfalt bei der Prüfung erfordert als der Biegeversuch. Dazu kommt, daß der Biegeversuch der meistens vorliegenden Beanspruchung des Betons mehr entspricht als der Zugversuch.

Bei beiden Prüfarten ist das Ergebnis von der Querschnittsgröße der Probekörper abhängig, derart, daß der größere Körper in der Regel kleinere Festigkeiten ergibt (1 S. 84). Der Grund hierfür ist in erster Linie in Eigenspannungen zu suchen, die z. B. beim Austrocknen der Körper entstehen (1 S. 87) (vgl. I c 8). Beim Biegeversuch ist außerdem die Lastanordnung zu beachten. Zwei Einzellasten in einem gewissen Abstand ergeben im Durchschnitt eine kleinere Biegebruchspannung als eine Einzellast, weil sich bei zwei Lasten die höchste Beanspruchung auf den ganzen Abschnitt zwischen den Lasten erstreckt und deshalb eher die schwächsten Stellen im Beton erfaßt (1 S. 93). Die aus Zug- und Biegeversuchen an demselben Beton mit den üblichen Annahmen (gleichförmig verteilte Spannung beim Zugversuch, geradlinig verteilte

Spannung beim Biegeversuch) errechneten Bruchspannungen stimmen nicht überein, vielmehr ist die Biegebruchspannung größer als die Zugfestigkeit. Dies rührt vorwiegend daher, daß zwischen den Lastangriffstellen die höchste Spannung beim Zugversuch gleichzeitig in allen Punkten eines Querschnitts, beim Biegeversuch dagegen zunächst nur in der äußersten Randzone auftritt (1 S. 93). Dazu kommt, daß in der Zugzone des Betons schon unter geringen Beanspruchungen keine Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen besteht, so daß die Spannungsverteilung den Voraussetzungen bei der Spannungsberechnung nicht entspricht (4 S. 39) (39 S. 73).

b) *Verhältnis zwischen Zug-, Biege- und Druckfestigkeit.*

Ein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen Zug-, Biege- und Druckfestigkeit des Betons, der einen sicheren Rückschluß von der einen auf die andere Festigkeit erlaubte, ist bisher nicht gefunden worden. Soweit Mitteilungen über Verhältniswerte vorliegen, streuen diese stark.

Graf (1 S. 92) fand zwischen der Druckfestigkeit, ermittelt an Würfeln mit 30 cm Kantenlänge und der Zugfestigkeit an Körpern mit 400 cm² Querschnitt $K_d : K_z = 8$ bis 17; *Guttmann* (3) an Würfeln und Zugkörpern mit 100 cm² Querschnitt $K_d : K_z = 14$ bis 28. In beiden Fällen ist die Streuung der Verhältniswerte also etwa gleich groß, während ihre absolute Größe offenbar von den Abmessungen der Probekörper beeinflußt ist.

Für das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Biegefestigkeit gibt *Graf* (2 S. 83) auf Grund einer großen Zahl von Versuchen $K_d : K_b = 4$ bis 12 an.

Die Streuung des Verhältnisses zwischen Biege- und Zugfestigkeit fällt entsprechend groß aus. *Graf* (2 S. 91) fand bei 400 cm² Zugquerschnitt $K_b : K_z = 1{,}6$ bis 2,9 und als Höchstwert bei Schleuderbeton 3,5, während *Guttmann* (3) bei 100 cm² Zugquerschnitt und Biegebeanspruchung durch 1 Einzellast $K_b : K_z = 2{,}3$ bis 4,2 und *Dutron* (5) bei demselben Zugquerschnitt, jedoch Biegebelastung mit 2 Einzellasten, $K_b : K_z = 1{,}3$ bis 2,0 beobachtete. Aus dem Unterschied der beiden letzten Zahlengruppen geht der Einfluß der Belastungsanordnung gemäß den Darlegungen unter I a hervor.

Bei den Streuungen ist allerdings zu beachten, daß Mischungen verglichen wurden, die sich zugleich in mehreren Einflußgrößen unterschieden. Würde man die Zahl der Veränderlichen beschränken, so würde man wahrscheinlich eher eine gesetzmäßige Beziehung finden. *Hummel* gibt nach seinen Beobachtungen zwischen der Biegefestigkeit und Druckfestigkeit die Gleichung $K_b = K_d^{x}$ an (6 S. 15). Aus anderen Versuchen kann man mit gleicher Wahrscheinlichkeit schließen, daß zwischen der Zug- und Druckfestigkeit eine entsprechende Beziehung $K_z = K_d^{y}$ besteht. Diese beiden Gleichungen besagen, daß die Zug- und Biegefestigkeiten mit wachsender Druckfestigkeit zunehmen, jedoch nicht im gleichen Verhältnis wie die Druckfestigkeiten, sondern umso langsamer, je größer die Druckfestigkeiten werden. Wie nach den oben angegebenen Streuungen der Verhältniswerte $\frac{K_d}{K_b}$ und $\frac{K_d}{K_z}$ zu erwarten, sind x und y keine für alle Fälle gültigen Festwerte. x schwankt vielmehr wahrscheinlich zwischen 0,55 und 0,70 und y zwischen 0,45 und 0,60 (vgl. Zusammenstellung 1). Trotzdem ermöglichen die Exponenten x und y eine zuverlässigere Beurteilung der Wirkung

Zusammenstellung 1.

Einfluß der Zusammensetzung des Betons auf die Zug- und Biegefestigkeit.

Gruppe	Versuche von	Zuschlagstoffe	Sieblinie des Sandanteils nach Bild 1	Körnung 0/0,2 mm Sand %	Sandanteil am gesamt Zuschlag %	Zement in 1 m³ Beton kg/m³	Wasserzementverhältnis W	Biegezug-festigkeit K_b (K_z) kg/cm²	Druckfestigkeit K_d kg/cm²	x (y) für $K_b = K_a^x$ $K_z = K_a^y$	Steife
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Bach u. Graf (13) S. 42	Natursand u. Kies	unter B	2	58	~240	0,82	(12)	138	(0,513)	sehr weich
			"	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	
			"	2	57	~430	0,50	(23)	264	(0,560)	
2	Graf (11) S. 40	Natursand u. Kies	A	—	43	264	0,63	41	278	0,659	weich
			B	22	60	257	0,77	36	183	0,687	
			unter C	40	71	254	0,90	18	133	0,620	Ausbreitmass ~ 51 cm
			C	44	80	250	1,17	13	81	0,586	
			A	—	43	308	0,52	50	301	0,686	
			B	17	59	297	0,65	44	242	0,689	
			unter C	37	71	294	0,81	29	170	0,656	
			C	44	79	296	0,96	16	119	0,581	
			A	—	40	353	0,51	48	362	0,657	
			B	12	58	343	0,58	46	256	0,690	
			unter C	34	70	351	0,67	37	251	0,654	
			C	44	79	367	0,68	24	166	0,621	
3	Hertel (15)	Natursand u. Kies									weich
			unter B	9	38	306	0,70	29	240	0,616	
			" B	7	46	302	0,70	37	250	0,653	
			über C	15	95	300	1,00	14	90	0,584	
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. gedrungen)	C	11	37	310	0,72	31	195	0,686	
			B	13	41	307	0,72	30	238	0,619	
			über A	8	50	303	0,72	36	244	0,651	
4	Guttmann (3)	Natursand u. Kies	unter B	8	43	278	0,60	(18)	354	(0,484)	weich
			"	8	54	275	0,60	(21)	353	(0,520)	
		Brechsand u. Splitt (Basalt)	unter B	8	43	301	0,68	(16)	303	(0,486)	
			"	8	54	300	0,68	(21)	305	(0,533)	
5	Bach u. Graf (13) S. 28	Natursand u. Kies	unter B	2	55	~320	0,61	(17)	201	(0,534)	sehr weich
		Natursand u. Splitt (Basalt)	B	6	56	~350	0,77	(21)	197	(0,573)	
		Brechsand u. Kies (Basalt)	unter B	13	55	~320	0,90	(17)	157	(0,558)	
		Brechsand u. Splitt (Basalt)	B	17	56	~350	1,05	(16)	124	(0,572)	
6	Graf (17) S. 5+6	Natursand									
		Natursand u. Kies	über C	5	40	301	0,69	40	265	0,661	wenig weich
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. gedrungen)	"	6	40	300	0,71	38	193	0,691	Ausbreitmass
		Natursand u. Splitt (Basaltspl. flach)	"	5	40	299	0,71	41	227	0,685	~ 40 cm
		Natursand u. Kies	"	5	40	297	0,76	32	207	0,650	flüssig
		Natursand u. Splitt Basaltspl. gedrungen	"	6	40	308	0,93	24	109	0,678	Ausbreitmass
		Natursand u. Splitt Basaltspl. flach	"	5	40	295	0,87	25	155	0,638	~ 67 cm
7	Dutron (5)	Natursand u. Kies				346	0,50	(20)	384	(0,507)	weich
		Natürs. u. Splitt (Porphyr)				350	0,55	(21)	335	(0,526)	
		Natursand u. Splitt (Hochofenschlacke)				355	0,60	(25)	350	(0,553)	
		Brechsand u. Splitt (Porphyr)				365	0,67	(24)	273	(0,569)	
		Brechsand u. Splitt Hochofenschlacke)				360	0,74	(22)	247	(0,561)	
8	Walz (18)	Natursand u. Kies	A	2	42	254	0,54	57,5	330	0,698	(1) erdfeucht
						250	0,64	51,0	280	0,698	(2)
			A	2	42	345	0,46	63,5	445	0,681	(1) plastisch
						343	0,50	59,5	395	0,684	(2)

bestimmter Maßnahmen auf das Verhältnis der Biege- oder Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit als die einfachen Verhältniswerte zwischen diesen Festigkeiten, weil die Exponenten die von der Höhe der Druckfestigkeit abhängige Schwankung der Verhältniswerte offenbar befriedigend erfassen.

c) *Einflüsse auf die Zugfestigkeit des Betons.*

Wenn die Aufgabe gestellt ist, die Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen, so müssen alle Größen und Vorgänge untersucht werden, die die Eigenschaften des Betons beeinflussen können, das sind der Zement, die Gesteinsart, Kornform und Körnung der Zuschläge, die Mischung aus Zement, Zuschlägen und Wasser, die Verarbeitung, die äußeren Bedingungen während der Erhärtung und später, wie Temperatur und Feuchtigkeit, das Alter und die Belastung.

1. *Zement.*

Da die Festigkeit des Betons erst durch die Bindekraft des Zements herbeigeführt wird, so bestimmen die Eigenschaften des Zements auch in erster Linie die Zugfestigkeit des Betons. Dieser Überlegung widerspricht scheinbar die Tatsache, daß die Rangordnung der Zemente nach der bis vor kurzem allgemein üblichen Normenzugprüfung eine andere ist als nach dem Zugversuch an Beton, der mit diesen Zementen hergestellt wurde, d. h. daß der nach den Normen zugfestere Zement keineswegs immer den zugfesteren Beton liefert, z. B. (3). Man hat hieraus und aus ähnlichen Beobachtungen beim Druckversuch geschlossen, daß die herkömmliche Normenprüfung mit einkörnigem Sand und niedrigem Wasserzement-Verhältnis keinen hinreichenden Bewertungsmaßstab für die Bindekraft der Zemente im Beton bildet, und neue Prüfverfahren mit gemischtkörnigen Sanden und höherem Wasserzement-Verhältnis entwickelt (7) bis (10). Von der Forschungsgesellschaft für das deutsche Straßenwesen veranlaßte Versuche haben eine gute Übereinstimmung zwischen den Verhältnissen der nach den neuen Prüfverfahren ermittelten Biegefestigkeiten verschiedener Zemente und der Biegefestigkeiten von Beton, der mit diesen Zementen hergestellt war, ergeben. Damit ist bewiesen, daß die Biegefestigkeit des Betons durch die Wahl eines nach den neuen Prüfverfahren überlegenen Zements erhöht werden kann. Ferner ist nun auch die Möglichkeit gegeben, die Ursachen zu erforschen, die die Überlegenheit der einzelnen Zemente bedingen. Nach den gegenwärtigen Erkenntnissen über die Wirkungsweise der Zemente ist allerdings kaum zu erwarten, daß die Leistung der Zemente für die Zugfestigkeit des Betons über das z. Zt. Erreichte wesentlich gesteigert werden kann.

Das Verhältnis zwischen der Biege- und Druckfestigkeit der Zemente schwankt auch nach dem neuen Prüfverfahren in weiten Grenzen und ist im Durchschnitt umso ungünstiger für die Biegefestigkeit, je größer die Druckfestigkeit ist (10). Das Verhältnis zwischen diesen beiden Festigkeiten beim Beton wird demnach auch durch die Eigenart des Zementes bedingt.

Inwieweit die Schmierfähigkeit, die Bedeutung für den Wasseranspruch zur Erzielung einer bestimmten Verarbeitbarkeit des Betons hat, die Schwindneigung und die Erhärtungsgeschwindigkeit der Zemente die Zugfestigkeit des Betons beeinflussen, wird später in anderem Zusammenhang erörtert (vgl. Ziff. 3 und 8).

2. *Zementmenge im Beton.*

Mit der Zementmenge im Beton nimmt, bei gleichbleibenden Zuschlägen und gleichbleibender Steife des Betons, die Zug- bzw. Biegefestigkeit zu (11 S. 48) (12). In der Zusammenstellung 1 kann man dies bei der Gruppe 1 verfolgen, ferner bei Gruppe 2, wenn man die zu derselben Sieblinie gehörigen Werte vergleicht. Aus der Änderung der Exponenten y in Gruppe 1 kann man folgern, daß das Verhältnis $\frac{K_z}{K_d}$ mit wachsendem Zementgehalt günstiger wird. Wahrscheinlich nähert es sich dem für die Zementmarke kennzeichnenden Wert. In Gruppe 2 ist dagegen x z. T. konstant. Dies ist anscheinend auf den höheren und nach der Zementmenge abgestuften Gehalt in der Körnung 0/0,2 mm zurückzuführen, wodurch der Zement auch bei den magereren Mischungen nicht als Porenfüller in Anspruch genommen wird. Mit wachsender Zementmenge nehmen allerdings auch die Austrocknungsspannungen (vgl. Ziff. 8) zu, weil die Querschnitte langsamer durchtrocknen (25 S. 34), so daß trotz höheren Zementgehalts die Festigkeiten vorübergehend sinken können (12).

3. *Wassermenge im Beton.*

Die Wassermenge im frischen Beton hat auf die Zug- und Biegefestigkeit einen gleichgearteten Einfluß wie auf die Druckfestigkeit. Mit steigendem Wasserzementverhältnis $w = \frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}}$ fällt die Zug- und Biegefestigkeit in Abhängigkeit von w; nach *Graf* näherungsweise im Verhältnis $\frac{1}{w^2}$ (2 S. 86). Infolge der unter 2 b genannten Beziehungen zwischen den Festigkeiten ist allerdings der Festigkeitsverlust mit steigendem w bei der Zug- und Biegefestigkeit verhältnismäßig kleiner als bei der Druckfestigkeit. Um den Wasserbedarf zur Erzielung einer bestimmten Verarbeitbarkeit des Betons herabzusetzen, kann neben der Wahl einer geeigneten Zementmarke (vgl. Ziff. 1) und einer zweckmäßigen Körnung (vgl. Ziff. 4) die Verwendung von Benetzungsmitteln vorteilhaft sein (14).

4. *Körnung der Zuschläge.*

Da die Körnung der Zuschläge in erster Linie den Wasseranspruch des Betons bedingt und dessen Einfluß auf die Zug- oder Biegefestigkeit einerseits und die Druckfestigkeit andererseits gleichgeartet ist, muß man erwarten, daß die Körnungsregeln, die im Hinblick auf die Druckfestigkeit entwickelt worden sind, auch geeignet sind, hohe Zug- oder Biegefestigkeiten zu liefern. In Fig. 1 sind die z. Zt. in Deutschland für Eisenbetonmischungen maßgebenden Grenzsieblinien wiedergegeben. Vergleicht man hiermit die Gruppe 2 der Zusammenstellung 1, so findet man, daß die im als „besonders gut" gekennzeichneten Bereich liegenden Sieblinien in der Tat die günstigsten Biegefestigkeiten lieferten. Betrachtet man die Gruppen 2 bis 4 und beachtet dabei die Exponenten x bzw. y, so erkennt man, daß es zweckmäßig ist, wenn für weich verarbeiteten Beton der Sandanteil am gesamten Zuschlag auch bei natürlich gekörnten Stoffen zwischen 50 und 60 % beträgt. In Gruppe 3 fällt auf, daß Sand, der nach Fig. 1 ungünstig gekörnt ist, die Biegefestigkeit weniger un-

günstig beeinflußt hat als die Druckfestigkeit, solange er nicht im Übermaß vorhanden war. Es ist möglich, daß dieses Ergebnis durch das langsamere Austrocknen des feinkörnigen Mörtels beeinflußt ist. *Pfletschinger* (16) fand, daß für die Biegezugfestigkeit eine gute Abstufung der Grobkörnung (> 7 mm) wichtig ist, während es hierauf für die Druckfestigkeit weniger ankommt.

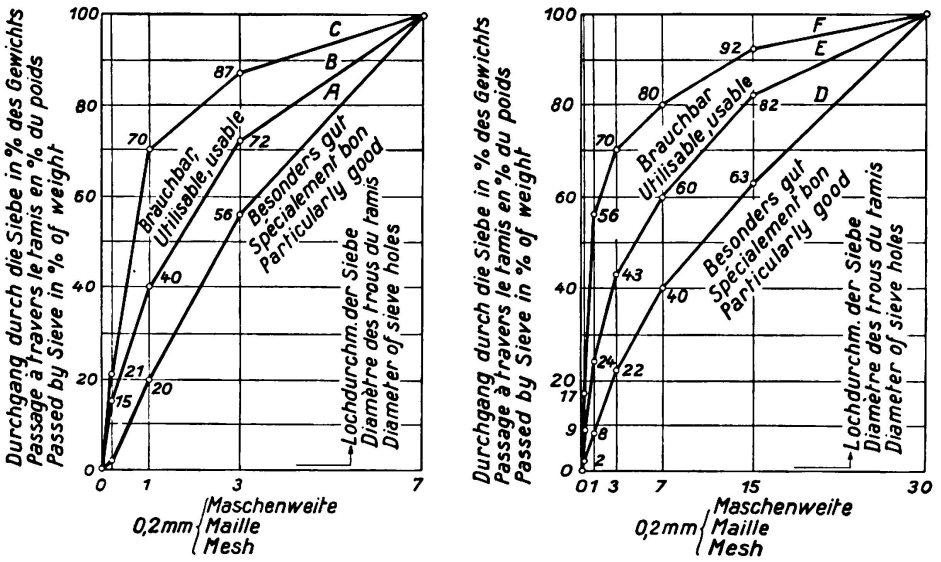


Fig. 1.

Grenzsieblinien des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.
Sieblinien für Sand allein.
Sieblinien für die gesamten Zuschläge.

5. *Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge.*

Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge bestimmen bei gegebenem Zementgehalt und gegebener Körnung den Wasserbedarf des frischen Betons, wenn eine bestimmte Verarbeitbarkeit erzielt werden soll. Um den Wasserbedarf gering zu halten, ist eine möglichst rundliche oder gedrungene Kornform (Länge : Breite : Dicke zwischen 1 : 1 : 1 und 1 : 0,6 : 0,2 gemäß den Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen) und eine nicht zu rauhe Oberfläche erwünscht. Dies gilt besonders für weichen und flüssigen Beton. Daneben ist die Haftung des Zements am Gestein und die Verklammerung zwischen dem Mörtel und den Grobzuschlägen von der Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge abhängig. Hierauf kommt es offenbar bei der Zug- und Biegefestigkeit mehr an als bei der Druckfestigkeit, weil sich bei der Zug- und Biegebeanspruchung die Zuschlagkörner nicht gegenseitig abzustützen vermögen. Zuschlagstoffe mit rauher und unregelmäßiger Oberfläche können deshalb auf die Zug- und Biegefestigkeit günstig einwirken, vorausgesetzt, daß der ungünstige Einfluß erhöhten Wasserbedarfs nicht überwiegt. Dementsprechend kann man aus den Gruppen 5 bis 7 der Zusammenstellung 1 ersehen, daß durch die Verwendung gebrochener an Stelle natürlich gekörnter Zuschläge das Verhältnis der Zug- bzw. Biegezugfestigkeit zur Druckfestigkeit verbessert wird (Zunahme der Exponenten x bzw. y), daß dagegen durch diese Maßnahme die Absolutwerte der Zug- und Biegefestigkeiten keineswegs immer günstig beeinflußt

werden. So tritt z. B. in Gruppe 6 beim flüssigen Beton durch die gebrochenen Zuschläge sogar eine merkliche Verschlechterung der Festigkeiten ein. Aus den Gruppen 4, 5 und 7 geht hervor, daß bezüglich der Zug- bzw. Biegefestigkeit Brechsand und Natursand gleichwertig sind, daß jedoch die Druckfestigkeit durch Brechsand stark beeinträchtigt wird. Es liegt also kein Anlaß vor, Brechsand mit Rücksicht auf die Zug- oder Biegefestigkeit gegenüber Natursand zu bevorzugen.

6. *Gesteinsart der Zuschlagstoffe.*

Die Zugfestigkeit der als Betonzuschlagstoffe verwendeten Gesteine ist im allgemeinen größer als die bisher gewöhnlich erreichte Betonzugfestigkeit. Wenn man jedoch berücksichtigt, daß die zur Zeit erreichbare Betonzugfestigkeit in höherem Alter nach den beobachteten Biegefestigkeiten (2 S. 90) zu rd. 55 kg/cm² eingeschätzt werden kann und daß es andererseits als Betonzuschlag geeignete Gesteine mit kleinerer Zugfestigkeit gibt, so ersieht man, daß die Zugfestigkeit des Gesteins beachtet werden muß, wenn besonders hohe Leistungen erzielt werden sollen (12). Die Biegefestigkeit des Gesteins hat für die Betonfestigkeit kaum Bedeutung, da beim Zug- und Biegeversuch nur besonders länglich geformte Stücke durch Biegung zerstört werden dürften.

Von der Gesteinsart, bei gebrochenen Zuschlägen allerdings auch von der Art der Aufbereitung, ist die Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge abhängig, deren Bedeutung bereits erörtert wurde. Noch nicht verfolgt ist, inwieweit das Wasseraufsaugevermögen der Gesteine zu beachten ist, sei es wegen Verbesserung des Wasserzementverhältnisses (vorausgesetzt, daß die Zuschläge nicht vorher angenäßt waren) (16), wegen Verringerung der Austrocknungsgeschwindigkeit oder vielleicht auch wegen der Haftung des Zements am Gestein.

Vorteilhaft sind Zuschläge aus Gesteinen oder künstlichen Stoffen, die, wie z. B. Hochofenschlacke oder Zementklinker, mit dem Zement chemisch zu reagieren vermögen und dadurch eine festere Bindung des Zements herbeiführen.

Einige Beispiele für den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit verschiedener Gesteine auf die Zug- und Biegefestigkeit des Betons bringen *Dutron* (Gruppe 7 der Zusammenstellung 1) und *Guttmann* (3).

Schließlich ist die Gesteinsart noch wegen ihres Einflusses auf die Eigenspannungen zu beachten (vgl. Ziff. 8).

7. *Verarbeitung des Betons.*

Je besser der Beton beim Verarbeiten verdichtet wird, desto größer wird offenbar auch seine Zug- und Biegefestigkeit. So beobachtete *Graf* bei maschinengestampften Betonwaren wiederholt Biegefestigkeiten bis 80 kg/cm², in Einzelfällen bis 120 kg/cm² (2 S. 90). Größere Unterschiede in der Verdichtungsleistung sind allerdings nur bei erdfeuchten Mischungen möglich. Bei diesen hat besonders das Rütteln günstigen Einfluß, der außer auf der besseren Verdichtung auch darauf beruht, daß ein kleineres Wasserzement-Verhältnis ausreichend ist. Die Gruppe 8 der Zusammenstellung 1 zeigt, welche Vorteile das Rütteln gegenüber dem Stampfen bietet, wobei zu beachten ist, daß eine ungewöhnlich große Stampfarbeit aufgewandt wurde. Die größeren Festigkeiten

bei demselben Zementgehalt entsprechen dem Rütteln, die kleineren dem Stampfen. Das Verhältnis der Biege- zur Druckfestigkeit blieb bei beiden Verdichtungsarten gleich. Hohe Zugfestigkeit erlangt Mörtel, der im Spritzverfahren aufgebracht wird.

8. *Feuchtigkeit und Temperatur.*

Die Zug- und Biegefestigkeit des Betons ist von Feuchtigkeits- und Temperatureinwirkungen stark abhängig. Sobald nämlich die Feuchtigkeit oder die Temperatur über den Querschnitt eines Betonkörpers ungleichmäßig verteilt ist, entstehen auch beim Fehlen jeglicher äußeren Kräfte Spannungen im Beton. Diese Eigenspannungen bilden eine Vorbelastung des Betons und bewirken, daß die aus den Bruchlasten errechnete Festigkeit kleiner ausfällt als die wahre Festigkeit.

Das die Eigenspannungen hervorrufende Feuchtigkeitsgefälle entsteht zum Beispiel, wenn feuchter Beton austrocknet oder trockener Beton durchfeuchtet wird, dadurch, daß die Änderung der Feuchtigkeit des Betons und damit das Schwinden oder Quellen im Körper nur allmählich von außen nach innen fortschreitet. Ist nun zum Beispiel die Randzone stärker ausgetrocknet als der Kern des Querschnitts, so wird die Randzone an der ihrem Feuchtigkeitsgehalt entsprechenden Schwindung behindert, wodurch in der Randzone Zugspannungen entstehen, denen Druckspannungen im Kern das Gleichgewicht halten (13 S. 106). Bei Durchfeuchtung des Betons ist das Spannungsbild umgekehrt.

Über die durch das Feuchtigkeitsgefälle beim Austrocknen bedingten Vorgänge gibt Fig. 2 nach Versuchen von *Graf* (19 Fig. 4) einigen Aufschluß. Hier wurden Körper mit verschiedener Querschnittsgröße unter denselben Lagerbedingungen beobachtet. Nimmt man an, daß bei den kleineren Körpern praktisch kein Feuchtigkeitsgefälle im Querschnitt vorhanden ist, so geben die ausgezogenen Linien an, wie weit sich der Beton an der Oberfläche der großen Körper verkürzt haben würde, wenn er nicht durch Eigenspannungen gedehnt und durch Feuchtigkeit aus dem Innern des Querschnitts daran gehindert worden wäre, ebenso rasch auszutrocknen wie der Beton der kleinen Körper. Weiter ersieht man aus der geringeren Achsverkürzung der großen Körper (gestrichelte Linie), wieviel langsamer diese gegenüber den kleineren austrocknen, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß Eigendruckspannungen die Achsverkürzung über das allein durch Schwinden bedingte Maß vergrößern. Und schließlich zeigt ein Vergleich zwischen der Oberflächen- und Achsverkürzung der großen Körper (strichpunktierte und gestrichelte Linie), wie sehr die nach dem Feuchtigkeitsgefälle zu erwartenden Unterschiede der Verkürzungen durch Eigenspannungen ausgeglichen werden.

Die Eigenspannungen werden umso größer, je größer das Feuchtigkeitsgefälle im Querschnitt wird und je mehr der Zement und die Zuschläge zum Schwinden oder Quellen neigen. Das Feuchtigkeitsgefälle hängt ab von dem Verhältnis zwischen Oberfläche und Querschnitt der Körper, von der Beschaffenheit der Poren im Beton, die die Geschwindigkeit des Durchtrocknens von außen nach innen bestimmen (20 Teil I) (21) und von der Austrocknungsgeschwindigkeit der Randzone, die umso größer ist, je größer der

Unterschied zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons und seiner Umgebung ist (22 S. 136). Um die Austrocknung zu verlangsamen, können abdichtende Anstriche des Betons vorteilhaft sein (3) (23) (39 S. 139). Die Eigenspannungen werden dagegen umso kleiner, je kleiner das Elastizitätsmaß und je größer das Kriechen des Betons ist (24). Weiter ist die Erhärtungsgeschwindigkeit zu be-

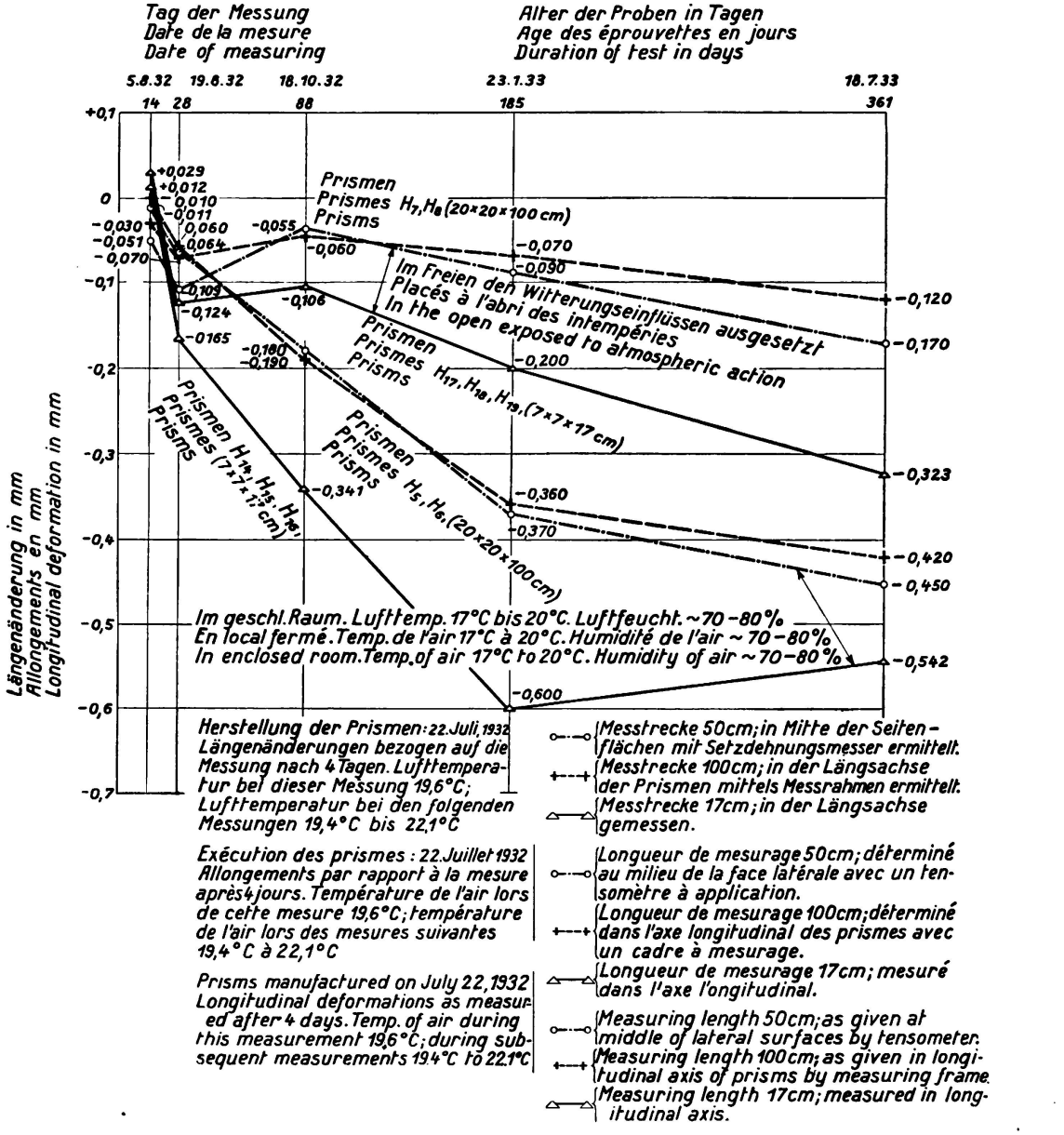


Fig. 2.

Schwinden und Quellen verschieden großer Körper.

achten. Je schneller der Beton erhärtet, umso früher tritt die Größe der Eigenspannungen gegenüber der Größe der wahren Festigkeit zurück; dagegen werden die Eigenspannungen im schnellerhärtenden Beton größer, weil das Elastizitätsmaß schneller wächst und das Kriechen früher nachläßt als bei langsam erhärtendem Beton. Diese zahlreichen zum Teil entgegengesetzt gerichteten Ein-

flüsse führen dazu, daß sich Unterschiede der Lagerungsarten auf die Zug- und Biegefestigkeit von verschieden aufgebautem Beton verschieden stark auswirken (1 S. 90 und 94) (12 Tafel 12).

Während bei Änderung der Feuchtigkeit stets Abnahme der Zugfestigkeit erwartet werden muß, fand *Graf* bei Durchfeuchtung nach mehr oder minder langem Austrocknen Zunahme der Biegefestigkeit (26 Zusammenstellung 9). Der Grund hierfür kann darin gefunden werden, daß auf den Zugversuch die Eigenspannungen im gesamten Querschnitt einwirken, daß also bei Durchfeuchtung der Randzone Zugspannungen im Kern die Zugfestigkeit vermindern, während beim Biegeversuch nur die Eigenspannungen der Randzone ausschlaggebend sind. Diese sind aber bei Durchfeuchtung zunächst Druckspannungen und erhöhen dadurch die Biegefestigkeit. Bemerkenswert ist, daß bei diesen Versuchen die senkrecht zur Druckrichtung wirkenden Zugspannungen im Kern die Druckfestigkeit herabsetzten.

Neben den beschriebenen Eigenspannungen kann auch längeres Unterwasserlagern die Zug- und Biegefestigkeit des Betons vermindern (1 S. 90) (26 Zusammenstellung 3).

Erwärmung und Abkühlung rufen gleichgeartete Eigenspannungen wie Durchfeuchtung und Austrocknung hervor, deren Größe sinngemäß vom Temperaturgefälle im Querschnitt abhängt (23).

Faßt man diese Betrachtungen zusammen, so ergibt sich, daß vor allem schroffer Wechsel der Lagerbedingungen die Zug- und Biegefestigkeit beeinträchtigt. Durch anfänglich langes Feuchthalten und möglichst langsames Austrocknen der Oberfläche des Betons kann sie dagegen günstig beeinflußt werden (4 S. 49).

9. *Alter.*

Die Zug- und Biegefestigkeit wächst mit dem Alter entsprechend der Erhärtungsgeschwindigkeit des Zements. Diese Tatsache wird allerdings von den unter Ziff. 8 erörterten Lagerungseinflüssen überdeckt, so daß je nach den Umständen während längerer Zeit Stillstand (27 S. 51) oder sogar Rückgang (12 Tafel 12) (26 Zusammenstellung 3) der Zug- oder Biegefestigkeit beobachtet werden kann, auch wenn die Druckfestigkeit gleichzeitig weiter zunimmt. Dabei ist zu beachten, daß der Beton im allgemeinen sehr langsam durchtrocknet (1 S. 89), dagegen viel schneller Wasser aufnimmt (28 Fig. 24) (22 S. 140).

Wenn nach einer Änderung der Lagerbedingungen die Zug- und Biegefestigkeit mit fortschreitendem Feuchtigkeitsausgleich infolge des entsprechenden Rückgangs der Eigenspannungen wieder zunimmt, ist der Zuwachs innerhalb eines bestimmten Zeitraumes oft größer als die gleichzeitige Steigerung der Druckfestigkeit. Die Exponenten x und y sind deshalb am Ende dieses Zeitraumes größer als am Anfang (vgl. Zusammenstellung 2) und nähern sich den Werten, die bei eigenspannungsfreier Erhärtung entstehen. (Vgl. die beiden letzten Zeilen der Zusammenstellung.) Die Zusammenstellung zeigt weiter, daß der wasserreichere Beton mit anderer Geschwindigkeit erhärtet als der wasserärmere Beton, daß also die Eigenspannungen je nach dem Wasserzementverhältnis verschieden schnell zu- und abnehmen.

Zusammenstellung 2.

Einfluß der Lagerung und des Alters auf die Zugfestigkeit des Betons.[1]

Lagerung	Alter	$W_1 = 0{,}53$			$W_2 = 0{,}61$		
		K_{z_1} kg/cm²	K_{d_1} kg/cm²	y_1	K_{z_2} kg/cm²	K_{d_2} kg/cm²	y_2
1	2	3	4	5	6	7	8
7 Tage feucht dann trocken	28 Tage	12,4	225	0,466	12,0	191	0,474
	45 Tage	13,7	253	0,472	11,8	209	0,463
	6 Monate	19,5	337	0,511	15,3	297	0,480
	1 Jahr	23,7	371	0,536	23,1	329	0,543
dauernd feucht	45 Tage	19,0	224	0,545	17,0	201	0,534

10. *Wechselbelastung.*

Durch oftmals wiederholte Belastung und Entlastung wird die Zug- und Biegefestigkeit vermindert. Als Ursprungsfestigkeit ermittelt beträgt die Dauerbiegefestigkeit rund die Hälfte der in üblicher Weise bestimmten Biegefestigkeit (29 S. 117). In diesem Zusammenhang ist zu bedenken, daß auch häufiger Temperaturwechsel als Wechselbelastung wirkt.

d) *Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons.*

Faßt man die vorstehenden Erörterungen zusammen, so kann man folgende Mittel und Maßnahmen zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons empfehlen:

1. Vor allem ist eine geeignete Zementmarke auszuwählen. Der Zement soll nach dem Prüfverfahren mit weichem gemischtkörnigem Mörtel möglichst große Biegefestigkeit liefern und möglichst wenig schwinden; er soll den Beton auch bei geringem Wasserzusatz leicht verarbeitbar machen. Langsam erhärtende Zemente sind zu bevorzugen, falls sie genügend fest werden und gute Nachbehandlung des Betons gesichert ist.
2. Es sind Zuschlagstoffe zu verwenden, deren Zugfestigkeit größer ist als die erstrebte Betonzugfestigkeit. Zu bevorzugen sind Stoffe, die wenig schwinden, stark kriechen und ein kleines Elastizitätsmaß haben. Rauhe Oberfläche der Körner ist vorteilhaft, vorausgesetzt, daß dadurch der Wasseranspruch nicht zu sehr erhöht wird. Hierauf ist bei der Verwendung von Brechsand und Splitt zu achten. Beim Aufbereiten des Gesteins ist dafür zu sorgen, daß keine Stücke mit Spaltrissen geliefert werden.
3. Für die Körnung der Zuschläge gelten im allgemeinen dieselben Grundsätze, die für die Erzeugung möglichst druckfesten Betons seit langem ent-

[1] Nach Graf (1) S. 86; Beton wie Zusammenstellung 1; Gruppe 1, Reihe 2.

wickelt worden sind. Es erscheint allerdings zweckmäßig, den Sandgehalt (Körnung < 7 mm) auch bei natürlich gekörnten Stoffen nicht kleiner als 50 % des Gesamtzuschlagsgewichts zu wählen. Auch bei den groben Körnungen ist auf eine gute Abstufung der Korngrößen zu achten.

4. Erhöhung der Zementmenge im Beton ist vorteilhaft, jedoch läßt die günstige Wirkung nach, wenn die üblichen Grenzen überschritten werden.
5. Die Wassermenge im Beton, bzw. das Wasserzement-Verhältnis ist möglichst zu beschränken. Die Verwendung von Benetzungsmitteln kann deshalb zweckmäßig sein.
6. Der Beton ist möglichst gut zu verdichten. Bei genügend steifem Beton bietet deshalb das Rütteln Vorteile.
7. Der Beton ist anfänglich möglichst lange feucht zu halten und soll möglichst langsam austrocknen. Zu vermeiden ist, besonders solange der Beton noch jung ist, wiederholter und besonders schroffer Wechsel der auf den Beton einwirkenden Feuchtigkeit und Temperatur.

H. Dehnbarkeit des Betons.

a) *Dehnbarkeit des Betons unter kurzfristiger Belastung.*

Versuche über die Dehnung des Betons bei Zug- und Biegebeanspruchung haben folgendes ergeben:

An größeren Probekörpern werden unter derselben Beanspruchung etwas größere Dehnungen gemessen als an kleineren Körpern (30) (31). Biegeversuche liefern größere Bruchdehnungen als Zugversuche (25 S. 39), zur Begründung vgl. I a. Die Dehnzahl $\alpha = \frac{1}{E}$, errechnet aus den gesamten oder federnden Dehnungen, stimmt bei kleinen Beanspruchungen für Zug und Druck überein. Bei größeren, jedoch gleichen Spannungen wird α für Zugbeanspruchung ein wenig größer als für Druckbeanspruchung (30 S. 50). Die Dehnzahl α nimmt mit wachsender Beanspruchung des Betons zu.

Bei Beton, der aus denselben Stoffen (Zementmarke, Gesteinsart der Zuschläge) besteht, wird die Dehnzahl α für dieselbe Spannungsstufe umso kleiner, je größer die Festigkeit des Betons ist (30 S. 50) (24) (31). Durch Änderung der Zementmarke oder der Gesteinsart und damit der Verformbarkeit der Zuschläge kann man bei gleicher Festigkeit verschieden dehnbaren Beton erhalten. Aus Untersuchungen von *Hummel* (24) sind in Zusammenstellung 3 Verhältniswerte angegeben, die zeigen, welche Möglichkeiten zur Beeinflussung der Dehnbarkeit des Betons auf diesem Wege bestehen. Bemerkenswert ist, daß die größere Dehnbarkeit des Betons umso ausgeprägter hervortritt, je mehr sich die Beanspruchung der Bruchspannung nähert.

Offenbar wird die Dehnbarkeit des Betons durch Eigenspannungen je nach den Lagerbedingungen beeinflußt. Jedoch sind die vorliegenden Versuche (24) (30) (32) nicht genügend vergleichbar, um daraus allgemeine Schlüsse ziehen zu können.

Inwieweit die Dehnzahl α für Zug- und Biegebeanspruchung des Betons durch häufig wiederholte Be- und Entlastung unterhalb der Dauerfestigkeitsgrenze beeinflußt wird, konnte nicht ermittelt werden.

Zusammenstellung 3.

Verhältniswerte der Dehnzahlen $\alpha = \frac{1}{E}$ nach Hummel.[24]

Beton unterschieden durch:	K_d kg/cm²	K_b kg/cm²	15	25	σ_{bz} = 35 kg/cm²	40	45	K_b
Gesteinsart der Zuschläge	555	48	1	1	1	1	1	1
	510	49	1,06	1,02	1,04	1,07	1,22	1,35
	479	48	1,35	1,32	1,33	1,34	1,42	1,53
Zement	532	48	1	1	1	1	1	1
	544	48	1,0	0,98	1,0	1,02	1,05	1,25
	500	47	1,0	1,08	1,24	1,55	—	1,95

b) *Dehnbarkeit des Betons unter langdauernder ruhender Zugbeanspruchung (Kriechvermögen).*

Das Kriechen des Betons unter Zugbeanspruchung ist bisher wenig verfolgt worden. Aus einem Bericht von *Glanville* (33) ist lediglich ein Versuch bekannt, bei dem das Kriechmaß von Beton, der im Alter von 1 Monat belastet wurde, unter Zugbeanspruchung gleich groß war, wie unter Druckbeanspruchung. Es betrug bei dem mitgeteilten Versuch unter einer Spannung von 10 kg/cm² nach 6 Monaten 0,1 mm/m. Da das Kriechmaß verhältnisgleich mit der Spannung wächst, so wird es unter Beanspruchungen nahe der Zugfestigkeit größer werden, als die Bruchdehnung beim kurzfristigen Versuch, die etwa 0,0045 mm/m je kg/cm² Zugfestigkeit beträgt (4 S. 51). Falls es erlaubt sein sollte, die Beobachtung über das Verhältnis des Kriechens bei Zug- und Druckbeanspruchung zu verallgemeinern, so ergibt sich aus den Untersuchungen über das Kriechen des Betons unter Druck [nach einem Bericht über Versuche von *Davis, Glanville* u. a. (34)], daß die Dehnbarkeit des Betons unter langdauernder Belastung sehr viel größer werden kann als die im kurzfristigen Versuch gefundene Dehnbarkeit, und daß sie auch in viel stärkerem Maße durch den Aufbau und die Behandlung des Betons beeinflußt werden kann.

c) *Bedeutung der Dehnbarkeit des Betons für die Rißbildung.*

Zu unterscheiden ist zwischen der Bruchdehnung und der Dehnzahl α.

Die Größe der Bruchdehnung hat in allen den Fällen keine Bedeutung, wo die Tragfähigkeit des Bauwerks erschöpft ist, sobald Risse im Beton entstehen. Hier kommt es lediglich darauf an, daß die Zugfestigkeit des Betons genügend groß ist, um die Beanspruchungen mit Sicherheit aufnehmen zu können. In allen anderen Fällen wird die Rißgefahr umso kleiner, je größer die Bruchdehnung des Betons ist. Dabei ist es keineswegs immer gleichgültig, ob der größeren Bruchdehnung eine größere oder kleinere Zugfestigkeit entspricht. Betrachtet man z. B. eine Betonstraßenplatte, die während des Austrocknens durch Reibungskräfte gedehnt wird, so erkennt man folgendes: Die Größe der Reibungskräfte ist begrenzt. Sobald diese Grenze erreicht ist, gleitet die Platte auf dem Untergrund und die Dehnung der Platte nimmt nicht weiter zu. Je größere Kräfte

also erforderlich sind, um die Platte bis zum Bruch zu dehnen, d. h. je größer die Zugfestigkeit der Platte ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, daß die Platte gleitet und Risse vermieden werden.

Die Größe der Dehnzahl α wirkt sich auf die Rißbildung mittelbar aus. Je größer α ist, d. h. je dehnbarer der Beton ist, desto kleiner bleiben die Spannungen, die entstehen, wenn die durch Änderung der Feuchtigkeit oder Temperatur bedingte Verformung des Betons behindert wird (vgl. auch I 8). Je kleiner aber diese Spannungen sind, umso geringer ist die Gefahr, daß sie allein oder zusammen mit den durch Lasten hervorgerufenen Spannungen die Zugfestigkeit überschreiten.

In demselben Sinne wie die Dehnzahl α wirkt das Kriechvermögen des Betons. Durch das Kriechen werden vor allem die Schwindspannungen, die sich sehr langsam entwickeln und lange wirken, vermindert (23) (24) (34).

Zusammenfassend ergibt sich, daß zur Verminderung der Rißbildung möglichst große Dehnbarkeit des Betons bei gleichzeitig möglichst großer Zugfestigkeit erwünscht ist. Diese Feststellung bedarf allerdings einer Einschränkung. Da einer größeren Dehnbarkeit des Betons unter Zug- und Biegebeanspruchung im allgemeinen auch eine größere Stauchbarkeit unter Druckbeanspruchung entspricht, können in durch Biegung beanspruchten Bauteilen mit wachsender Verformbarkeit des Betons insbesondere durch Kriechen so große Formänderungen entstehen, daß eine weitgehende Änderung der in üblicher Weise errechneten Spannungsverteilung eintritt und die Riß- und Standsicherheit vermindert wird (34) (35).

III. Rißbildung im Eisenbeton.

a) *Allgemeines.*

Den im Eisenbetonbau zugelassenen Eisenspannungen $\sigma_e \geqq 1200$ kg/cm² entsprechen Eisendehnungen $\varepsilon_e \geqq 0{,}6$ mm/m, während die z. Zt. erreichbare Bruchdehnung des Betons beim Zugversuch höchstens etwa 0,2 mm/m (36 S. 3) und beim Biegeversuch höchstens etwa 0,3 mm/m (24) beträgt. Deshalb sind in Eisenbetonbauteilen Risse im allgemeinen schon unter den Gebrauchslasten vorhanden. Die Erfahrung hat gezeigt, daß diese Risse den dauernden Bestand der Bauwerke nicht gefährden, solange sie eng genug bleiben, um das Eisen vor zerstörenden Einflüssen zu schützen (11, Bericht von *Krüger*) (37) (38). Maßnahmen zur Verminderung der Rißbildung müssen deshalb dahin gehen,

1. das Entstehen von Rissen möglichst einzuschränken, d. h. dafür zu sorgen, daß Dehnungen, die der Beton nicht mehr zu ertragen vermag, auf einen möglichst kleinen Teil des Baukörpers beschränkt bleiben, und
2. das Klaffen unvermeidlicher Risse zu verhindern.

b) *Anfangsspannungen im Eisenbeton.*

Bekanntlich entstehen in bewehrten frei beweglich gelagerten Bauteilen beim Schwinden und Quellen des Betons durch den Gleitwiderstand der Eiseneinlagen Eigenspannungen im Beton und zwar beim Schwinden Zugspannungen, beim Quellen Druckspannungen, denen im Eisen Druck- bzw. Zugspannungen entsprechen. Diese Spannungen in Beton und Eisen werden zusammen als Anfangsspannungen bezeichnet, weil sie schon im noch unbelastetem Bauwerk vorhanden sind.

Die Größe dieser Anfangsspannungen ist aus folgenden Gründen durch Versuche schwer zu erfassen (39 S. 127) (40) (33): Die Verkürzungen des Betons beim Schwinden werden durch den Gleitwiderstand der Eisen auf diese übertragen. Der Gleitwiderstand entsteht durch die Reibung des Eisens im Beton und durch Umschließungskräfte infolge der Raumverminderung des Betons (36 S. 32). Der Gleitwiderstand entwickelt sich erst allmählich mit zunehmender Erhärtung des Betons. Es ist deshalb wahrscheinlich, daß in der ersten Zeit des Erhärtens Bewegungen zwischen Beton und Eisen möglich sind, ohne daß Spannungen entstehen. Später wird die Schwindverkürzung des Betons vom Ende des Versuchskörpers aus durch den Gleitwiderstand auf die Eisen übertragen, wodurch die gegenseitigen Bewegungen allmählich abnehmen, bis sie im mittleren Teil des Körpers verschwinden. Entsprechend nehmen die Anfangsspannungen von 0 am Ende bis zum Größtwert in der mittleren Beharrungszone zu. Das Gesetz dieser Zunahme und damit auch die Länge der Beharrungszone, die bei kurzen Körpern überhaupt nicht zustande kommt, sind unbekannt. Sobald im Beton Spannungen entstehen, beginnt der Beton zu kriechen. Es ist deshalb unmöglich, aus dem Unterschied der Verkürzung des bewehrten Betons gegenüber der des unbehindert schwindenden Betons auf die Anfangsspannungen im Beton zu schließen. Die durch die Eisen hervorgerufene Verlängerung des Betons gegenüber der Verkürzung bei unbehindertem Schwinden ist vielmehr infolge des Kriechens wesentlich größer als die federnde Dehnung infolge der Anfangsspannung (25 S. 36). Die Größe der Anfangsspannung kann deshalb nur durch Stauchungsmessungen an Eisen in der Beharrungszone gemessen werden. Einen solchen Versuch hat *Glanville* durchgeführt (36 S. 53). Das Ergebnis kann jedoch wegen der Abmessung des Versuchskörpers nicht verallgemeinert werden. Die Anfangsspannungen sind im Betonquerschnitt nicht gleichmäßig verteilt. In der engsten Umgebung des Eisens wird das Kriechen durch den Gleitwiderstand stark gefördert. Dieser Einfluß des Eisens nimmt mit wachsendem Abstand vom Eisen zuerst rasch, dann langsamer ab. An Versuchskörpern entstand hierdurch eine deutlich ausgeprägte Wölbung der Endflächen (25 S. 37).

Für die Beharrungszone gilt jedenfalls, daß die Verkürzung des Betons neben den Eisen, die entstanden ist aus der Verkürzung des Betons, bei unbehindertem Schwinden δ vermindert um die federnde Dehnung $\frac{\sigma_b}{E_b}$ und das Kriechmaß $\varkappa$ des Betons, gleich sein muß der Verkürzung des Eisens $\frac{\sigma_e}{E_e}$ Hierbei ist das Kriechmaß eine Funktion des zeitlichen Verlaufs des Schwindens und der Größe der Spannung σ_b. Außerdem muß im Querschnitt Gleichgewicht herrschen. Aus den beiden Gleichungen:

$$\delta - \varkappa - \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{und} \quad \sigma_b F_b = \sigma_e F_e$$

folgt mit $\mu = \frac{F_e}{F_b}$

$$\sigma_b = \frac{(\delta - k)}{\left(\frac{E_e}{E_b} + \frac{1}{\mu}\right)} \cdot E_e.$$

Die Anfangsspannung im Beton wird also umso größer, je mehr der Beton

schwindet und je größer das Elastizitätsmaß des Betons und das Bewehrungsverhältnis sind, dagegen umso kleiner, je mehr der Beton kriecht. Dabei kommt es hauptsächlich auf das Kriechen während der ersten Zeit des Erhärtens an, das bei genügend langsamer Erhärtung auch dann groß sein kann, wenn das Kriechmaß in höherem Alter klein bleibt, wie es mit Rücksicht auf die Dauerverformung unter den Lasten erwünscht ist.

Durch Anfangszugspannungen im Beton wird die Rißgefahr erhöht. Zur Verminderung der Rißbildung infolge von Anfangsspannungen ist deshalb wenig schwindender, stark dehnbarer und langsam erhärtender Beton zu verwenden und für langsames stetiges Austrocknen zu sorgen (vgl. I 8). Es sind also dieselben Maßnahmen anzuwenden, die bereits für den unbewehrten Beton empfohlen wurden. Außerdem ist das Bewehrungsverhältnis möglichst klein zu halten. Aus diesem Grunde sind auch geschweißte Stöße der Eisen zweckmäßiger als solche durch Überdeckung oder Spannschlösser.

Aus den Beobachtungen über das Abklingen der Beeinflussung des Betons in der Umgebung der Eisen kann man nun folgern, daß bei gleichbleibendem Beton- und Eisenquerschnitt, die durch das Eisen hervorgerufenen Formänderungen des Betons einen umso größeren Teil der Querschnittsfläche erfassen, je gleichmäßiger der Eisenquerschnitt im Beton verteilt ist, d. h. je zahlreicher die Eiseneinlagen bei entsprechend vermindertem Querschnitt des Einzelstabes sind. Das Dehnungsgefälle im Betonquerschnitt wird also mit besserer Verteilung des Eisenquerschnitts kleiner und dadurch dürften auch die Anfangsspannungen abnehmen.

Auf Anfangsspannungen ist wahrscheinlich auch die Tatsache zurückzuführen, daß in hohen Balkenstegen mit stark bewehrter Zugzone, insbesondere bei I-förmigem Balkenquerschnitt, die Risse zuerst im Steg oberhalb der Bewehrung entstehen. Während des Austrocknens ist wie oben erörtert, der Beton in der Umgebung der Eisen gedehnt worden, die Verkürzung der bewehrten Zone also wesentlich kleiner geblieben als beim freien Schwinden. Oberhalb der bewehrten Zone muß nun wegen des Zusammenhanges der Beton im Steg ebenso sehr gedehnt werden, was auch nur durch Kriechen möglich ist. Hier fehlt jedoch der das Kriechen begünstigende Einfluß des Gleitwiderstandes der Bewehrung, so daß das Kriechmaß mit wachsendem Abstand von der bewehrten Zone kleiner wird und ein größerer Teil der erzwungenen Dehnung des Betons Spannungen hervorruft. Die Anfangsspannungen werden also im Steg oberhalb der bewehrten Zone größer als in dieser. Bei I-förmigen Querschnitten ist diese Erscheinung besonders ausgeprägt, weil zwischen der breiten Zugzone und dem dünnen Steg leicht ein größeres Feuchtigkeits- und damit Schwindgefälle entsteht. Zum Schutz gegen solche Risse im Steg ist eine gut verteilte Bewehrung nahe der Oberfläche zu empfehlen, wie sie schon öfter angewandt worden ist (z. B. 41), wenn auch manchmal nur aus der Erwägung, daß auch oberhalb der bewehrten Zone noch hohe Belastungszugspannungen im Beton vorhanden sind (42).

c) *Vorgänge bei der Rißbildung im Eisenbeton.*

Die Vorgänge in der Umgebung eines Risses hat *Emperger* (36) in letzter Zeit ausführlich erörtert. Es ergab sich dabei eine grundsätzliche Übereinstimmung mit den Vorgängen, die bei Versuchen zur Ermittlung der Anfangs-

spannungen beobachtet oder aus den Beobachtungen gefolgert werden können (vgl. III b). An Stelle des Kriechens unter langdauernder Lasteinwirkung tritt bei der Rißbildung die plastische Dehnung, die der Beton unter dem Einfluß des Gleitwiderstandes in der engsten Umgebung der Eisen erfährt, und die größer ist als seine gewöhnliche Dehnbarkeit (36 S. 18). Sie nimmt mit wachsender Entfernung von den Eisen rasch ab (25 S. 40).

Von der Rißstelle aus muß die Zugkraft des Eisens durch den Gleitwiderstand wieder in den Beton übertragen werden. Es wird sich zunächst unmittelbar neben dem Riß ein Bereich befinden, wo sich der Beton vom Eisen gelöst hat, weil er den Dehnungen und der Querzusammenziehung des Eisens nicht mehr zu folgen vermochte (Bereich der Loslösung), sodann folgt ein Bereich, wo der Beton in fortschreitend wachsender Schichtdicke plastisch gedehnt ist und der Gleitwiderstand wirkt, der schnell seinen Höchstwert erreicht (plastischer Bereich). Hier übernimmt der Beton einen Teil der Zugkraft aus den Eisen, bis schließlich die Eisendehnungen die federnde Dehnbarkeit des Betons nicht mehr überschreiten (elastischer Bereich) (36 Fig. 20) (25 S. 53). Mit wachsender Beanspruchung des Eisens und abnehmendem Rißabstand verschwinden nacheinander die beiden letzten Bereiche, so daß schließlich das Eisen auf der ganzen Länge zwischen zwei Rissen gleitet.

Aus den Vorgängen in der Nähe eines Risses kann man schließen, daß die Mitwirkung des Betons in der Zugzone umso länger gewährleistet ist, je größer der Gleitwiderstand der Bewehrung und die plastische Verformbarkeit des Betons sind. Soweit es auf den Beton ankommt, wächst der Gleitwiderstand mit der Betonfestigkeit, wenn auch in geringerem Maße als diese (25 S. 56), dagegen nimmt die plastische Verformbarkeit mit abnehmender Betonfestigkeit zu (36 S. 73) (30 S. 50). Durch die Art der Bewehrungseisen kann der Gleitwiderstand leichter beeinflußt werden, z. B. durch Verwendung von Eisen mit möglichst rauher Oberfläche oder von Sondereisen, wie Knoten- oder Dralleisen, deren Form eine besonders gute Verbindung mit dem Beton bewirkt (25 S. 58) (36 S. 73). Die Mitwirkung des Betons kann weiter dadurch erhöht werden, daß von den Eiseneinlagen ein größerer Querschnittsteil des Betons beeinflußt wird, z. B. durch bessere Aufteilung der Querschnittsfläche der Eisen (25 S. 41) oder durch räumliche Bewehrung (Querbewehrung, Maschennetze, Streckmetall). Zu beachten ist dabei, daß Querbewegungen (z. B. Bügel), zwischen der Hauptbewehrung und der Betonoberfläche die Rißbildung begünstigen.

Eine bessere Mitwirkung des Betons in der Zugzone bewirkt folgendes: Die mittlere Spannung der Eisen unter einer bestimmten Belastung wird kleiner und infolgedessen auch die Dehnung der Zugzone (25 S. 51). Ferner wird der Abstand der Risse kleiner, weil die Entspannung des Betons vom ersten Riß aus nur eine kleine Strecke weit reicht (25 S. 48). Je zahlreicher jedoch die Risse sind, desto weniger klaffen sie (25 S. 50). Dies erklärt sich daraus, daß die Verlängerung des Eisens auf einer bestimmten Strecke, innerhalb deren Risse vorhanden sind, hauptsächlich von der Dehnung des Eisens in den Rißquerschnitten abhängt, weil dort die größte Beanspruchung des Stahles herrscht. Je zahlreicher nun die Risse sind, desto kleiner ist der Bruchteil der Gesamtdehnung des Eisens, der auf den einzelnen Riß entfällt.

Mit wachsender Beanspruchung der Eisen klaffen die Risse stärker, falls nicht.

solange der Gleitwiderstand zwischen den vorhandenen Rissen noch nicht überwunden ist, neue Risse hinzutreten. Ist der Gleitwiderstand erschöpft, so hört die Abhängigkeit der Rißweite von der Rißzahl auf (25 S. 51). Es können einzelne Risse sich vielmehr besonders weit öffnen, während andere wieder kleiner werden können. So zeigte sich bei Versuchen mit oftmals wiederholter Belastung und Entlastung (36 S. 114) (43), daß bei Rundeisenbewehrung, wo der Gleitwiderstand durch die Dauerbelastung überwunden war, die größte Rißbreite trotz gleichbleibender Rißzahl mit den Lastwiederholungen stark zunahm, während sie bei Istegstahl, der im Beton nicht gleiten konnte, dauernd gleich blieb. Bei solchen Dauerbelastungen nimmt die Rißzahl anfänglich zu, erreicht jedoch bald einen Beharrungszustand. Neue Risse können auch unter dauernder ruhender Belastung infolge des Kriechens entstehen, weil die Nullinie sich nach der Zugseite verschiebt und dadurch die Beanspruchung der Zugzone wächst (33) (34).

Erheblichen Einfluß auf das Klaffen der Risse hat der Umstand, daß die Eisen die bis zur Rißbildung vom Beton übertragene Kraft zusätzlich aufnehmen müssen (36 S. 44) (44). Sie werden dadurch an der Rißstelle, wo sie sich allein unbehindert dehnen können, zusätzlich gedehnt. Die Risse klaffen deshalb anfänglich umso mehr, je kleiner das Verhältnis des Bewehrungsquerschnitts zum gerissenen Betonquerschnitt ist und je größer vorher die Zugkraft im Beton war, also im allgemeinen je größer die Breite der Betonzugzone (44) und die Zugfestigkeit des Betons sind. Beim Entstehen des Risses federt der Beton infolge der Entspannung zurück. Die Bewegung bleibt dabei in der Nähe der Eiseneinlagen infolge des Gleitwiderstandes kleiner als in größerem Abstand davon, wo auch die federnde Dehnung größer war. Der Riß klafft also an der Körperoberfläche etwas mehr als in der Nähe der Eisen (36 S. 48), wie er auch an der Oberfläche beginnt und gegen die Bewehrung fortschreitet (39 S. 117).

Besonders wichtig ist es, daß die Risse unter der ständigen Last fein bleiben, daß sich also die Risse nach Entlastung von der Verkehrslast wieder möglichst weit schließen (45). Die bleibende Rißweite dürfte vor allem von den bleibenden Dehnungen des Betons oberhalb der bewehrten Zone abhängen. Auch treten im Riß bleibende Verlängerungen der Eisen auf, weil diese durch den Gleitwiderstand am vollen Zurückfedern gehindert werden (36 S. 73).

Darüber, welche Rißweite für den Beton dauernd unschädlich bleibt, besteht noch kein Einvernehmen. Untersuchungen an Schleuderbeton, also an besonders dichtem Beton (37), ergaben als dauernd zulässig eine Rißweite bis zu 0,3 mm und als vorübergehend zulässig bis zu 0,5 mm.

Gehler (44) folgert aus den Rißweiten, die an Plattenbalken bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm² gemessen wurden, daß als Rißbreite $^1/_8$ mm zulässig sei. *Graf* (43) kommt zu einem ähnlichen Ergebnis. Solche Festsetzungen sollen dazu dienen, die Zulässigkeit erhöhter Eisenspannungen in Abhängigkeit von der Betongüte und der Art und Anordnung der Bewehrung nach Versuchen zu beurteilen. Es ist jedoch fraglich, ob es mit den derzeitigen Erkenntnissen möglich ist, die Rißbreite mit Sicherheit auf ein bestimmtes Maß zu begrenzen (vgl. 44 Übersicht III).

Aus den Erörterungen über das Klaffen der Risse kann man folgern, daß die sogenannnte Rißsicherheit, berechnet als das Verhältnis der Belastung, bei der

der Riß entsteht, zur zulässigen Belastung oder als Verhältnis der in üblicher Weise unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons errechneten Eisenspannung zur zulässigen Eisenspannung (44) im allgemeinen erst dann einen brauchbaren Wertmaßstab bildet, wenn sie größer als 1 ist. Solange sie kleiner als 1 bleibt, ist ihre Erhöhung nur dann vorteilhaft, wenn die infolge der größeren Rißsicherheit erst später entstandenen Risse unter den ständigen Lasten weniger klaffen als Risse, die frühzeitig entstanden sind.

Die Rißsicherheit, wie sie oben festgelegt wurde, wird größer, je größer die Biegefestigkeit und Dehnbarkeit des Betons und je zweckmäßiger die Bewehrung nach Art und Anordnung ist, je größer der Unterschied zwischen der rechnungsmäßigen und der infolge der Mitwirkung des Betons tatsächlich vorhandenen Eisenspannung ist und schließlich je kleiner das Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{bh}$ ist (25 S. 24) (45). Sie ist deshalb größer bei kreuzweise bewehrten, allseitig aufliegenden, als bei nach einer Richtung gespannten Platten, ferner bei Platten als bei Plattenbalken und bei diesen wieder, je breiter die Betonzugzone ist (44).

d) *Maßnahmen zur Verminderung der Rißbildung im Beton.*

Aus den Abschnitten IIIb und c kann man zusammenfassend entnehmen, daß zur Verminderung der Rißbildung im Eisenbeton wenig schwindender, stark dehnbarer und soweit angängig langsam erhärtender Beton zu verwenden und für langsames stetiges Austrocknen des Betons zu sorgen ist. Solange eine Möglichkeit besteht, Risse unter den Gebrauchslasten überhaupt zu verhindern, kommt es auf möglichst große Zugfestigkeit des Betons an. Sind jedoch Risse unvermeidlich, wie z. B. in Plattenbalken unter den üblichen Verhältnissen, so wird die Dehnbarkeit des Betons wichtiger als die Zugfestigkeit.

Besondere Sorgfalt ist darauf zu verwenden, daß das Zusammenwirken zwischen Beton und Eisen in der Zugzone bis zu möglichst großen Eisendehnungen gewahrt bleibt. Deshalb ist der Eisenquerschnitt möglichst weitgehend aufzuteilen. Es sind Eisen mit rauher Oberfläche zu bevorzugen und solche, die wie Knoten- oder Dralleisen durch ihre Form einen großen Gleitwiderstand besitzen. (Selbstverständlich müssen diese Eisen, die sonst vom Bewehrungsstahl geforderten Stoffeigenschaften besitzen, auch darf ihre Form nicht dazu führen, daß der Beton leicht abgesprengt wird.) Auch mit der gezogenen Bewehrung an geeigneter Stelle starr verbundene Querbewehrungen bieten Vorteile.

Neben diesen Maßnahmen, die im allgemeinen anwendbar sind, sei noch darauf verwiesen, daß es in besonderen Fällen möglich ist, durch Vorspannung der Bewehrung in den Beton so große Druckvorspannungen einzuleiten, daß unter den Gebrauchslasten überhaupt keine Zugspannungen im Beton entstehen. Diese Möglichkeit ist schon seit langem erörtert worden (25 S. 44), jedoch ist es erst *Freyssinet* (vgl. das voranstehende Referat in diesem Bericht) gelungen, sie auszunutzen, nachdem er die Bedeutung des Kriechens für die Größe der erforderlichen Vorspannung erkannt und neue Wege zur Verminderung der Raumänderungen des Betons gefunden hatte (20). Die von ihm dabei entwickelten Auffassungen über die Beeinflußbarkeit der Eigenschaften des Betons werden voraussichtlich auch die Klärung der im vorliegenden Bericht behandelten Fragen weiter fördern.

Zusammenfassung.

Das Referat beruht auf einer Auswertung der reichhaltigen Literatur zu dem gestellten Thema. Danach ergibt sich folgendes:

Die Zugfestigkeit des Betons hängt vorwiegend von der Zugfestigkeit der Zemente ab, wie sie sich nach den neueren Prüfverfahren mit gemischtkörnigen plastischen Mörteln als Biegefestigkeit ergibt. Für die Zusammensetzung des Betons sind im allgemeinen dieselben Maßnahmen zweckmäßig, die einen möglichst druckfesten Beton liefern. Gebrochene Zuschlagstoffe verbessern das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit, ergeben jedoch trotzdem bei weichem und flüssigem Beton wegen des größeren Wasseranspruchs im allgemeinen keine größere Zugfestigkeit als natürlich gekörnte Stoffe. Durch die Gesteinseigenschaften der Zuschläge kann die Zugfestigkeit stärker beeinflußt werden als die Druckfestigkeit. Es kommt besonders darauf an, daß der Beton langsam austrocknet.

Zur Bewertung der einzelnen Einflüsse hat es sich als zweckmäßig erwiesen, das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit mit Hilfe von Exponenten der Druckfestigkeit zu verfolgen, die die Tatsache berücksichtigen, daß dieses Verhältnis von der Höhe der Druckfestigkeit abhängig ist.

Da für die Rißbildung die Dehnbarkeit des Betons wichtig ist, ist auch diese verfolgt worden. Sie nimmt im allgemeinen mit wachsender Festigkeit ab, kann jedoch durch den Zement und die Gesteinsart der Zuschläge beeinflußt werden. Günstig auf die Zugfestigkeit wirkt das Kriechen, weil es die nachteiligen Schwindspannungen vermindert.

Für die Verminderung der Rißbildung ist die Zugfestigkeit des Betons nur dann ausschlaggebend, wenn die Möglichkeit besteht, Risse unter den Gebrauchslasten überhaupt zu verhindern. Nur in diesem Falle hat auch hohe Rißsicherheit, verstanden als Verhältnis der Rißlast zur zulässigen Last, praktische Bedeutung. Wo Risse unvermeidlich sind, ist die Dehnbarkeit des Betons wichtiger als die Zugfestigkeit und geringes Klaffen der Risse wichtiger, als daß sie erst unter hohen Lasten entstehen.

Im übrigen kommt es darauf an, die Bewehrung möglichst aufzuteilen und solche Bewehrungsarten zu verwenden, die hohen Gleitwiderstand im Beton ergeben. Im Zusammenhang mit der Erörterung der Rißbildung wurde nachgewiesen, daß die Wechselwirkung zwischen Beton und Eisen beim Entstehen der Anfangsspannungen grundsätzlich übereinstimmt mit den Vorgängen in der Nähe eines Risses, und daß die Anfangsspannungen infolge des Kriechens des Betons wahrscheinlich kleiner sind, als bisher vermutet wurde.

Verzeichnis der benutzten Literatur.

(1) *Graf:* Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk. Stuttgart 1921.

(2) *Graf:* Der Aufbau des Mörtels und des Betons. Berlin 1930.

(3) *Guttmann:* Zur Frage der Zugfestigkeit unbewehrten Betons. Zement 1935, Heft 35.

(4) *Graf:* Deutscher Beton-Verein, Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung. Stuttgart 1926.

(5) *Dutron:* Les matières inertes et les propriétés mécaniques des bétons. Kongreßbericht Lüttich 1930.

(6) *Hummel:* Das Beton ABC. Berlin 1935.

(7) *Haegermann:* Die Prüfung von Zement mit weich angemachtem Mörtel. Zement 1935, Heft 35, 39 und 44.

(8) *Graf:* Über Zement für Betonstraßen. Zement 1935, Heft 23 und 24.

(9) *Graf:* Über die Herstellung und Prüfung von Prismen aus weich angemachtem Mörtel zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von Straßenbauzementen. Zement 1936, Heft 7.

(10) *Graf:* Betonstraßenbau und Materialprüfung. Straße 1936, Heft 2.

(11) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 71, Berlin 1933.

(12) *Olsen:* Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton. Beton und Eisen 1929, Heft 11 und 12.

(13) *Bach* und *Graf:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 72 bis 74. Berlin 1909.

(14) *Roš*: Einfluß des Zusatzes von „Plastiment" auf die bautechnischen Eigenschaften des Betons. Bericht Nr. 79 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich 1934.

(15) *Hertel:* Einfluß der Verwendung von Edelzuschlag auf die Güte und die Kosten von Beton. Berlin 1930.

(16) *Pfletschinger:* Der Einfluß der Grobzuschläge auf die Güte von Beton. Zement 1929, Heft 31 bis 34.

(17) *Graf:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 63. Berlin 1930.

(18) *Walz:* Beitrag zur Anwendung von Rüttelverfahren beim Verarbeiten des Betons. Versuche über Oberflächenrüttlung. Beton und Eisen 1935, Heft 5 bis 7.

(19) *Graf:* Über den Einfluß der Größe der Betonkörper auf das Schwinden in trockenen Räumen und im Freien. Beton und Eisen 1934, Heft 7.

(20) *Freyssinet:* Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1936.

(21) *Würzer:* Adhäsion, Kapillarkraft und Erhärtung. Zement 1934, Heft 39.

(22) *Haegermann:* Raumänderungen des Betons durch Feuchtigkeitswechsel. Bericht über die Tagung des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten im August 1935.

(23) *Graf:* Über einige Aufgaben der Eisenbetonforschung aus neuerer und älterer Zeit. Beton und Eisen 1934, Heft 11.

(24) *Hummel:* Beeinflussung der Beton-Elastizität. Zement 1935, Heft 42 und 43.

(25) *Graf:* Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. I, 4. Aufl., Berlin 1930.

(26) *Graf:* Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen usw. von Zementmörtel und Beton. Zement 1928, Heft 40 bis 42 und 45 bis 47.

(27) *Gehler:* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 66, Berlin 1930.

(28) *Graf:* Über die Elastizität der Baustoffe. Bautechnik 1926, Heft 36 bis 38.

(29) *Graf:* Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin 1929.

(30) *Graf:* Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 227, Berlin 1920.

(31) *Möhlmann:* Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit von hochwertigem Beton an Zug- und Druckkörpern. Berlin 1927.

(32) *Graf:* Über das Schwinden und Quellen sowie über die Dehnungsfähigkeit von Beton mit verschiedenen Zuschlagstoffen. Beton und Eisen 1933, Heft 7/8.

(33) *Granville:* Creep of concrete under load. The Structural Engineer, Februar 1933.

(34) *Hummel:* Vom Kriechen oder Fließen des erhärteten Betons und seiner praktischen Bedeutung. Zement 1935, Heft 50 und 51.

(35) *Freudenthal:* Änderung des Spannungszustandes weitgespannter, flacher Eisenbetonbogen durch die plastische Dauerverformung des Betons. Beton und Eisen 1935, Heft 11.

(36) *Emperger:* Heft 16 der Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbetonausschuß. Wien 1935.

(37) *Honigmann:* Witterungseinflüsse und ihre Raffung im Kurzversuch an Schleuderbetonmaststücken. Beton und Eisen 1935, Heft 19 und 20.

(38) *Rengers:* Einfluß der Rißbreite auf den Angriff durch Rost. Beton und Eisen 1935, Heft 10.

(39) *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, 6. Aufl., Bd. 1, Stuttgart 1923.

(40) *Kayser:* Anfangsspannungen im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1936, Heft 1.

(41) *Schächterle:* Talübergang bei Denkendorf. Beton und Eisen 1936, Heft 1.

(42) *Berger:* Der Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. Bauingenieur 1932, Heft 23/4.

(43) *Graf:* Über die Bedingungen für die Größe der zulässigen Anstrengungen von Eiseneinlagen in Eisenbetonplatten und in Eisenbetonbalken. Beton und Eisen 1935, Heft 9.

(44) *Gehler:* Referat IIc des vorliegenden Kongreßberichtes.

(45) *Abeles:* Über die Verwendung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau. Beton und Eisen 1935, Heft 8 und 9.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 2

Zugfestigkeit des Betons in Eisenbetonkonstruktionen.

Sur la résistance des pièces tendues dans les constructions en béton armé.

The Tensile Strength of Stressed Parts in Reinforced Concrete.

G. Colonnetti,
Professeur à l'Ecole Royale Supérieure d'ingénieurs de Turin.

Alle Experimentalforscher sind sich darüber einig, daß bei gleichem Querschnitt der Eiseneinlagen die Zugfestigkeit der Konstruktionen aus Eisenbeton im selben Verhältnis zunimmt — und die Rißbildung demgemäß abnimmt — je größer die Anzahl und je geringer daher der Durchmesser der verwendeten Eisenstäbe wird.

Wenn aber diese Tatsache durch den Versuch in einwandfreier Weise dargetan ist, so wird die Deutung, die ihr die einzelnen Fachleute geben, dadurch in keiner Weise klarer.

Von geringem Nutzen ist in der Tat der übliche Hinweis darauf, daß bei abnehmendem Durchmesser der Einlagen das Verhältnis ihres am geraden Querschnitt gemessenen Umfanges zum Flächeninhalt zunimmt, woraus bessere Verhältnisse hinsichtlich der Adhäsion zwischen Eisen und Beton folgen, wenn die versuchsmäßige Feststellung sich offenkundig auf Fälle wie der des einfacher Biegung ausgesetzten Brückenbogens bezieht, bei dem die Adhäsion theoretisch keinen Grund hätte, in Tätigkeit zu treten.

In Wirklichkeit gewinnt dieser Hinweis einen Wert — und, wie wir bald sehen werden, einen wohlumrissenen und genauen Wert — nur dann, wenn wir beim Versuch, dasjenige zu zergliedern, was wirklich in einer auf Zug beanspruchten Konstruktion vor sich geht, die äußerst einfältigen und nicht selten einander widersprechenden Ansichten beseitigen, zu denen wir bei unseren statischen Berechnungen unsere Zuflucht zu nehmen gezwungen sind.

Bei diesen Berechnungen pflegen wir bekanntlich jegliche Teilnahme des Betons an der Zugfestigkeit zu verneinen, indem wir annehmen, daß das Eisen allein die Beanspruchung voll und ganz aufnimmt, wenn diese Berechnungen lediglich den Zweck haben, den Nachweis der Festigkeit der Baustoffe zu erbringen; im Gegensatz hierzu bringen wir diese Teilnahme voll in Ansatz und nehmen an, daß sich die inneren Spannungen zwischen Eisen und Beton im Verhältnis der entsprechenden Elastizitätsmodule verteilen, so oft wir Formänderungen errechnen wollen, sei es, daß diese von unmittelbarer Wichtigkeit sind, sei es, daß sie zur Berechnung etwaiger Unbekannten bei statisch unbestimmten Konstruktionen dienen sollen.

Wie wir wohl wissen, ist die Wahrheit die, daß es in der Praxis weder das eine noch das andere gibt oder daß, um es genauer zu fassen, beide Hypothesen nur ausnahmsweise, im Falle ganz besonderer Querschnitte, zutreffen, und daß zwischen beiden Grenzfällen eine Reihe statischer Zwischenzustände liegen, in denen der Beton einen Teil, aber auch nur einen Teil der ihm zustehenden Beanspruchung auf sich nimmt.

Es soll hinzugefügt werden, daß es zwecklos wäre, zu versuchen, diese Teilbeanspruchung des Betons an der Festigkeit der Konstruktion bei diesen Berechnungen zum Ausdruck zu bringen, und dies zwar aus dem Grunde, daß eine solche Teilbelastung in hohem Maße von Fall zu Fall wechselt, ja sogar in jedem Einzelfalle von einem Punkte zum anderen, je nachdem der Beton in verschiedenem Maße homogen ist, je nachdem die Adhäsion mit dem Eisen mehr oder weniger vollkommen ist, und vor allem, je nach der Anzahl und der Lage gewisser, sehr kleiner und unmerklicher Risse, die die verschiedensten Ursachen bewirkt haben können.

Es ist gesagt worden, daß es kaum Bauwerke aus Eisenbeton gibt, die bei genügend scharfer Prüfung nicht das Vorhandensein irgendeiner dieser unmerklichen Rißbildungen aufweisen, deren Ursache gemeinhin in den inneren Spannungszuständen gesucht wird, die beim Schwinden des Betons oder unter der Wirkung von Temperaturschwankungen entstehen.

Sicher ist, daß, wenn solche Risse vorhanden sind, die gegebenenfalls auftretenden Zugbeanspruchungen dadurch gänzlich vom Eisen aufgenommen werden müssen. Aber in den unmittelbar benachbarten Querschnitten, wo das Eisen in eine gesunde, kompakte Masse gebadet ist, die gut haftet, nimmt der Beton, der gezwungen ist, die Formänderungen mitzumachen, einen aktiven Teil an der Festigkeit, und entlastet das Eisen um einen mehr oder weniger beträchtlichen Teil der Beanspruchungen, die es wegen der Risse aufnimmt.

In diesen abwechselnden Übergängen der Beanspruchung vom Eisen auf den Beton und vom Beton auf das Eisen, Übergängen, die bei den statischen Beanspruchungen nicht vorgesehen werden und nicht vorgesehen werden können, entstehen nun gerade in der Betonmasse Tangentialkräfte, die mit denen nichts zu tun haben, die vom Vorhandensein etwaiger Abscherungskräfte abhängen.

Gerade diese Spannungen aber können, wenn sie die Festigkeitsgrenzen der Baustoffe überschreiten, bestehende Risse erweitern und neue hervorrufen.

Es ist somit die Frage, zu wissen ob und in welcher Weise diese Teilnahme der unversehrten Betonmasse an der Festigkeit der Baukonstruktion wirksamer und unmittelbarer gestaltet werden kann, wobei die Zonen, in denen diese nachgeben kann, tunlichst eingeschränkt werden, ohne daß diese Tangentialkräfte die besagten Grenzen überschreiten und die Standfestigkeit des gesamten Bauwerkes in Frage stellen.

Aber in einer andern Hinsicht noch muß die übliche theoretische Annahme einer strengen und sachlichen Kritik unterzogen werden.

Es ist in der Tat bekannt, daß eine der Grundvoraussetzungen, auf denen die übliche statische Theorie der Bauwerke aus Eisenbeton ruht, in der Unabhängigkeit der Verteilung der inneren Spannungen von der Sonderart der Anlegung der äußeren Beanspruchung besteht.

Ist einmal die auf einen bestimmten Querschnitt des Bauwerkes einwirkende Beanspruchung gegeben, so nimmt man mit *de Saint-Venant* an, daß das Gesetz, nach welchem sich die inneren Spannungen in demselben Querschnitt verteilen, ein einziges und wohl bestimmtes ist, wie auch immer die Kräfte angelegt sein mögen, die diese Beanspruchung hervorrufen.

In Wirklichkeit aber übt diese Art der Anlegung einen Einfluß aus, der nicht vernachlässigbar ist und der im Sonderfall des Eisenbetonbalkens sogar bedeutend werden kann, weil sich die Betonmassen und die entsprechenden Eiseneinlagen in der Praxis sehr verschieden in Bezug auf die angelegten Kräfte verhalten können.

Der Fall, in dem die äußere Beanspruchung sich sofort nach ihrer Anlegung auf Eisen und Beton in solchem Verhältnis verteilt, daß die Formänderungen längs der betreffenden, in Berührung stehenden Flächen die gleiche ist, wodurch die Annahme der Aufrechterhaltung der flachen Querschnitte bekräftigt wird, ist in der Tat als unbedingte Ausnahme zu betrachten.

Es kann vielmehr in manchem Fall vorkommen, daß die Beanspruchung eines bestimmten Balkens über in geeigneter Weise hergestellte Verbindungen zwischen den Einlagen der einzelnen Teile des Bauwerkes direkt an dessen Bewehrung angreift. In einem solchen Falle wird diese Bewehrung Formänderung erleiden unter der Wirkung der Beanspruchung und dadurch wird auch die Form der Betonmasse geändert, in die die Bewehrung eingebettet ist, so daß diese mehr oder weniger aktiv an der Festigkeit teilnehmen muß. Aber es leuchtet ein, daß dieser Kräfteübergang vom Eisen auf den Beton nur stattfinden kann vermöge der Adhäsion und vermöge der daraus folgenden Ausbildung eines Systems tangentialer Kräfte, die ihre Erklärung nicht in der auf sich selbst betrachteten Beanspruchung, sondern lediglich in der Sonderart ihrer Anlegung finden.

Häufiger wird der entgegengesetzte Fall eintreten: die äußeren Kräfte, die die Beanspruchung bestimmen, werden in der Tat meistens in Gestalt von Oberflächendruck an die Betonmasse angelegt. Und dann ist es der Beton, der dadurch, daß er seine Form ändert, auch die Form der zwischenliegenden Einlagen ändert und diese zum Mitwirken zwingt, d. h. sie zwingt, einen bestimmten Teil der inneren Spannungen auf sich zu nehmen, wobei der Beton in höherem Maße entlastet wird als es nach der Theorie der Fall sein müßte. Abermals kann aber der Kräfteübergang vom Beton auf die Einlagen nicht vor sich gehen, ohne daß sich gewisse Systeme von Tangentialkräften ausbilden, die die Beanspruchung an sich nicht erklären kann und deren Ursache gerade und ausschließlich in der Tatsache liegt, daß der wirkliche Gleichgewichtszustand nicht der durch die Theorie bedingte ist.

Diese behält ihren ganzen Wert als Grenztheorie, die dazu bestimmt ist, in jenen Querschnitten des Brückenbogens zu gelten, die genügend von den Punkten entfernt sind, wo die äußeren Kräfte angreifen. Das will schlechthin besagen, daß bei den üblichen Belastungsverhältnissen der Brückenbögen einer gewöhnlichen Konstruktion aus Eisenbeton der Theorie niemals streng Genüge getan wird.

Es ist daher in der Praxis nicht leicht, die Tatsache unberücksichtigt zu lassen, daß bei den angedeuteten Belastungsverhältnissen die inneren Spannungen im Beton in der Nähe der Punkte, wo die Belastung angreift, Werte erreichen können

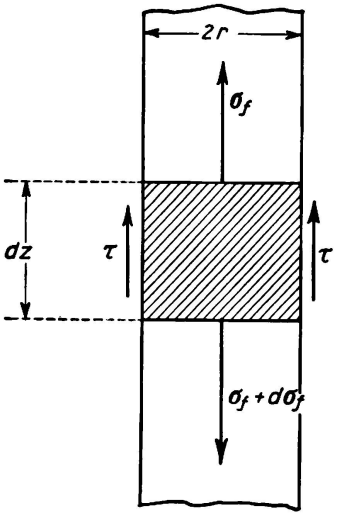
und sie auch wirklich erreichen, die höher liegen, als die aus der Theorie abgeleiteten, wobei außerdem diese Spannungen desto höher und ihre Zonen im Balken desto größer sind, als der beschriebene Vorgang des Kräfteübergangs vom Beton auf das Eisen ein langsamerer ist.

Und somit taucht aufs neue und unter Umständen in neuer Gewandung dieselbe Frage auf: zu wissen, nämlich, ob und in welcher Weise dieser Übergang wirksamer und unmittelbarer gestaltet werden kann, ohne daß die dadurch bedingten Tangentialkräfte die Grenzen der Materialfestigkeit übersteigen, wodurch die Zonen, in denen die anormale Kräfteverteilung auftritt, eingeschränkt und der Unterschied zwischen dieser Verteilung und der rechnerisch ermittelten herabgemindert wird.

Wir wollen nun zeigen, wie diese Frage einer Lösung zugeführt werden kann, indem man bekannte und elementarste Berechnungsweisen wieder aufnimmt und sie auf den vorliegenden Fall anwendet.

Nehmen wir der Einfachheit halber einen Rundstab aus Eisen, dessen Durchmesser wir mit 2 r bezeichnen wollen und dessen einer, gerader Querschnitt mit einer Normalspannung σ_f beansprucht wird, wobei ein benachbarter, in der Entfernung d z des vorhergehenden Querschnittes liegender Querschnitt mit einer ähnlichen Spannung $\sigma_f + d\sigma_f$ beansprucht wird (Fig. 1).

Fig. 1.



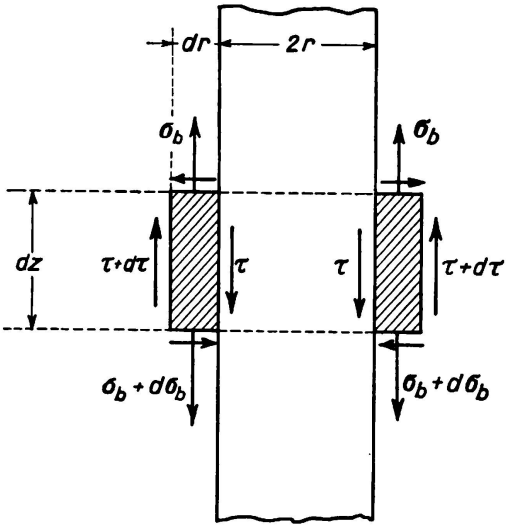


Fig. 2.

Zum Gleichgewicht des zwischen diesen Querschnitten liegenden Eisenteiles ist offenbar Bedingung, daß auf dessen zylindrische Seitenfläche eine (durch die Adhäsion des Betons ermöglichte) Tangentialspannung ausgeübt wird, deren mittlerer Wert τ der Beziehung genügen muß:

$$d\sigma_f \cdot \pi r^2 = \tau \cdot 2\pi r \cdot dz$$

aus der man erhält:

$$\frac{d\sigma_f}{dz} = 2\frac{\tau}{r} \tag{1}$$

Betrachten wir nunmehr den Hohlzylinder aus Beton, der um diese Eiseneinlage liegt.

Es sei dr die äußerst geringe Wandstärke dieses Zylinders, σ_b die Normalspannung, die diese Wand an der Stelle des zuerst betrachteten geraden Querschnittes aushält, $\sigma_b + d\sigma_b$ die ähnliche Spannung auf dem anderen geraden Querschnitt, der gemäß unserer Annahme in der Entfernung dz vom ersteren liegt (Fig. 2).

Dieselben Betrachtungen über das Gleichgewicht, die wir soeben für den Fall des Eisens angestellt haben, führen, wenn wir sie auf diesen Betonzylinder beziehen, zu einer neuen Bedingungsgleichung:

$$d\sigma_b\,[\pi\,(r + dr)^2 - \pi r^2] = (\tau + d\tau)\,2\pi\,(r + dr)\,dz - r \cdot 2\pi r \cdot dz$$

in der wir natürlich mit $\tau + d\tau$ den mittleren Einheitswert der Tangentialspannung bezeichnet haben, die die Betonteile, welche den betrachteten Zylinder umgeben, auf dessen äußeren Mantel ausüben.

Bei Vernachlässigung der unendlich kleinen Glieder höherer als zweiter Ordnung, nimmt die Gleichung die Gestalt an:

$$d\sigma_b \cdot 2\pi r \cdot dr = \tau \cdot 2\pi\, dr \cdot dz + d\tau \cdot 2\pi r \cdot dz$$

oder auch:

$$\frac{d\sigma_b}{dz} = \frac{\tau}{r} + \frac{d\tau}{dr} \tag{2}$$

Wenn man aber will, daß dieser Betonzylinder in vollkommener Weise an den Einlagen haftet, die er umschließt, so muß man notwendigerweise annehmen, daß die Formänderungen der beiden Baustoffe auf der Berührungsfläche dieselben sind.

Infolgedessen, wenn E_f der normale Elastizitätsmodul des Eisens und E_b derjenige des Betons ist, so muß sein:

$$\frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_b}{E_b} \qquad \frac{d\sigma_f}{E_f} = \frac{d\sigma_b}{E_b}$$

Unter diesen Umständen leitet man sofort aus den beiden soeben geschriebenen und zu gleicher Zeit geltenden Gleichgewichtsgleichungen ab:

$$\frac{d\tau}{dr} = \frac{2E_b - E_f}{E_f} \cdot \frac{\tau}{r} \tag{3}$$

worin der Koeffizient:

$$\frac{2E_b - E_f}{E_f}$$

stets negativ ist.

Wenn man annimmt, wie es in der Praxis üblich ist, daß:

$$E_f = 10\,E_b$$

so nimmt dieser Koeffizient den Wert: $-\frac{4}{5}$ an.

Auf alle Fälle kann man durchaus allgemein behaupten, daß die Tangentialspannungen im Beton sehr schnell abnehmen, sobald man sich von der Eisenoberfläche entfernt, und zwar desto schneller als das Verhältnis $\frac{\tau}{r}$ des Höchstwertes, den diese Tangentialspannungen auf besagter Oberfläche erreichen, zum Radius derselben ein größeres ist.

Indessen gemahnt uns die erste von uns niedergeschriebene Gleichgewichtsgleichung daran, daß von dem Werte des Verhältnisses $\frac{\tau}{r}$ auch die Geschwindigkeit abhängt, mit der die σ_f (und also auch die σ_b) sich in Funktion von z ändern.

Wir sehen uns somit veranlaßt, daraus zu schließen, daß zwei Bedingungen erfüllt werden müssen, wenn man will, daß der Übergang der Kräfte vom Eisen auf den Beton (oder vom Beton auf das Eisen) in einer entweder im Längs- oder im Quersinne sehr begrenzten Zone von statten geht:

1. ein hoher Wert von τ bedeutet gute Adhäsion zwischen beiden Werkstoffen,

2. ein geringer Wert von r, d. h. eine Aufteilung des Eisenquerschnittes in zahlreiche Einlagen geringen Durchmessers.

Die erste Bedingung ist selbstverständlich und sofort einleuchtend, während die zweite direkt jene Versuchsergebnisse bestätigt, deren wir beim Anfang dieses Berichtes gedacht haben und die uns in den Stand setzen, den doppelten Vorteil genauer zu fassen, den die Verwendung von Eiseneinlagen geringen Durchmessers zu erzielen gestattet und der sich je nach Lage des Falles so wiedergeben läßt, daß bei gleichen tangentialen Höchstspannungen der Übergang der Kräfte vom Eisen auf den Beton (oder vom Beton auf das Eisen) sich innerhalb einer entweder im Längssinne oder im Quersinne engeren Zone vollzieht, oder so, daß bei Gleichheit der anderen Verhältnisse dieser Übergang der Kräfte geringere Tangentialspannungen hervorruft.

Zusammenfassung.

Der Verfasser beschreibt die Unvollkommenheit der üblichen Annahmen bei der Berechnung von Eisenbetonquerschnitten. Er untersucht, wie die Übertragung der Tangentialspannungen vor sich geht und verbessert werden kann. Durch die Rechnung wird die bekannte Tatsache bewiesen, daß viele dünne Eisen wenigen dicken vorzuziehen seien.

IIb 3

Praktische Weiterentwicklung der Verfahren zur mechanischen Behandlung von Beton[1].

Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons.

Practical Improvements in the Mechanical Treatment of Congrete.

E. Freyssinet,
Ingénieur-Conseil, Neuilly-s-Seine.

Ich werde jetzt zeigen, daß die in den beiden ersten Teilen dieser Abhandlung angestellten Überlegungen eine große Bedeutung haben, nicht nur vom theoretischen Gesichtspunkt aus, sondern auch und vor allem vom Standpunkt der Bauausführung.

Diese theoretischen Betrachtungen haben mich zur Verwirklichung vollkommen neuer und in der Tat wirklich umwälzender Bedingungen der Vereinigung Eisen-Beton geführt, die nicht allein gestatten, die Preise und die Gewichte einer Konstruktion von gegebenen Abmessungen und gegebener Tragfähigkeit erheblich herabzusetzen, sondern auch neue technische Möglichkeiten bieten, die das größte Interesse verdienen. Diese Ergebnisse können durch die Anwendung von Stahl mit hoher Streckgrenze und von hochwertigem Beton erreicht werden.

Schwierigkeiten der Ausnutzung von Stahl mit hoher Streckgrenze.

Um den Preis des für eine Konstruktion gegebener Abmessungen und Tragfähigkeit benötigten Stahles zu senken, muß man das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{zulässige Spannung}}$ senken, das sich wie das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze}}$ ändert.

[1] Diese Untersuchung von *Freyssinet* ist ein Teil einer Arbeit über „Neue Probleme des Eisenbetonbaues". Die beiden ersten Teile dieses Berichtes, von denen nachstehend eine kurze Inhaltsangabe gegeben wird, sind in dem 4. Band der „Abhandlungen" der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau erschienen.

Im ersten Teil seiner Arbeit entwickelt *Freyssinet* eine Theorie der Formänderungen von Zement und Beton, die sich auf die Grundsätze der Thermodynamik und physikalische Annahmen stützt. Es handelt sich um eine Folge von Lehrsätzen, die für alle Körper gilt, die er „pseudo-solide" nennt. Darunter sind Körper zu verstehen, die mit sehr kleinen Hohlräumen durchsetzt sind, die von einer Flüssigkeit, welche deren Wandungen benetzt, oder von einem Glas ausgefüllt werden können.

Im zweiten Teil erörtert der Verfasser die allgemeinen Eigenschaften der Zemente und die Bildung des Porennetzes der Zementpasten, wobei er von neuen Annahmen ausgeht. Er leitet hieraus wichtige praktische Schlußfolgerungen ab und erklärt insbesondere, warum die Widerstandsfähigkeit der Zemente mehr als von irgendeinem anderen Faktor von den mechanischen und physikalischen Bedingungen ihrer Anwendung abhängt. Er zeigt dann, daß man für alle Zemente bedeutende, fast augenblickliche Erhärtungen durch einfache Verbesserungen der Dichtigkeit erreichen kann.

Die Hüttenwerke liefern Stahl mit Festigkeiten in der Nähe von 100 kg/mm², deren Streckgrenze leicht über 80 kg/mm² gebracht werden kann, zu einem Preis, der nur wenig höher ist als jener des üblicherweise gebrauchten Betoneisens. Bei bedeutender Nachfrage könnten sie Sonderstähle mit einer Streckgrenze, die wesentlich höher als 120 kg/mm² ist, zu Preisen gleicher Größenordnung liefern.

Da man heute fast ausschließlich Eisen mit einer Streckgrenze von 24 kg/mm² verwendet, kann man also das Verhältnis $\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze}}$ durch einen Koeffizienten teilen, der gegenwärtig bei 3 liegt und der sich künftig bis über 4 erhöhen dürfte. Bei großen Spannweiten wird sich dieser Koeffizient durch die Verringerung der Eigengewichte noch weiter erhöhen.

Wenn man in einem Bauteil das gewöhnliche Eisen durch hochwertigen Stahl ersetzt, z. B. durch Stahl mit einer Streckgrenze von 120 kg/mm², so ruft man in ihm unheilvolle Risse hervor, sobald man ihn Belastungen unterwirft, die über die üblichen Werte wesentlich hinausgehende Spannungen erzeugen. Der Bauteil verhält sich dann nicht viel besser als ein solcher mit Einlagen aus gewöhnlichem Rundeisen gleichen Querschnittes.

Der Grund für diesen Mißerfolg ist, daß die Längenänderung des Betons in üblich bewehrten Konstruktionen praktisch gleich der der Eisen ist, die die gesamten Zugspannungen aufnehmen. Die Längenänderung wächst proportional mit den Spannungen. Der Young-Modul ist unabhängig von der Art des verwendeten Eisens.

Es ergibt sich, daß die zulässigen Längenänderungen für den Beton ungefähr den für weiches Eisen zulässigen Spannungen entsprechen.

Die Verwendung von hochwertigem Stahl, der auf Zug beansprucht ist, erhöht also nur wenig den praktischen Wert einer Konstruktion, und da sie in der Praxis gewisse Unbequemlichkeiten mit sich bringt, wird auf sie verzichtet.[2]

Schwierigkeiten der Ausnutzung von Beton hoher Festigkeit.

Ich habe erklärt, wie die Verbesserung der Dichtigkeit des Betons durch mechanische Mittel es gestattet, dessen Druckfestigkeit so weit zu steigern, daß sie fast jener der Gesteine gleicht, deren Bruchstücke die Zuschlagstoffe bilden.

Da man in den Steinbrüchen leicht Zuschlagstoffe findet, deren Gesteinsfestigkeit 1000—1500 kg/cm² und mehr beträgt, ergibt sich, daß die tatsächlichen Werte des Verhältnisses

$$\frac{\text{Preis je m}^3}{\text{Druckfestigkeit}}$$

ungefähr im gleichen Ausmaß wie diejenigen des Verhältnisses

$$\frac{\text{Preis je kg}}{\text{Streckgrenze des Eisens}}$$

verringert werden können.

[2] Ich erinnere daran, daß aus meinen Arbeiten über die Formänderungen von Beton hervorgeht, daß im Gegensatz hierzu die Anwendung von harten Eisen in gedrückten Bauteilen sehr zu empfehlen und sehr wirksam ist.

Ich bemerke nebenbei, daß für hochwertigen Beton das Verhältnis

$$\frac{\text{Elastizitätsgrenze}}{\text{Spezifisches Gewicht}}$$

wesentlich höher ist als das der üblichen Eisen und sich dem der besten Flugzeugmetalle nähert, vor allem wenn man beim Vergleich den Zusammensetzungsschwierigkeiten Rechnung trägt, die im Fall des Betons nicht bestehen.

Aber diese Eigenschaften des Preises und des geringen spezifischen Gewichtes sind in der klassischen Eisen-Beton-Verbindung äußerst schlecht ausgenützt.

Indem man die Dichtigkeit des Betons erhöht, erhöht man seine Druckfestigkeit, dagegen seine Zugfestigkeit im allgemeinen in einem viel geringeren Ausmaß und in Abhängigkeit von den Herstellungsbedingungen. Hieraus ergibt sich erstens, daß man den Wert des Verhältnisses $n = \frac{E_a}{E_b}$ herabsetzt, wodurch sich die neutrale Faser nach oben verschiebt und die Druckspannung in auf Biegung beanspruchten Bauteilen erhöht wird. Der erwartete Vorteil wird also stark verringert.

Zweitens ist die Zugfestigkeit mindestens ebenso wichtig wie die Druckfestigkeit, denn das Verhalten der Konstruktionen gegenüber Schubbeanspruchungen und zahlreichen Zerstörungsursachen, die man in der Berechnung vernachlässigen kann, denen die Praxis aber Rechnung tragen muß, hängt ausschließlich von ihr ab. Die Konstrukteure drücken das so aus, daß sie sagen, die Praxis verlangt geringste Abmessungen.

Drittens erfährt jedwede Konstruktion, ganz gleich welcher Art, nach *Caquot* dauernde Anpassungs-Formänderungen, deren Folge eine Angleichung der Spannungen und eine Verminderung ihrer Höchstwerte ist. Diese Anpassung vollzieht sich schlecht, wenn der Beton zu wenig plastisch verformbar ist.

Die Einführung von Beton hoher Dichtigkeit bei üblichen Konstruktionen bietet aus diesen verschiedenen Gründen erheblich geringere Vorteile, als man erwarten dürfte, wenn man allein nach der Druckfestigkeit urteilt.

Theoretische Bedingungen der vollständigen Ausnutzung der Güteeigenschaften von hochwertigem Beton und hochwertigem Stahl.

Begriff der Vorspannung.

Eine gute Ausnutzung hochwertiger Baustoffe ist somit abhängig beim Stahl davon, daß die Dehnung des Betons innerhalb seiner üblichen praktischen Grenzen bleibt, beim Beton davon, daß die gesamten Zugspannungen unterhalb einer Grenze bleiben, die wesentlich geringer ist als die Zugfestigkeit des Betons.

Dieser doppelten Forderung kann man theoretisch genügen, indem man den Stahl nicht zur Aufnahme von Zugkräften benutzt, unter denen er eine Dehnung erfährt, der der Beton nicht zu folgen vermag, sondern um im Beton dauernde Spannungen hervorzurufen, die denen entgegengesetzt gerichtet sind, die durch die Belastung hervorgerufen werden, also Druckspannungen in den auf Zug, dagegen Zugspannungen in den auf Druck beanspruchten Zonen.

Man kann dieses Ergebnis erzielen, indem man den Stahl vor dem Einbringen

des Betons auf Zug beansprucht. Zu diesem Zweck faßt man die Eiseneinlagen in der Nähe ihrer Enden durch zwei vorübergehende Verankerungen, die es gestatten, sie mittels Pressen, die sich gegen Widerlager abstützen, um ein bekanntes Maß zu dehnen. Wenn der Beton soweit erhärtet ist, daß er die Verankerung der Enden der Bewehrung übernehmen kann, wird die Einwirkung der Pressen aufgehoben. Die Eiseneinlage hat nun die Neigung, sich zu verkürzen, und übt dabei auf den Beton eine Druckkraft aus, die ihrer Zugkraft entspricht. Ein anderes Verfahren besteht darin, daß man in den Zugeisen eine Zugkraft hervorruft, indem man sie gegen bereits erhärteten Beton verspannt.

Auf diese Weise erzeugt man in dem System Eisen-Beton ein doppeltes System ständiger Spannungen, die gleich aber entgegengesetzt denen sind, die in gewöhnlichen bewehrten Bauteilen durch die Schwindneigung hervorgerufen werden, deren unangenehme Folgen bekannt sind. Das Hervorrufen von Vorspannungen hat also zur ersten natürlichen Folge, die schädlichen Einflüsse des Schwindens zum Verschwinden zu bringen. Um dieses Ziel zu erreichen, hat man schon sehr lange und in verschiedenen Ländern nach praktischen Ausführungsverfahren gesucht. Aber alle diese Versuche haben fehlgeschlagen und wurden wieder aufgegeben, mit Ausnahme gewisser Anwendungen bei der Umschnürung von Rohren.

Ursachen des Mißerfolges der ersten Versuche. Unbedingte Notwendigkeit der Verwendung von Stahl mit sehr hoher Streckgrenze in Verbindung mit sehr dichtem Beton, um bleibende Vorspannungen zu erhalten.

Eine der Ursachen der Mißerfolge vor meinen Untersuchungen war, daß man die Gesetze der Formänderung des Betons nicht kannte.

Man nahm an, daß im Eisen Zugspannungen von einigen kg/mm² genügen müßten, um die Schwindwirkung auszugleichen.

Andererseits arbeitete man mit Beton mit sehr hohem Wasserzementfaktor (dem einzigen, den man praktisch herzustellen wußte), der für alle Ursachen der Formänderung sehr empfindlich ist und sich unter dem gemeinsamen Einfluß der Anfangsspannung und der ununterbrochenen Schwankungen des Feuchtigkeitszustandes um eine Gesamtmenge verkürzt, die viel größer als die den Eisen gegebene Dehnung ist. Daraus ergibt sich die, besonders von dem Deutschen *Koenen* gezogene Schlußfolgerung, daß es unmöglich sei, bleibende Vorspannungen zu erzielen.

Wir wissen heute, daß die gesamten Formänderungen des Betons, wenn sie auch viel größer sind, als man früher vermutete, doch ihre Grenzen haben. Alle Versuche bestätigen, daß die Gesetze der Verkürzungen unter Belastung durch Kurven dargestellt werden können, die asymptotisch zu Parallelen zur Zeitachse verlaufen, deren Ordinate vor allem vom Wasserzementfaktor abhängt, den der Beton bei Beginn des Abbindens hat. Gibt man daher den Eisen eine so große Dehnung, daß die größte Verkürzung des Betons nur ein geringer Bruchteil dieser Dehnung ist, so erhält man Vorspannungen, deren größter Teil bleibend ist und mit denen man, selbst nach sehr langer Zeit, unbedingt rechnen kann.

Die Verkürzungen können für gewöhnlichen Beton, je nach den Schwind- oder Belastungsbedingungen, bis drei Tausendstel und sogar mehr erreichen, wodurch

ein Spannungsabfall in den Eisen verursacht wird, der 60 kg/mm² überschreiten kann. Man darf also nicht überrascht sein, daß Spannungen von 10—12 kg negative Ergebnisse gebracht haben.

Die Verwendung von sehr dichtem Beton verringert erheblich die Formänderungen und den durch sie bedingten Spannungsabfall. Dieser ist von Bedeutung und muß nach den besonderen Verhältnissen (einwirkende Belastung, mechanische Eigenschaften sofortiger und allmählich sich einstellender Art, mittlere Feuchtigkeitsbedingungen) in jedem Fall berücksichtigt werden. Er bewegt sich im allgemeinen zwischen 10 und 30 kg/mm², wobei der letztgenannte Wert nur bei einem Druck der Größenordnung von 200—300 kg/cm² erreicht wird.

Ich benutze im allgemeinen Anfangsspannungen, die so berechnet sind, daß Dauerspannungen erhalten werden, welche zwischen $^1/_2$ und $^2/_3$ der Streckgrenze des Stahls liegen, die in den bisherigen Anwendungsfällen zwischen 80 und 90 kg/mm² lag.

Untersuchung der Änderungen des mechanischen Zustandes durch Vorspannungen in Bauteilen, die Biegungsspannungen in einer Richtung unterworfen sind.

a) Stabilisierung der Formänderungen von Eisen und Beton in Bauteilen, die durch wechselnde Lasten beansprucht sind.

Bei gleichgerichteten Momenten muß man dem auf Zug beanspruchten Beton eine bleibende Vordruckspannung geben, die der Größe des Zuges entspricht, im allgemeinen aber etwas größer sein muß. Der Beton bleibt dann nach Aufbringung der Belastung gedrückt.

Seine Formänderungen bei wechselnder Last werden durch das Trägheitsmoment des gesamten Querschnitts, einschließlich der Eisen, bestimmt. Beim gewöhnlichen Eisenbeton werden sie nur durch das Trägheitsmoment der Druckzone bestimmt, die der Eisenbewehrung entspricht.

Da dieses nur ein Bruchteil des ersteren ist, ist die erste Wirkung der Vorspannungen die Verminderung der Formänderungen der Zugzone in einem Verhältnis, das im Vergleich zum üblichen Eisenbeton oft 5 : 1 erreicht.

Dem Beton wird nicht nur jede Möglichkeit der Rißbildung entzogen, sondern es schwanken auch die Spannungen in den Eisen entsprechend ihrer mit dem Beton gleichen Formänderung viel weniger als im gewöhnlichen Eisenbeton.

b) Verringerung der Druckspannungen des Betons im Vergleich mit dem üblichen Eisenbeton.

In den Eisenbetonbauteilen ist die Steigung der Nullinie über die Schwerpunktslinie dadurch bedingt, daß die elastische Dehnung der Eisen größer ist als die elastische Verkürzung des Betons. Dadurch erhöhen sich sehr wesentlich die Höchstdruckspannungen im Vergleich zu einem homogenen Körper gleicher Abmessungen, und zwar umso mehr, je dichter der Beton ist und je höhere Zugspannungen die Eiseneinlagen haben.

In Bauteilen mit Vorspannung dagegen wird die neutrale Achse unabhängig von der Dichte des Betons unter die Schwerachse des Querschnitts gesenkt, woraus sich eine sehr bedeutende Verminderung der Spannungen ergibt.

Es wird also ein Eisenbetonbauteil mit Vorspannung viel höhere Lasten tragen können als ein Eisenbetonbauteil der seither üblichen Art.

Der Nutzen ist groß. Um dessen Größenordnung zu bestimmen, möchte ich das Beispiel eines Eisenbetonbalkens rechteckigen Querschnitts nehmen, der für eine Betondruckspannung von 50 kg/cm² und für eine Eisenzugspannung von 1500 kg/cm² berechnet ist. Nimmt man $n = 10$ an, so liegt die neutrale Faser in $^1/_4$ der Entfernung zwischen der am stärksten auf Druck beanspruchten Faser und der Bewehrung.

Durch das Hervorrufen von Vorspannungen kann man die Nullinie so viel senken, wie man es will. Praktisch kann man sie in die Nähe der Bewehrung bringen. Die Druckzone, die den ganzen Balken umfaßt, ist dann viermal so groß wie im vorhergehenden Fall. Wohl wird dann der Hebelarm von $^{11}/_{12}$ auf $^2/_3$ der Entfernung der Bewehrung von der am meisten gedrückten Faser verringert, aber trotzdem wird die mit der gleichen Höchstbeanspruchung von 50 kg/cm² aufnehmbare Belastung im Verhältnis

$$4 \cdot \frac{\frac{2}{3}}{\frac{11}{12}} = \frac{96}{33}$$

vergrößert, also etwa verdreifacht.

Dieser besseren Ausnutzung des Betons steht entgegen, daß die Spannung in der Bewehrung um $\frac{33}{24}$ vergrößert wird, aber dies ist wenig störend, denn der Eisenaufwand nach Gewicht beträgt nur $^{33}/_{84}$ desjenigen im gewöhnlichen Eisenbetonbalken.

Die Wirkung dieser Herabsetzung der Spannung wird natürlich erhöht, wenn man, wie dies folgerichtig ist, mit der Verwendung von Vorspannungen die Verwendung von hochwertigem Beton verbindet. Man kann dann für Platten gegebener Dicke Spannweiten in Betracht ziehen, die dreimal so groß wie die üblichen Spannweiten sind und die aus Gründen, die ich schon angegeben habe, nur zu Formänderungen annehmbarer Größenordnung Veranlassung geben werden. Man erkennt hieraus unmittelbar die praktische Bedeutung dieser Folgerungen, für Balken oder Pilzdecken.

c) Schubspannungen.

Aus der Verwendung von Vorspannungen ergeben sich hinsichtlich der Schubspannungen mindestens ebenso große Vorteile, wie ich sie für die Biegungsspannungen angegeben habe.

Um sie zu zeigen, genügt es, die *Mohr*'schen Diagramme aufzuzeichnen, die sich auf einfachen Schub, auf Schub im Verein mit einer oder zwei Zugkräften oder einer oder zwei Druckkräften beziehen.

Diese Diagramme zeigen, wie das Schwinden Zugkräfte hervorruft, die Hand in Hand mit Schub gehen. Sie zeigen auch, daß eine Druckkraft in nur einer Richtung schon sehr stark die Höchstzugspannungen[3] verringert und daß zwei

[3] Für die durch Versuche gefundenen Bestätigungen dieser Tatsache siehe „Science et Industrie", Januar 1933.

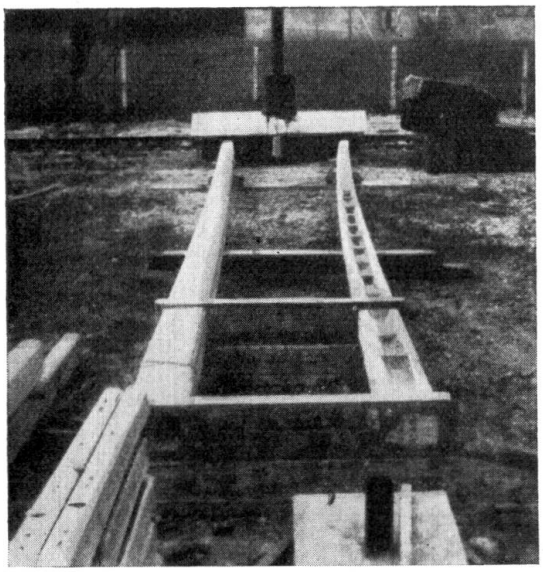
rechtwinklige Druckspannungen sie zum Verschwinden bringen können. Das günstigste System ist dasjenige mit zwei Druckkräften, die gleich dem Schub sind. Die gefährlichste Spannung ergibt eine Druckbeanspruchung von doppelter Größe des Schubes. Man kann dann in der Berechnung als Grenzgröße für den Schub die Hälfte der zulässigen Betondruckspannung einsetzen, was eine hervorragende Ausnutzung hochwertigen Betons und eine gewaltige Verringerung der Abmessungen im Vergleich mit den üblichen gestattet.

d) Widerstandsfähigkeit gegen wiederholte Beanspruchungen.

Bauteile aus gewöhnlichem Eisenbeton widerstehen schlecht wechselnden Beanspruchungen, was übrigens auch für genietete Eisenkonstruktionen gilt.

Die Erfahrung beweist, daß einer Vorspannung unterworfene Bauteile sich sehr viel besser verhalten.

Man hat einen Mast A mit Vorspannung und einen gewöhnlichen Mast B, je 12 m lang und 2 m von ihrem unteren Ende eingespannt, wechselnden Belastungen ausgesetzt. (Bild 1, 2, 3 und 4.)



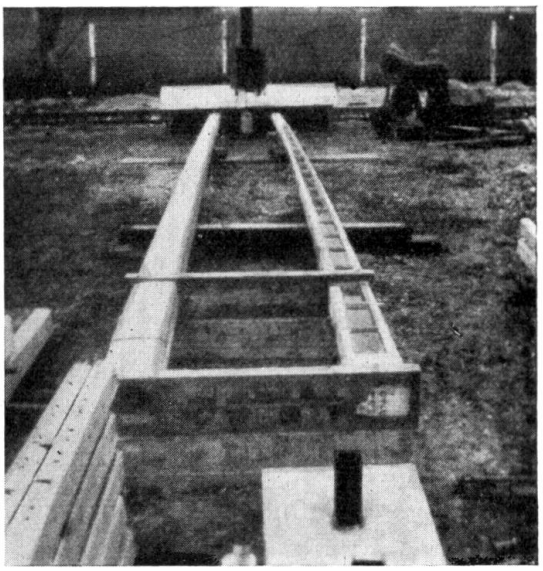


Fig. 1 und 2.

Die Pfosten A (links) und B (rechts) sind Belastungen unterworfen, die sie zusammenbringen (Fig. 1) und voneinander entfernen wollen (Fig. 2).

Der 5 Monate alte Mast A enthielt 50 kg Eisen und hatte ein Gewicht von 750 kg. Der Mast B war 18 Monate alt und enthielt 130 kg Eisen bei einem Gewicht von 980 kg.

Die an gleichartigen Masten gemessene Bruchlast betrug für beide Maste ungefähr 980 kg.

Die an der Spitze der Maste angreifende Last wechselte etwa achtmal in der Minute zwischen — 450 kg und + 450 kg.

Nach einigen hundert Lastwechseln war der Mast B stark rissig, und er brach vollständig nach einigen tausend Lastwechseln. Der Mast A hat 500000 Lastwechseln ohne nennenswerte Veränderung widerstanden.

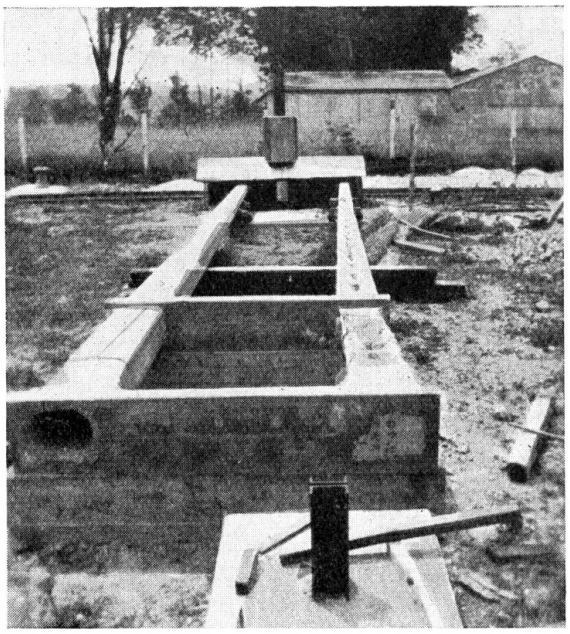


Fig. 3.

Die Pfosten A und B am Ende der Versuche (Pfosten B ist ganz gerissen).

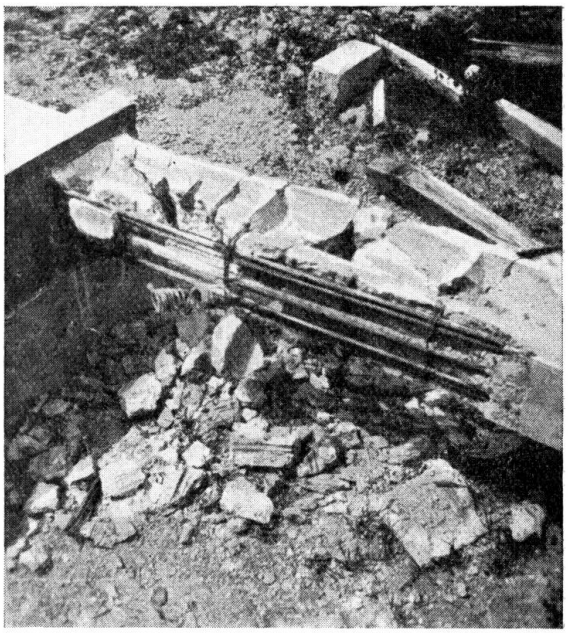


Fig. 4.

Einzelheit des Pfostens B nach den Versuchen.

Allgemeine Bedingungen für die praktische Anwendung von Vorspannungen. Notwendigkeit, die Spannungserteilung mit sehr niedrigen Kosten auszuführen.

Ich habe gezeigt, daß es theoretisch möglich ist, die Eisenbetonteile im Augenblick ihrer Herstellung mit mechanischen Eigenschaften zu versehen, die eine volle Ausnutzung der Güteeigenschaften von hochwertigem Stahl und Beton gestatten und ihnen darüber hinaus Vorzüge verleihen, wie eine starke Verminderung der Höchstdruckspannungen in auf Biegung beanspruchten Bauteilen, der Höchstzugspannungen in auf Schub beanspruchten Bauteilen und eine bedeutend größere Widerstandsfähigkeit gegenüber wiederholten Beanspruchungen.

Um diese Möglichkeiten in die Wirklichkeit umzusetzen, muß man zwei Probleme lösen.

Zunächst die Spannungserteilung an die Bewehrung, dann die praktische Herstellung von hochwertigem Beton, und dies mit genügend niedrigen Kosten, um von den Ersparnissen an Baustoffen auch im wirtschaftlichen Ergebnis möglichst viel beizubehalten.

Eine gewöhnliche Bewehrung aus Eisen mit einer Streckgrenze von 24 kg/mm² kostet einschließlich Verarbeitung etwa 1 Fr/kg.

Eine Bewehrung von 3,5 kg Gewicht kostet demnach 3,5 Fr/m. Sie kann mit der gleichen Sicherheitszahl durch eine Bewehrung aus Stahl mit einer Streckgrenze von 84 kg/mm² ersetzt werden, die 1 kg/m wiegt und unverarbeitet 0,90 Fr/m kostet; diese muß aber einer Spannung von ungefähr 8000 kg unterworfen werden. Die Ersparnis beträgt also 2,60 Fr. je Meter Stablänge, wovon die durch nachstehende Arbeitsvorgänge verursachten Kosten abgezogen werden müssen:

1. Schneiden des Stabes und Herstellen der endgültigen Verankerung mit dem Beton.

2. Schaffen von Hilfsverankerungen an den Enden des Stabes an zwei Stellen im Innern der Schalung, die imstande sind, einer Beanspruchung von 8000 kg zu widerstehen.

3. Erzeugen dieser Zugkraft von 8000 kg zwischen den Verankerungsstellen und Aufrechterhalten derselben während des Einbringens und Erhärtens des Betons.

4. Entfernen der Hilfsverankerungen, die sich im Innern der Schalung eingelassen im Beton befinden und Übertragung der Spannungen, die sie aufnehmen, auf die endgültigen Verankerungen, die sich gegen den Beton abstützen; Schließen der durch diese Beseitigung im Beton hervorgerufenen Löcher.

Damit sich hieraus ein Nutzen ergibt, müssen die Selbstkosten dieser verschiedenen Vorgänge geringer sein als das Produkt aus Stablänge mal 2,60 Fr. Außerdem muß noch berücksichtigt werden, daß das Ausschalen fast immer so lange verzögert wird, bis der Beton auf Druck beansprucht werden kann, was einen hohen Erhärtungsgrad bedingt. Man muß also die Unkosten berücksichtigen, die sich aus der Verlängerung der Zeit ergeben, während der die Schalungen für andere Zwecke nicht zur Verfügung stehen.

Die Kosten für die Spannungserteilung wachsen im allgemeinen weniger schnell als die Kräfte an. Sie sind auch von der Länge der Stäbe fast unabhängig; im Gegenteil, die Ersparnisspanne steigt proportional zur dritten Potenz der Längenabmessungen. Daraus ergibt sich, daß im Gegensatz zu dem, was man zunächst glauben könnte, die praktischen Probleme der Spannungserteilung an die Eisen umso leichter zu lösen sind, je größer die Abmessungen der Teile und je größer die zu entwickelnden Kräfte sind. Bei Bauteilen kleiner Abmessungen und bei geringen Kräften ist eine Lösung nur möglich, wenn es sich um oft zu wiederholende Reihenherstellungen handelt.

Der Spielraum ist mit Ausnahme des Falles sehr starker Bewehrungen gering, und man kann sagen, daß das praktische Problem der Verwendung von hochwertigem Stahl auf der Senkung der Kosten für die Verankerungsvorrichtungen und die Spannungserteilung an die Bewehrung beruht. Diese Bedingung verbunden mit der Tatsache, daß die Spannvorrichtungen die gleiche Widerstandsfähigkeit wie die Bewehrung haben müssen und diese auch nicht schwächen dürfen, scheidet die Mehrzahl der üblichen Spannvorrichtungen und besonders die Systeme, die mit Schraube und Mutter arbeiten, aus.

Ich habe jedoch mit Erfolg eine Befestigung der Eisen durch Einspannen zwischen Klauen oder Keilen oder durch elektrisch aufgeschweißte Ösen erreicht (Fig. 5).

Zwischen den Bewehrungen fehlt es oft an Platz, und die Spanngeräte dürfen dann nur einen kleinen Raum beanspruchen. Dies bedingt die Anwendung von Stählen höchster Güte, die im Hinblick auf eine Verbesserung ihres Widerstandes gegen Zugbeanspruchung und Abnutzung besonders behandelt wurden. Man vermeidet diese Schwierigkeiten, wenn man die Bewehrungsstäbe in vorher hergestellten Betonteilen vergießt. Diese werden dann in den Schalungen durch einfache Reibung, durch zweckmäßig ausgebildete Rillen oder durch andere Mittel festgehalten, deren Auswahl sich den besonderen Bedingungen jeder Anwendung anpaßt.

Beziehung zwischen den Problemen der Spannungserteilung an die Bewehrung und der schnellen Erhärtung des Betons.

Die Notwendigkeit, sehr niedrige Selbstkosten für das „unter Spannungsetzen" der Eisen zu erzielen, führt zur Suche nach verbesserten Arbeitsgeräten, welche die Handarbeit auf ein Mindestmaß verringern.

Aber diese Geräte, die sehr hohen Beanspruchungen widerstehen müssen, sind teuer, und sie werden während der ganzen Dauer der Erhärtung des Betons festgelegt.

Man hat also ein sehr großes Interesse daran, diese Erhärtung zu beschleunigen, und man kann sagen, daß die Möglichkeit der praktischen Anwendung der Vorspannungen mit der Entwicklung von Verfahren zur schnellen Erhärtung des Betons verbunden war.

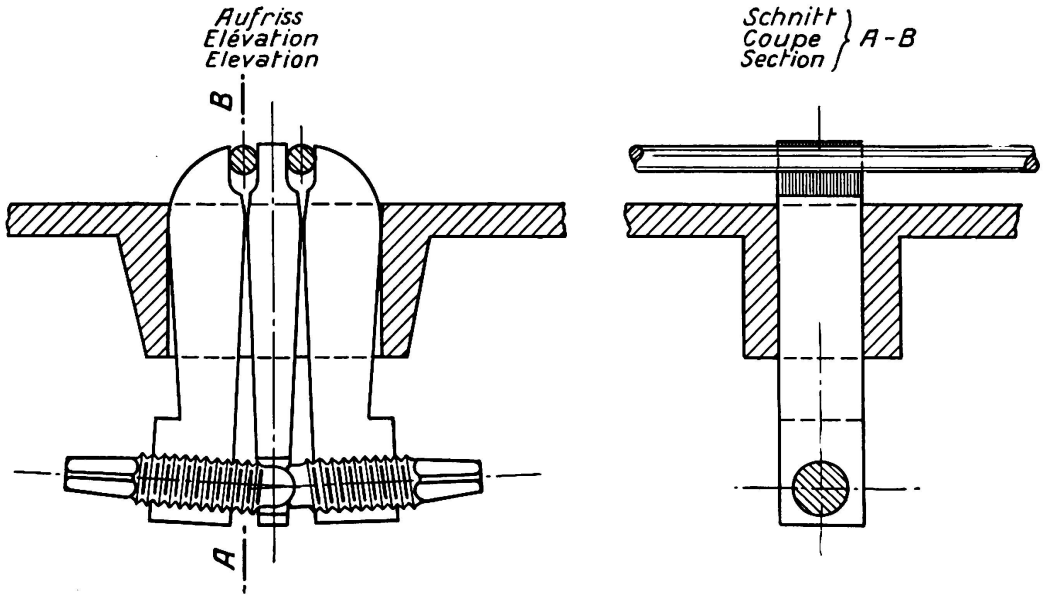


Fig. 5,

Einklemmen der Stähle in Backen.

Ich habe bereits die Mittel beschrieben, die es mir gestattet haben, sehr hohe Betonfestigkeiten äußerst rasch zu erzielen.

Sie bestehen in einer Behandlung des Betons, durch Rütteln, Druckeinwirkung und, beim Portland- und den Schlackenzementen, einer Erwärmung auf 100° und mehr.

Eine ausreichende Erhärtung, um eine sichere Aufnahme der Vorspannungen zu gewährleisten, ist in einer Frist erreicht worden, die für gute Portlandzemente $1^1/_2$ Stunden, gerechnet vom Zeitpunkt des Einbringens in die Schalung, beträgt. Mit den Schlackenzementen erhält man sehr gute Erhärtung in 2 bis 5 Stunden, und zwar je nach den Zementen und den Erwärmungsbedingungen.

Die Erwärmung läßt sich leicht mit Wasserdampf erreichen, wenn man zweckmäßig ausgebildete Schalungen benutzt. Durch die Abbindewärme überschreitet die Temperatur des Betons nicht selten die des Dampfes beträchtlich. Deshalb ist auch der Dampfverbrauch gering. Man braucht nur 10000 bis 20000 Kalo-

rien zuzuführen, um 1 m³ Beton von 10 auf 100° zu bringen. Die Kosten für das Erwärmen des Betons betragen in der Praxis nur einige Franken je m³.

Eine der Folgen der augenblicklichen Erhärtung des Betons ist die Möglichkeit, Bauwerke mit langen Bewehrungen in einzelnen Teilen zu betonieren, wobei die Bewehrung nach Erhärtung einzelner Abschnitte des Bauwerks mit einfachen und doch handlichen und billigen Geräten in Spannung gesetzt wird.

Ich werde zeigen, daß diese Technik sehr wichtige Anwendungen finden kann.

Beschaffung von Stählen mit hoher Streckgrenze.

Vor jeder Anwendung muß man sich mit Stahl geeigneter Güte zu einem Preis und in einer Form versorgen, die seine praktische Verwendung ermöglicht.

Diese Stähle müssen eine hohe und gleichmäßige Streckgrenze besitzen. Sie müssen vollkommen gerade und dürfen nicht spröde sein. Die Forderung gerader Stähle ist von sehr großer Bedeutung, weil ein Richten von Stählen mit hoher Streckgrenze, die sich wie Federn verhalten, mit den üblichen Verfahren auf den Baustellen unmöglich ist.

In Frankreich findet man im Handel keine Stähle mit hoher Streckgrenze, deren Preis von derselben Größenordnung wie der gewöhnlichen Betonrundeisen ist. Gezogene Stahldrähte sind zu teuer und haften schlecht am Beton.

Die Handelssstähle, deren Eigenschaften sich am meisten denen nähern, die für die von mir beabsichtigten Anwendungen erforderlich sind, sind Maschinendrähte, die im rohen Zustand eine ausreichend gleichmäßige Bruchgrenze von etwa 100 kg/mm² besitzen, deren Streckgrenze aber stark schwankt und zuweilen kaum höher als die von gewöhnlichem Eisen ist.

Man erhält sie bis zu einem Durchmesser von 16 mm in Ringen oft unregelmäßiger Form, die 50 bis 150 kg wiegen, und zu einem Preis, der wenig höher ist als derjenige des gewöhnlichen Betonrundeisens, was vor allem auf die geringe Nachfrage nach solchen Stählen zurückzuführen ist.

Man muß also diese Ringe in gerade Drähte mit hoher Streckgrenze verwandeln, ohne daß hierdurch der Preis wesentlich erhöht wird.

Ich habe Maschinen geschaffen, die diese Umwandlung mit einem Kostenaufwand von einigen Centimes je Kilogramm ausführen können (Fig. 6).

Um jeden Verlust durch Abfälle zu vermeiden, wird durch Lichtbogenschweißung an das Ende jedes Kranzes der Anfang des nächsten angeschweißt. Die Schweißstelle wird dann durch die Schweißmaschine selbst einer nochmaligen Behandlung unterworfen. Diese Vorgänge erfordern einige Sekunden und liefern eine Schweißstelle, die genau die gleiche Festigkeit wie der Draht besitzt. Hiernach nimmt die Maschine den Draht auf, der zuerst zwischen Walzen, die in zwei zueinander senkrecht stehenden Ebenen angeordnet sind, grob ausgerichtet und dann zwischen Klemmen gespannt wird, die durch hydraulische Pressen im Abstand von n Meter angezogen werden. Eine dieser Klemmen ist fest, die andere auf einem Schlitten befestigt, der durch eine Presse bewegt wird, wodurch das Spannen des Drahtes erfolgt. Ein reibungsloses Ventil bewirkt, sobald die n Meter Draht im gewünschten Ausmaß gedehnt sind, die Entlastung der Presse und deren Rückkehr in die Ausgangsstellung mit einer durch eine einstellbare hydraulische Bremse bestimmten Geschwindigkeit. Die für die Streckspannung erzielte Genauigkeit ist $^1/_{100}$.

Ein Teil $\frac{n}{p}$ des Drahtes wird nun aus der Maschine herausgeführt. Man kann ihn entweder gerade lassen oder ihn aufrollen, wobei ein Halbmesser zu wählen ist, der ausreicht, um eine Formänderung zu veranlassen, die ausschließlich elastisch ist.

Der Vorgang wird dann selbsttätig wiederholt, die Schweißstellen gelangen in die Maschine und werden gleichfalls der Dehnung unterworfen.

Man erhält einen Draht beliebiger Länge, dessen Streckgrenze ungefähr dem Grad der Dehnung entspricht und der in jedem Punkt, einschließlich der Schweißstellen, p mal dieser Dehnung unterworfen wurde.

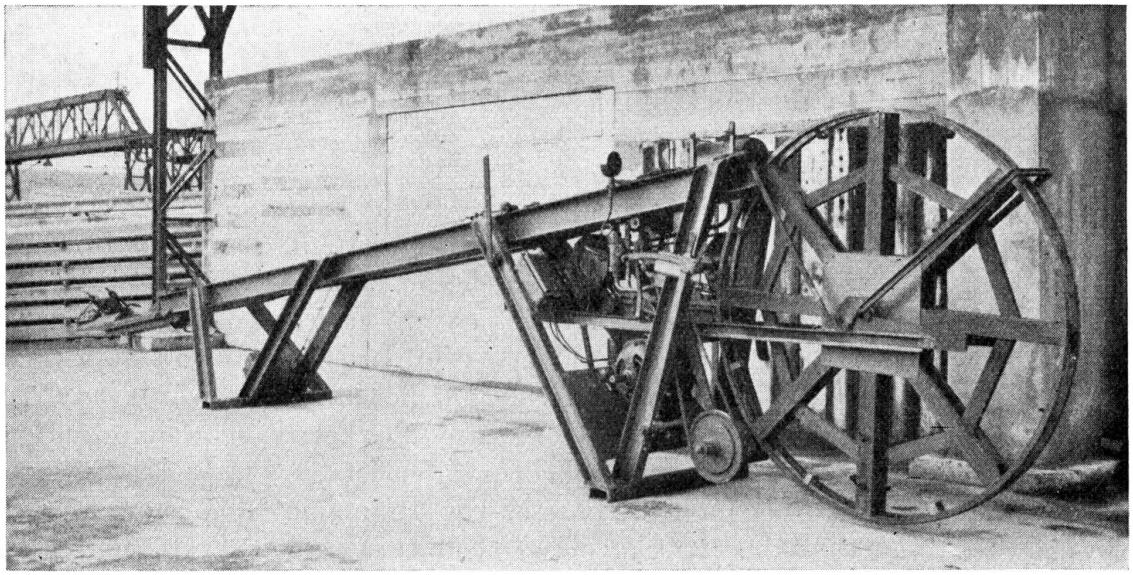


Fig. 6,

Maschine zur Erhöhung der Streckgrenze der Stähle.

Man erreicht leicht Streckgrenzen zwischen 80 und 90 kg/mm², also $3^1/_2$ mal so viel wie bei gewöhnlichen Rundeisen. Im Verlauf dieses Vorganges wird der Draht um ungefähr 5 % gestreckt.

Sobald die Nachfrage für harte Drähte bedeutend sein wird, könnten die Hüttenwerke zweifellos unmittelbar gereckte, gehärtete, geglühte und nochmals gereckte Stähle von einer im Hinblick auf das Erzielen sehr hoher Festigkeiten untersuchten chemischen Zusammensetzung liefern, für die das Verhältnis

$$\frac{\text{Preis}}{\text{Streckgrenze}}$$

bis zu Durchmessern von 16 mm, die mit Bezug auf die Festigkeit Stäben aus gewöhnlichem Eisen von ungefähr 35 mm gleichwertig sind, bedeutend niedriger als das gegenwärtig erzielte Verhältnis wäre. Diese Stähle können leicht in der Form von Ringen großen Durchmessers befördert werden, wobei sie nur mit einer elastischen Formänderung aufgerollt werden, so daß die Eisen beim Abrollen praktisch gerade sind.

Die Anwendung dieser Stähle bringt Einzelprobleme, wie Schneiden, Her-

stellung der Haken usw. mit sich, was nicht wie bei gewöhnlichem Eisen möglich ist. Die Lösung bietet aber keine solchen Schwierigkeiten, daß dadurch der Gestehungspreis wesentlich erhöht würde.

Anwendungen.

Die von mir ausgeführten Anwendungen gehören zwei unterschiedlichen Gruppen an: 1. Die Gruppe der auf einmal hergestellten Gegenstände oder Bauteile, wie Maste für elektrische Leitungen, Schwellen, Balken beschränkter Abmessungen, fabrikmäßig hergestellte Rohre. 2. Die viel wichtigere Gruppe der zylindrischen oder nahezu zylindrischen Konstruktionen (wobei dieser Ausdruck im weitesten Sinne gedacht ist), die unter Verschiebung der Schalung längs des Abschnittes, der ohne Unterbrechung ausgeführt wird, in einzelnen Teilen angefertigt werden.

Ich habe in «Science et Industrie» vom Januar 1933 zusammenfassende Angaben über nach meinen Verfahren ausgeführte elektrische Leitungsmaste gebracht und will hierauf hier nicht zurückkommen.

Die Einrichtung von Anlagen, die diese Fabrikation unter Bedingungen fast absoluter Vollkommenheit beinahe selbsttätig ausführen, ist heute beendet. Ich habe in gleicher Weise die Herstellung von Eisenbahnschwellen vorgenommen. Diese Maschinen erzeugen Gegenstände aus Beton mit einer Festigkeit von über 1000 kg/cm² und einer Ausgangspressung von 100 bis 300 kg/cm², die eine vollkommen glatte und dichte Oberfläche haben.

Ich werde jetzt mit einigen Einzelheiten eine Anwendung der 2. Gruppe beschreiben, die gelegentlich der Unterfangung der Gründung des Überseebahnhofs in Le Havre stattfand und die wegen der dabei angetroffenen und gelösten technischen Schwierigkeiten wie auch wegen der bedeutenden Werte, die sie zu erhalten erlaubte, von Wichtigkeit ist.

Der Überseebahnhof in Le Havre hat eine Länge von 600 m, eine Breite von ungefähr 55 m und besitzt im größten Teil seiner Fläche zwei übereinander liegende Decken, von denen jede mit 2500 kg/m² belastet ist, außerdem eine Terrasse. Er war auf Ortspfählen gegründet, die bis zur Kote (0,00) (die Oberkante der Bahnsteige liegt auf 9,50) durch neuere Schüttungen herabführen. Diese bestanden aus Baggergut und lagen auf einer wenig mächtigen Kiesschicht auf, die ihrerseits auf Schlick ruht, der sich bis zur Kote (— 20) erstreckt, wo eine sehr feste Kiesschicht ansteht (Fig. 7). Das Gebäude ist auf einer seiner Längsseiten mit einer Ufermauer verbunden, die auf den Kies gegründet ist und vor der man den Schlick bis auf — 12 (d. i. 22 m unterhalb der Oberkante Kaimauer) ausgebaggert hat, um ein Flutbecken zu schaffen. Auf der ganzen Sohle des Erdgeschosses sind Lasten von 6000 kg/m² vorgesehen.

Man hat seit der Fertigstellung des großen Bauwerkes festgestellt, daß der Baugrund, in dem die Gründungspfähle eingetrieben waren, sich im Ganzen mit dem Gebäude nach einem ungefähr geradelinigen Zeitgesetz und zwar um etwa 1 cm je Monat senkte. Diese Bewegungen mußten unbedingt in kürzester Frist zum Stillstand gebracht werden. Hierfür konnte man nur ein einziges Mittel in Betracht ziehen: Übertragung der Lasten des Gebäudes, seines alten Unterbaues, etwaiger Überbelastungen und eines Teiles der Aufschüttung, der

ausreichte, um das Gleichgewicht der Schlickschichten wieder herzustellen, das durch die Ausführung der Ufermauer, das Aufschütten, das Baggern und die Lasten des Bauwerks gestört war, auf die auf etwa (— 20) liegenden festen Schichten. Dies machte das Eintreiben von 30 m langen Pfählen erforderlich. Nun befindet sich die Unterkante der Decke des Erdgeschosses ungefähr 5 m über dem Boden, und Wasser wird in geringer Tiefe angetroffen. Es war auch unmöglich, auf das Rammen zurückzugreifen, da dieses den Schlick in Bewegung gesetzt und die Standsicherheit des Gebäudes, vielleicht auch der Ufermauer hätte gefährden können. Nur ein Abpressen unter ständigem Druck war möglich. Auch hierbei waren Änderungen des Gleichgewichtes im Untergrund, die der Gesamtheit des Systems schädlich sein mußten, zu befürchten, sowie auch die Verflüssigung der Schlickschichten durch wiederholte Störungen oder den durch die Volumenverringerung beim Abpressen hervorgerufenen Druck.

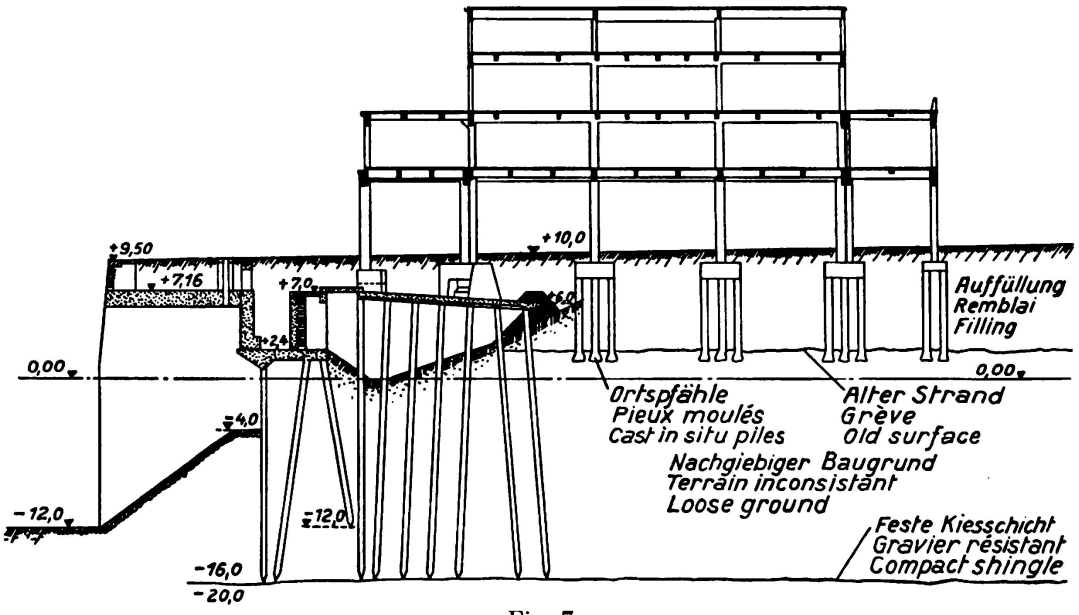


Fig. 7.

Querschnitte durch den Hafenbahnhof in Le Havre.

Man mußte also ein Mittel zur Regelung des durch das Abpressen der Pfähle entstehenden Druckes suchen. Man wußte schließlich, daß man Hindernisse antreffen würde, die zu beseitigen waren, kieshaltige Schichten, die ausgebaggert werden mußten. Die Größe der Lasten und die Versperrung durch den alten Unterbau waren derart, daß für die Mehrzahl der Pfähle Lasten von etwa 200 t je Pfahl und noch mehr nicht zu umgehen waren.

Die Gesamtgröße der unter diesen Bedingungen auf die Kote (— 20) zu übertragenden Lasten überschritt 150000 t. Dies entspricht dem Einrammen von 60 km starker Eisenbetonpfähle üblicher Art von je 75 t. Dies zeigt, daß sehr wirksame Hilfsmittel erforderlich gewesen wären.

Grundgedanke der in Ausführung begriffenen Lösung.

Ich habe dank der gemeinsamen Anwendung der Verfahren der Vorspannung und der schnellen Erhärtung des Betons für dieses Problem eine Lösung finden

können, die es gestattet hat, ungefähr acht Monate nach dem Baubeschluß und vier Monate nach dem tatsächlichen Beginn der Arbeiten den Stillstand der Senkungen in den Teilen zu erzielen, die sich mit der größten Geschwindigkeit senkten, wodurch in absehbarer Zeit das Gebäude gefährdet gewesen wäre. Diese Gefahr ist heute überwunden.

a) Verbindungsbalken zwischen den bestehenden Fundamenten.

Die Säulen des Gebäudes waren ursprünglich auf Eisenbetonplatten gestellt worden, deren Abmessungen bis zu 4,40 m × 3,40 m × 1,40 m (Fig. 8 und 9) erreichen. Man hat damit begonnen, diese Platten zu durchgehenden Balken auszubilden, die dazu bestimmt sind, die Lasten der Gründung auf die neuen Pfähle zu übertragen und Stützpunkte für das Einpressen der Pfähle zu liefern. Dies wurde dadurch erreicht, daß man zwischen ihnen Beton einbrachte, der nur gegen sekundäre Kräfte bewehrt wurde, und dann in dem so gebildeten System eine allgemeine Druckbeanspruchung hervorrief, in dem man Zugeisen, die durch Streckung auf eine Streckgrenze von 80 kg gebracht waren und deren Enden in Betonblöcken verankert waren, von denen der eine fest und der andere

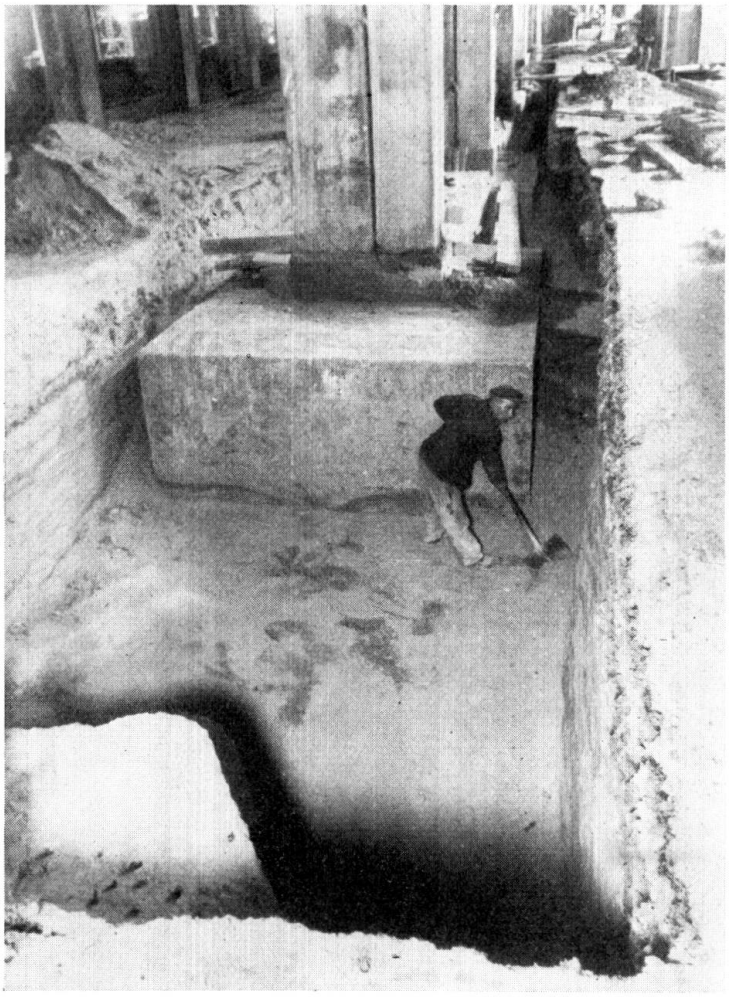


Fig. 8.

Jetziger Zustand der Fundamentplatten.



Fig. 9.

Verbindungsglieder zwischen den Fundamentsohlen während des Betonierens (im Vordergrund Schalungen für die Aussparungen in den Balken zum Einbringen der Pfähle und Zugschrauben).

durch Pressen bewegt wurde, unter eine Spannung von 50 oder 60 kg/mm² setzte. Die Pressen werden nach dem Verkeilen entfernt, und die Spannung ist dann dauerhaft (Fig. 10 und 11).

Durch dieses Verfahren hat man ohne Erneuerung und ohne Ausbesserung der unteren Teile der vorhandenen Platten, deren Beton und Bewehrungen ausgenutzt werden, Bauglieder geschaffen, die in der Lage sind, großen Biegungs-, Schub- und Verdrehungskräften zu widerstehen.

In den so betonierten Teilen werden zylindrische Hohlräume mit waagerechten Riffelungen (Fig. 12) angeordnet, durch jede Öffnung wird ein Pfahl (die Pfähle werden in laufendem Betrieb hergestellt) mit Pressen eingebracht, die mit den Balken durch in diese eingeschraubte Anker verbunden sind und die auf Halsstücke wirken, die leicht mit den Pfählen fest verbunden werden können.

b) Beschreibung der Pfähle.

Die Pfähle sind Hohlzylinder von 0,60 m Außen- und 0,37 m Innendurchmesser. Ihr Nutzquerschnitt ist 1750 cm². Sie sind in der Längsrichtung mit acht Hartstahldrähten von 8 mm Durchmesser und in der Querrichtung mit Ringen aus 6 mm Draht gleicher Güte bewehrt. Das Gesamtgewicht der Bewehrung beträgt 10 kg je m Pfahllänge. Die Pfähle widerstehen trotz dieses

geringen Eigengewichtes einem Druck von über 300 t in Verbindung mit einer Biegebeanspruchung von 50 mt, was eine Höchstleistung darstellt.

c) Verfahren der Pfahlherstellung.

Nehmen wir an, daß der Pfahl bis zum Teil N fertiggestellt ist. Die Längsbewehrungen, deren Länge nicht im voraus begrenzt ist, werden in Ringen von genügend großem Durchmesser aufgerollt geliefert, so daß sie nur elastische

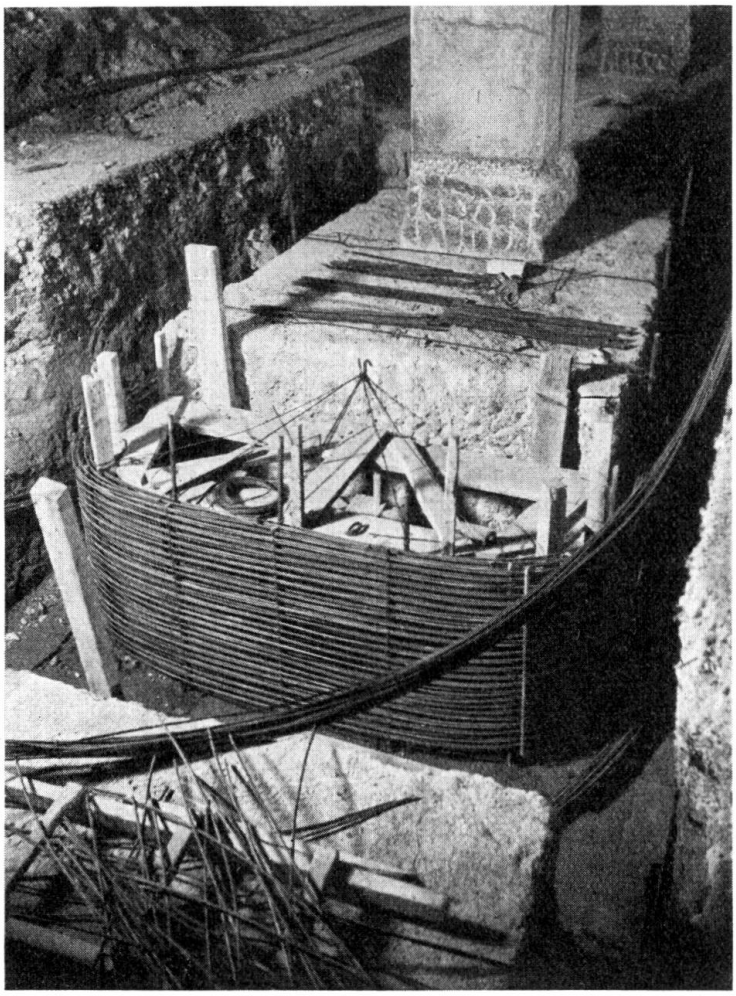


Fig. 10.
Bewehrung des Endes eines Zugbandes.

Formänderungen erleiden. Sie laufen von Zwischenfällen abgesehen, auf die ganze Pfahllänge ungestoßen durch (Fig. 13).

Die Außenschalung besteht aus einer Reihe von fünf bis acht zylindrischen Ringen von je 0,40 m Höhe, mit bearbeiteten Enden und in Halbringe geteilt, die man mittels Schrauben zusammenzieht. Um Pfähle mit einer waagerecht geriffelten Oberfläche zu erhalten, benutzt man in dem oberen Teil der Pfähle Ringe, die mit inneren waagerechten Riffelungen versehen sind. Die innere Schalung wird durch ein Stahlrohr gebildet, das von einer Gummihülle mit Baumwolleinlage umgeben ist. Das Stahlrohr ist an seinem unteren Ende durch ein Rohr kleineren Durchmessers verlängert, das von einer zweiten Gummihülle



Fig. 11.

Beweglicher Kopf eines Zugbandes während des Vorspannens und Verkeilens.

umgeben ist, wodurch eine wasserdichte Tasche entsteht, die den gleichen Außendurchmesser wie das Stahlrohr hat und durch Druckwasser gedehnt werden kann (Verschluß).

Der Raum zwischen den Schalungen ist an seinem oberen Ende durch eine ringförmige Platte verschlossen, die acht Löcher für die Durchführung der Längsbewehrungen und vier Einfüllöffnungen aufweist.

Wenn der Abschnitt N des Stückes fertiggestellt ist, löst man entsprechend dem Fortschreiten des Einpressens die Schrauben, die die Schalungsringe zusammenhalten mit Ausnahme derjenigen des obersten Ringes. Nun hebt man den Kern um die Höhe eines Abschnittes und verbindet die Längsbewehrungen mit den Ringen der Querbewehrung. Alsdann versetzt man die Ringe der Außenschalung und spannt die Längsbewehrungen, die oberhalb der Verschlußplatte hervorragen, in Klemmen, die paarweise in Lagern angeordnet sind, die man durch Schrauben derart anheben kann, daß man behelfsmäßig die Bewehrungen anspannt, die das Ganze zusammenhalten. Nun wird die Tasche des inneren Kerns aufgeblasen, um ein Eindringen des Betons zwischen die Hülle des Kerns und die Innenwandung des Abschnitts N zu verhindern und um einen Zwischenraum zwischen dem Stahlrohr und der Hülle herzustellen.

Man füllt dann die Form mit Beton, der für Seebauarbeiten je m^3 450 kg Portlandzement enthält.

Dieser Beton wird mittels elektrischer Rüttelvorrichtungen mit exzentrischer Masse, die an der Außenschalung befestigt werden, kräftig gerüttelt.



Fig. 12.

Gruppe von 4 Aussparungen. Die Stähle für die Unterdrucksetzung der Balken werden in die beidseitigen Rinnen gelegt.

Ein Teil des Überschußwassers entweicht durch die Fugen zwischen den Schalungsringen, ein anderer steigt an die Oberfläche, die dadurch weich gemacht wird. Man macht den Beton homogen, indem man auf die Einfüllöffnungen Röhren setzt, in die man, ohne das Rütteln zu unterbrechen, mittels Schraubenpressen Beton unter hohem Druck einpreßt. Hierdurch wird das Überschußwasser aus den oberen Teilen vertrieben. Hierauf schließt man die Einfüllöffnungen, hört mit dem Rütteln auf und preßt Wasser mit einem Druck von 20 kg/cm^2 zwischen den Kern und dessen Hülle. Dieser Druck wird durch den Beton, der unmittelbar nach dem Rütteln wie eine Flüssigkeit wirkt, hydraulisch auf die obere Abschlußplatte übertragen, die sich hebt und dabei die Eisen bis in die Nähe ihrer Streckgrenze spannt.

Dieser Druck wird 20 Minuten lang gehalten.

Alle Fugen der Schalungsringe klaffen und lassen reichlich Wasser durch. Der Beton wird äußerst trocken. Man umgibt die Schalung mit einer Wärmeschutzhülle, in die man Dampf ohne Überdruck einläßt. Die Temperatur des Betons steigt rasch auf über 100^0 an und nach einer Frist von etwa 3 Stunden wird eine Härte erreicht, die der eines hervorragenden Betons im Alter von mehreren Monaten vergleichbar ist, obwohl der Zement, der besonders für Seebauten benutzt wird, sehr träge ist und normalerweise nur mittelmäßige Endfestigkeiten liefert (Fig. 14, 15 und 16).

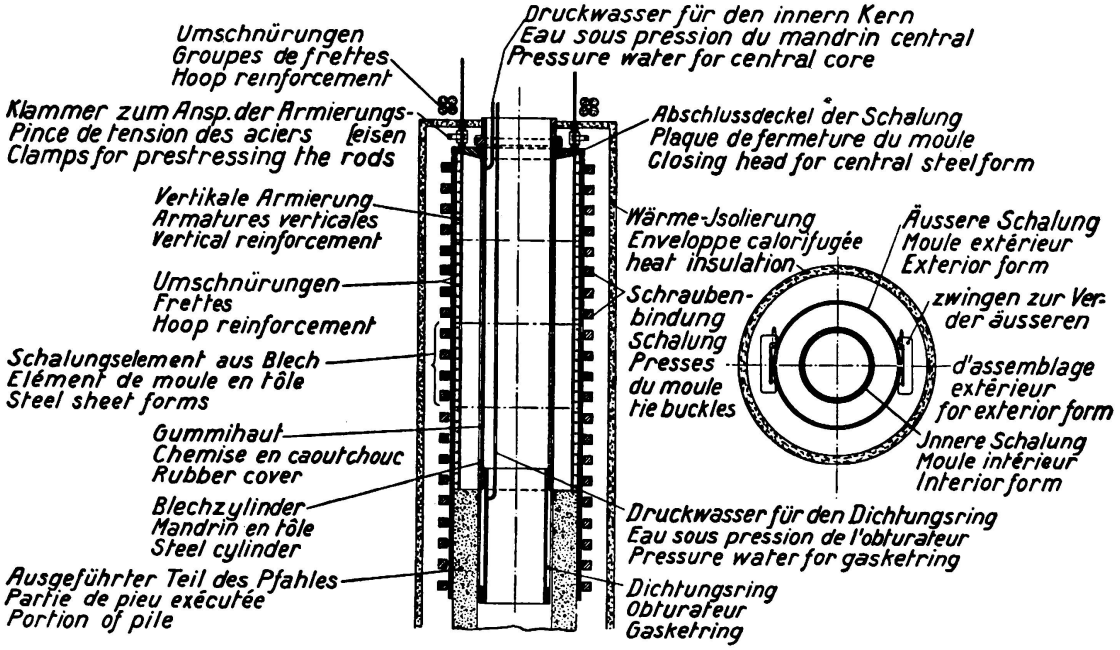


Fig. 13.

Schema der Schalung für einen Pfahl.

d) Abpressen der Pfähle.

Man führt nun sofort das Abpressen der Pfähle aus. Theoretisch sind hierfür Druckkräfte erforderlich, deren Höchstwert 320 t ist und denen man noch 20 kg Vorspannung hinzufügen muß, so daß man auf ungefähr 200 kg/cm² kommt. Laboratoriumsversuche zeigen, daß Festigkeiten der Größenordnung von 300 kg nach drei Stunden Erwärmung in Dampf von 100° erreicht wurden. Man mußte jedoch Biegungsmomente, die bedeutende Werte, besonders in den zuletzt ausgeführten Zonen, erreichen können, berücksichtigen und die Erfahrung hat deren Vorhandensein bestätigt. Ein Moment von 50 mt läßt die Beanspruchung auf 500 kg ansteigen. Andererseits ist der Bruch eines Pfahls im Boden ein schlimmer Fall.

Man führt das Abpressen also derart aus, daß die sehr großen Kräfte nur auf den Beton einwirken, der ungefähr 8 Stunden alt ist. Abgesehen von einigen Zwischenfällen, die sich besonders während der Anlernung des Personals ereignet haben, kommen jetzt keine Pfahlbrüche mehr vor.

Das zum Abpressen benutzte Gerät besteht aus einem Halsstück, das aus einem dichten zum Pfahl konzentrischen Rohr gebildet wird, in dessen Innern eine sehr widerstandsfähige Gummihülle mit Baumwolleinlagen angeordnet ist, die mit dem Rohr einen undurchlässigen ringförmigen Raum bildet. Zwischen dem Gummi und dem Pfahl werden parallel zum Pfahl Dauben mit engen Fugen angeordnet, die in dem Teil, der mit dem Pfahl in Berührung kommt, aus Stahl bestehen. Durch Einlassen von Wasser mit einem Druck von 30 kg/cm² in den wasserdichten Raum preßt man die Dauben mit einer Gesamtkraft von 100 t gegen den Pfahl. Da die Reibung zwischen Stahl und Beton größer ist als 0,40, schafft man so eine Längshaftung zwischen den Dauben und dem Beton, die in der Lage ist, mindestens 400 t zu übertragen. Nach dem Aufgeben

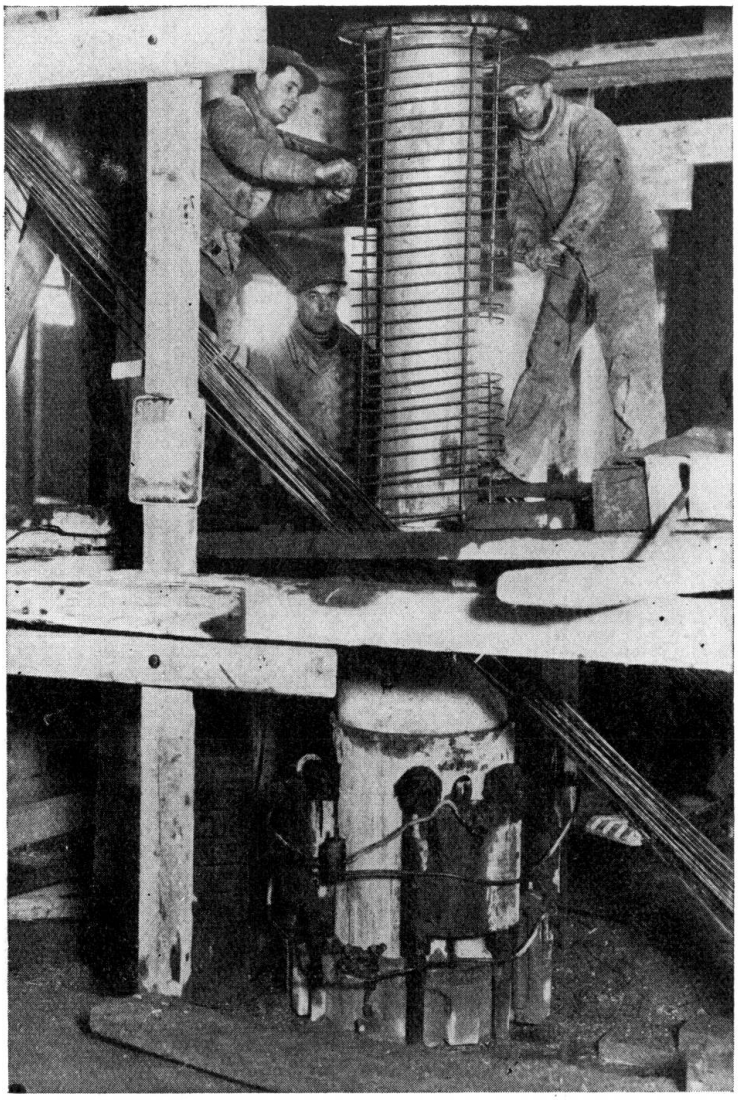


Fig. 14.

Bewehrung eines Pfahlstückes (im unteren Teil sieht man die Schraubenwinden).

des Druckes verschwindet jede Verbindung zwischen dem Pfahl und den Dauben (Fig. 17).

Man wirkt auf die Dauben mittels Stahlhalsstücken. Das obere Halsstück ist besonders widerstandsfähig und überträgt die Abpreßkräfte. Das untere Halsstück dient zum Anheben der Dauben und unter Umständen zum Herausziehen des Pfahles. Diese Halsstücke sind an das Rohr angeschweißt und bilden mit diesem eine Einheit.

Das obere Halsstück trägt vier angeschweißte Ösen, auf die sich die Kolben von ebensoviel hydraulischen Pressen legen (Fig. 18), die durch 8 Anker aus Hartstahl auf dem Balken befestigt sind, durch den hindurch das Abpressen des Pfahles geschieht. Die Anker fassen Schraubengänge, deren Gewinde in dem Beton der Balken selbst eingeformt sind. Jeder Anker nimmt eine Kraft von 40000 kg auf, und man hat festgestellt, daß er das Doppelte aufnehmen könnte, ohne im Beton, der die Schraubenmutter bildet, Störungen zu veranlassen.

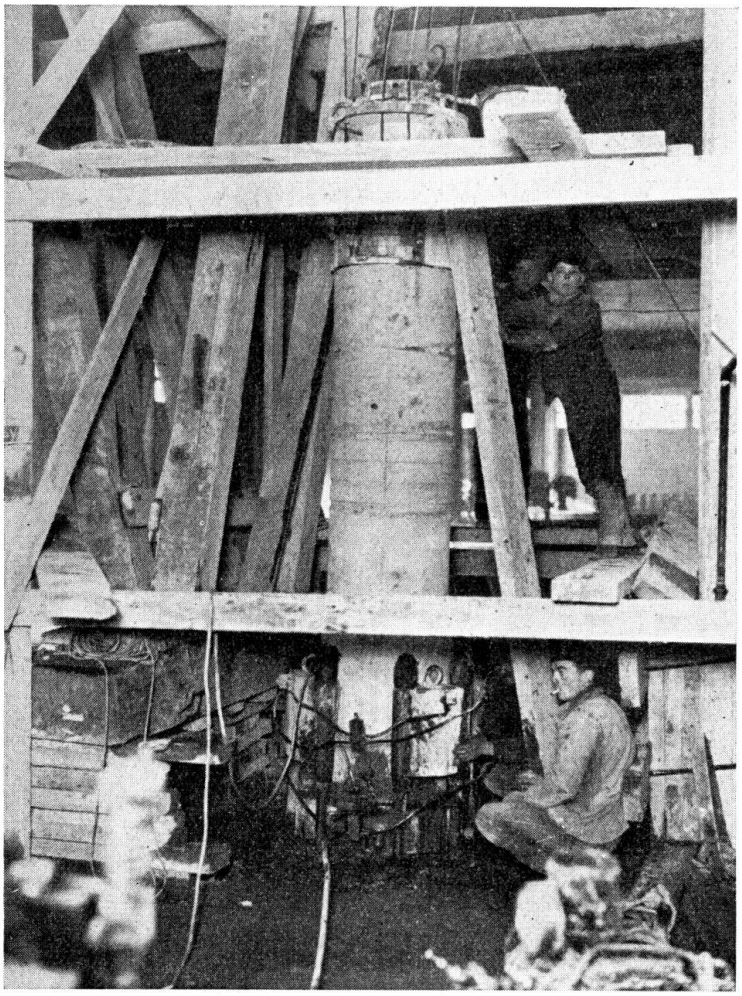


Fig. 15.

Ausschalung eines Pfahlstückes (unten die Schraubenwinden).

Die Vorgänge beim Abpressen bestehen:

1. Im Anpressen der Dauben gegen den Pfahl, in dem man Wasser unter 30 kg Druck in das Abpreßhalsstück einleitet,

2. Im Absenken des Pfahles durch gleichzeitige Einwirkung der vier hydraulischen Pressen. Der Pfahl sinkt unter der Wirkung von Kräften, die bis zu 320 t gehen, ohne Schwierigkeiten ab, sofern er keine Hindernisse antrifft, die man durch den mittleren Hohlraum zerstören oder beseitigen kann.

3. Befinden sich die Pressen am Ende ihres Hubes, so entfernt man den Druck in dem Halsstück und hebt dieses mittels zweier kleiner Spezialwinden an.

Dann wiederholen sich die Vorgänge.

Man unterwirft den Pfahl am Ende des Abpressens zahlreichen Lastwechseln durch eine Belastung von 300 t und anschließende Entlastung. Dann wird festgestellt, daß er unter einer Last von 300 t, die mehrere Stunden lang gehalten wird, nicht mehr merkbar herunter geht. Ein sehr deutlicher Stillstand wird im allgemeinen schnell erreicht. Für gewisse Pfähle jedoch erfordern diese Verfahren eine ziemlich lange Zeit von mehreren Tagen, während der der

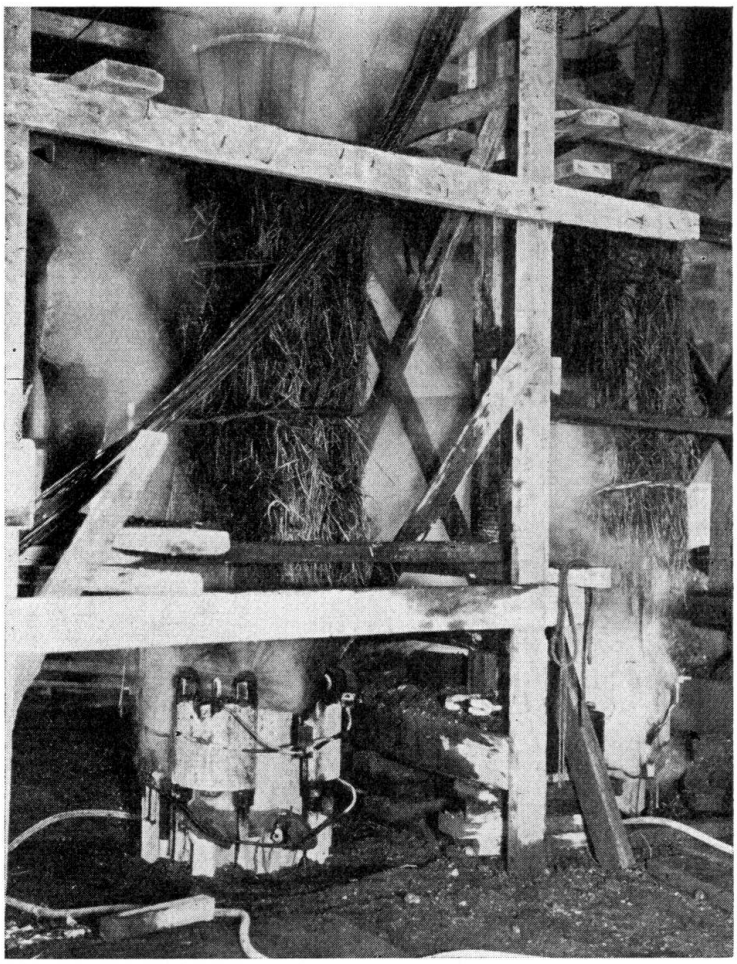


Fig. 16.

Zwei Pfähle während der Erwärmung.

Pfahl unter dem Einfluß der Belastungswechsel, noch um beträchtliche Maße, die sich in Dezimetern ausdrücken lassen, absinkt. Wenn der Pfahl fest sitzt, bringt man Beton in den ringförmigen Zwischenraum zwischen dem geriffelten Pfahlkopf und der gleichfalls geriffelten Wandung der Absenköffnung ein und läßt den Beton erhärten, während der Pfahl belastet ist. Das Abpreßhalsstück wird für diesen letzten Arbeitsgang durch eine Endplatte ersetzt.

Die so hergestellten Pfähle sind innen und außen von genauem Maß und bleiben im allgemeinen gerade. Gelegentlich werden sie jedoch durch Hindernisse im Boden von der Senkrechten abgelenkt und erleiden elastische Verbiegungen, die das Vorhandensein bedeutender Biegungsspannungen anzeigen.

Meistens werden diese Durchbiegungen durch langsame Formänderung des Bodens unter dem Einfluß elastischer Kräfte wieder verschwinden, wenn man den Pfahl in Ruhe läßt.

Das Anfertigen und das Abpressen eines Pfahles von 30 m Länge erfordern ungefähr vier Arbeitstage, wenn keine besonderen Hindernisse eintreten. Im Großen und Ganzen findet die Ausführung unter befriedigenden Bedingungen hinsichtlich der Schnelligkeit und der Kosten statt.

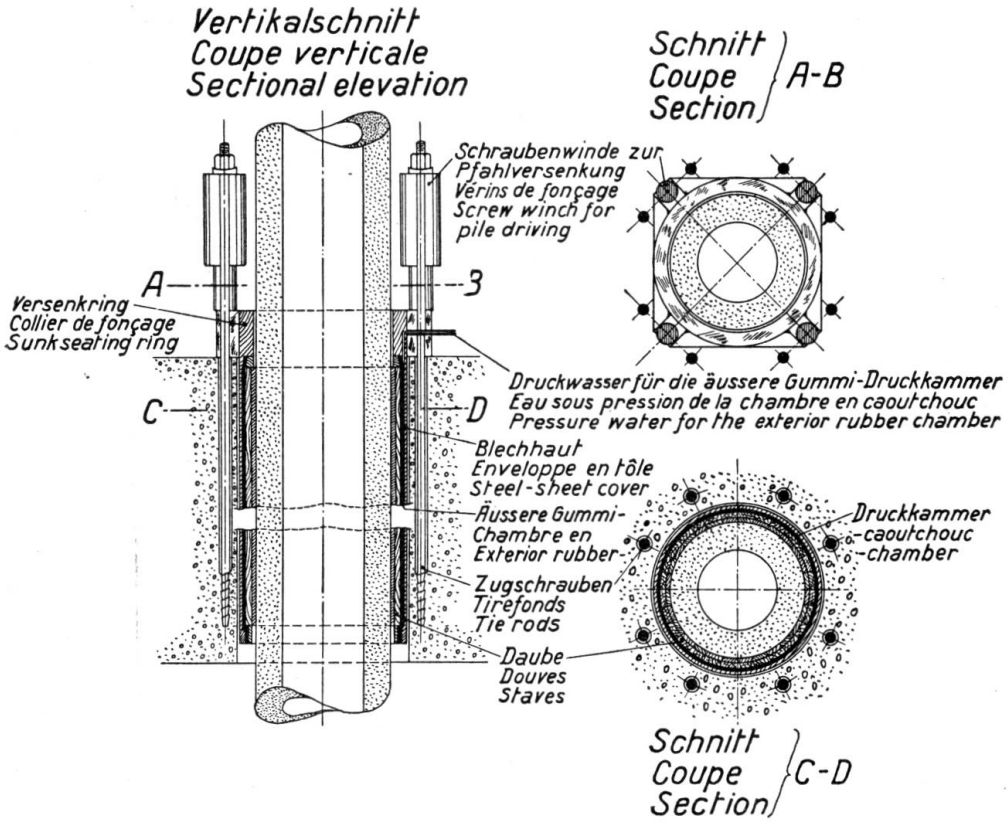


Fig. 17.

Schema der Einrichtung für die Pfahlversenkung.

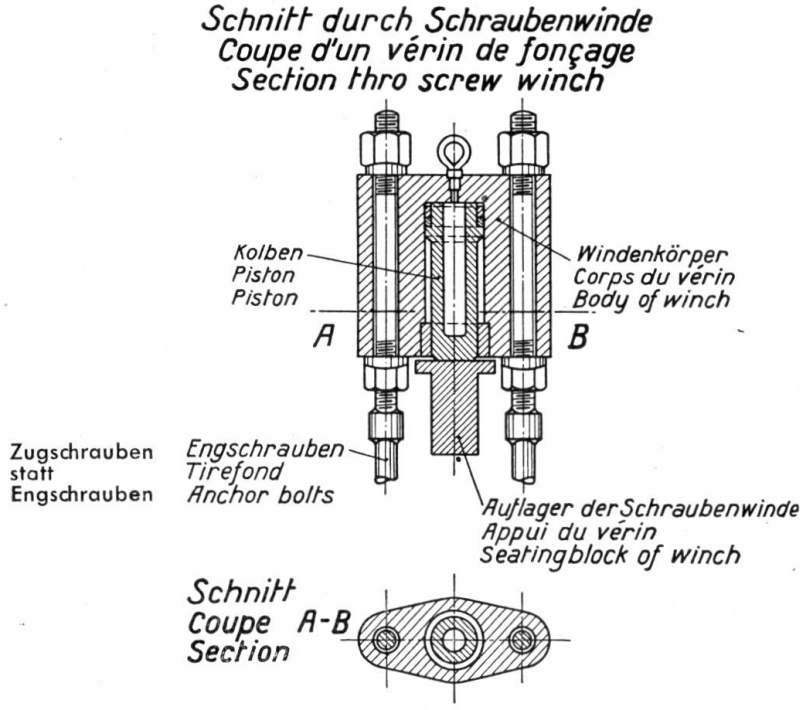


Fig. 18.

Detail einer Schraubenwinde.

Verschiedene Anwendungen des Pfahl-Herstellungsverfahrens von Le Havre.

Es ist einleuchtend, daß die oben beschriebenen Mittel Abänderungen gestatten, wodurch es möglich ist, sie der Anfertigung irgendwelcher Gegenstände im Wesentlichen zylindrischer oder prismatischer Form anzupassen. Hierzu gehören Pfähle und Gegenstände jeder Form, die gestampft, gepreßt oder auf sonstige Weise hergestellt werden, Säulen oder Pfeiler für den Hochbau, Kellerböden, Schleusenböden, Mauern, Panzerungen, Fußböden, Balken, Röhren, Betonstraßen usw.

In fast allen Fällen kann man handliche und so gut wie selbsttätig arbeitende Geräte schaffen, deren Anwendung nur geringe Kosten für die Handarbeit und die Abschreibung der Schalungen verursacht.

Die Frist für die Wiederverwendung der Geräte kann im allgemeinen auf einige Stunden und zuweilen sogar auf weniger verringert werden, wodurch es mit verhältnismäßig geringen Mitteln möglich ist, sehr hohe Ausführungsgeschwindigkeiten zu erreichen.

Die wirtschaftlichen Vorteile dieser verschiedenen Anwendungen ergeben sich aus meinen vorhergehenden Mitteilungen.

Ein besonders interessanter Fall ist die Herstellung von Rohren. Ich habe Geräte zusammengestellt, die, sei es in der Fabrik oder auf der Baustelle, im offenen Graben oder unter Tag, Rohre aller Durchmesser ohne Verbindungsstellen, in denen alle Quer- und Längseisen bis zu ihrer Streckgrenze unter Spannung stehen, selbsttätig anfertigen. Man erhält auf diese Weise eine Dichtigkeit, die bis zu Drücken, die nur durch die Spannung der Bewehrung der Größenordnung von 80 kg/mm² begrenzt sind, streng beibehalten wird. Ich habe im Laboratorium wasserdichte Rohre unter einem Druck von 250 kg/cm² erhalten.

Die Widerstandsfähigkeit gegenüber etwaigen Biege- und Schubbeanspruchungen ist bei gleicher Wandstärke zehnmal so groß als die der üblichen Rohre bester Fertigung. Ihre chemische Widerstandsfähigkeit ist wegen ihrer großen Dichtigkeit bemerkenswert. Ihre vollkommen glatten Innenflächen sichern die höchste Abflußmenge.

Eine andere sehr entwicklungsfähige Anwendungsmöglichkeit ist die Pilzdecke. Die Spannweite dieser Decken überschreitet heute kaum das 30- bis 40-fache ihrer Dicke. Sie kann mit meinen Verfahren, ohne daß der Preis je m² oder die Durchbiegung erhöht wird, reichlich verdoppelt werden, so daß die Pilzdecken, die gegenwärtig noch etwas selten sind, allgemeinere Anwendung, besonders in Wohnhäusern, finden können, deren Bau sie wesentlich vereinfachen würden.

Eisenbetonbalken großer Spannweite.

Ich habe in verschiedenen früheren Veröffentlichungen gezeigt, daß die Anwendung von Eisenbeton in Bogenform es gestattet, große Spannweiten zu erreichen, die nur von den Hängebrücken übertroffen werden können.

Es ist klar, daß die theoretischen Grenzspannweiten der Bogen durch die von mir vorher beschriebenen Verfahren noch beträchtlich erhöht werden

können. Das Erreichen einer fast augenblicklichen Erhärtung gestattet überdies auf dem Gebiet des Betons vollkommen neue Bauverfahren, von denen man bisher glauben konnte, daß sie dem Bau von Eisenkonstruktionen vorbehalten seien.

Ich werde dieses Thema, das an sich allein so umfangreich ist, daß es eine getrennte Arbeit notwendig macht, gesondert behandeln.

Hier will ich nur den geraden Balken besprechen.

Bisher war es unmöglich, eine wirtschaftliche Anwendung des Eisenbetons in Form von geraden Balken großer Spannweite, besonders bei Vollwandträgern von verhältnismäßig geringer Höhe, in Betracht zu ziehen.

Hierfür gibt es drei Gründe: Schlechte Ausnutzung des Betons auf Druck, Unmöglichkeit, der Bewehrung große Kräfte zuzuteilen, es sei denn unter Verwendung eines großen Eisenquerschnitts, der wieder eine schwere Betonhülle verlangt, vor allem aber sehr mittelmäßige Ausnutzung des Betons in den Teilen, die der Übertragung der Querkräfte dienen. Meine Verfahren bringen in diesen drei Richtungen bedeutende Verbesserungen.

Ich habe durch die Untersuchung von Sonderfällen festgestellt, daß die Anwendung dieser neuen Verfahren es gestattet, die wirtschaftlich ausführbaren Grenzspannweiten von Eisenbetonbalken mit 5 bis 10 zu multiplizieren. Vollwandträger von 100 m Spannweite werden zu niedrigem Preis und ohne Schwierigkeiten ausführbar. Sie werden, besonders im Falle mehrerer gleichartiger Träger, bedeutend leichter und wesentlich billiger als Stahlträger von gleicher Spannweite und gleicher Tragfähigkeit.

Ich habe bis zu den allerkleinsten Ausführungseinzelheiten für Träger von 100 m Spannweite, die eine doppelte Bedachung (Sägedach über einer durchsichtigen Decke) tragen sollen, einen Entwurf ausgearbeitet, der in seinen Gedankengängen der Ausführung in Le Havre gleicht.

Diese Untersuchung liefert nachstehende Ergebnisse:

Das Gewicht des Trägers ist je lfd/m 3200 kg. Er trägt mittels einer etwa 350 kg/m wiegenden Bewehrung aus 180 auf 84 kg gestreckten Stäben von 16 mm, die einer Dauerspannung von 50 kg/mm² unterworfen sind, sein Eigengewicht und eine Nutzlast, die seinem Gewicht gleicht. Die zulässige Betondruckspannung ist 180 kg; der Beton hat eine Druckfestigkeit von über 800 kg/cm². Ich habe vorgesehen, daß der Beton des Steges im Bedarfsfall durch senkrecht und waagerecht gespannte Bewehrungen einer doppelten Druckspannung unterworfen wird, die jede Möglichkeit der Rißbildung durch Schubspannungen ausschließt, für die als Höchstwert etwa 60 kg/cm² angenommen sind. Diese Schubspannungen sind unter diesen Bedingungen keine Zug- sondern Druckspanugen, deren Höchstwert wesentlich unter der angenommenen zulässigen Grenze von 180 kg/cm² liegt.

Ich will endlich noch einige Angaben über eine Anwendung meiner Verfahren zur Verbesserung der Betonstraßen geben.

Die Anwendung von Bewehrungen in den Straßendecken ist oft in der üblichen Form eher schädlich als nützlich, weil sie die Zugspannungen verstärken und dadurch die Zerstörung unter wechselnden Belastungen und die Bildung von Rissen begünstigen statt zu verhindern. Die Straßendecken werden indessen durch die Anwendung gespannter Bewehrungen in jeder Hinsicht bedeutend verbessert.

Zunächst ersetzen sie die Zugspannungen durch Druckspannungen. Dadurch werden die Rißbildungen verhindert, und die vielen Fugen überflüssig, denn die durch Temperatur- und Feuchtigkeitsschwankungen verursachten Änderungen beeinflussen künftig nur noch die jeweilige Größe des mittleren Druckzustandes.

Zweitens wird der Widerstand des Betons gegen Reissen durch die Beseitigung der Zugspannungen bedeutend verbessert, die Formänderungsfähigkeit verringert und die Biegefestigkeit erhöht. Daraus ergibt sich ein gutes Verhalten unter starken Belastungen, auch im Fall von nachgiebigem Untergrund.

Der Eisenverbrauch würde sich bei Verwendung von Eisen mit einer Streckgrenze von 120 kg/mm² auf ungefähr 4—5 kg/m² stellen, der Selbstkostenpreis auf 5—6 Fr./m².

Die Erhöhung des Preises je m² würde von der gleichen Größenordnung wie eine Erhöhung der Dicke um einige cm sein. Die erzielte Verbesserung würde aber viel bedeutender sein als die, welche diese Erhöhung der Dicke bringen könnte. Die Straßen könnten schließlich den Straßenbenutzern zwei Stunden nach dem Einbringen des Betons übergeben werden.

Ich will die Aufzählung der möglichen Anwendungen nicht weiter verlängern. Ich glaube bewiesen zu haben, daß die systematische Anwendung der Hypothesen und der Verfahren der Physik es gestattet, bedeutsame und rasche Fortschritte in unseren allgemeinen Erkenntnissen auf dem Gebiete des Zements und des Betons zu machen und als Folge davon bedeutsame praktische Fortschritte.

Fortschritte, die mit denen vergleichbar sind, welche die gleichen Mittel den Industrien der Metallurgie und der Mechanik gebracht haben.

Zusammenfassung.

Von neuen Annahmen ausgehend erörtert der Verfasser die allgemeinen Eigenschaften der Zemente und die Bildung des Porennetzes der Zementpasten. Die Widerstandsfähigkeit der Zemente hängt mehr als von irgendeinem anderen Faktor von den mechanischen und physikalischen Bedingungen ihrer Anwendung ab. Durch einfache Verbesserungen der Dichtigkeit können für alle Zemente bedeutende, fast augenblickliche Erhärtungen erreicht werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb 4

Rißerscheinungen im Eisenbeton.

Fissurations dans le béton armé.

Cracking in Reinforced Concrete.

F. G. Thomas,
B. Sc., Assoc. M. Inst. C. E., Garston.

Die Verwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze unter erhöhten Gebrauchsspannungen muß im Eisenbeton fast unvermeidlich zu einer Zunahme der Rißbildungen führen. Früher beeinflußten die normalerweise auftretenden Risse augenscheinlich die Festigkeit der Bauten nicht ernstlich und reichten gewöhnlich nicht aus, um die Bewehrung zerstörenden Angriffen auszusetzen. Im Zusammenhang mit höheren Stahlspannungen wird die Rißbildung jedoch verhältnismäßig größer als nach der Spannungszunahme zu erwarten wäre; es ist daher möglich, daß mit höheren Spannungen, wie man sie im Hinblick auf die Streckgrenze hochwertiger Stähle zulassen könnte, die Rißbildung größere Bedeutung erlangt.

Die schnellere Erhärtung neuzeitlicher Zemente ist ein anderer Umstand, der die Rißbildung ernstlich fördern kann. Bei der Building Research Station (Forschungsamt für Bauwesen) liefen jüngst viele Klagen über Schwindrisse ein, wo früher vor 10—15 Jahren mit den damals langsamer erhärtenden Zementen keine Schwierigkeiten aufgetreten waren.

Im Forschungsamt wurden deshalb unter *Dr. Glanville* in Verbindung mit der Reinforced Concrete Association (Verein für Eisenbeton) Versuche durchgeführt, um die Umstände zu ermitteln, die die Rißbildung in Eisenbetonkörpern bestimmen. Diese Abhandlung behandelt kurz einige Ergebnisse.

Dehnungsfähigkeit des Betons.

Man hat lange angenommen, daß als Maßstab für die Rißgefahr die Bruchdehnung des Betons bei Zugbeanspruchung zu gelten habe. Die Dehnbarkeit des Betons, d. h. die Dehnung, die möglich ist, ohne daß Risse entstehen, ist von vielen Forschern jedoch mit sehr verschiedenen Ergebnissen ermittelt worden. Der Mangel an Übereinstimmung hat wahrscheinlich vor allem folgende zwei Gründe:

1. Verschiedene Größe der vor der Prüfung vorhandenen Anfangsspannungen in den Prüfkörpern.
2. Verschiedene Genauigkeit bei der Beobachtung der Risse.

Es scheint, daß die Bewehrung im allgemeinen die Dehnbarkeit des Betons nur um einen kleinen Betrag erhöht. Werden bewehrte Betonkörper an der Luft

aufbewahrt, so entstehen infolge des Schwindens Zugspannungen, wodurch die Dehnbarkeit des Betons, wenn der Körper später belastet wird, kleiner ausfällt. Andrerseits kann durch die Bewehrung die wirkliche Dehnbarkeit beträchtlich erhöht werden, wenn der Körper feucht gelagert wird.

Vermutlich war die von einigen Forschern beobachtete offensichtliche Zunahme der Dehnungsfähigkeit infolge der Bewehrung teilweise auf ungenügende Sorgfalt beim Beobachten des Auftretens des ersten Risses zurückzuführen. Im Forschungsamt vermochte man auf einer weißen geglätteten Oberfläche Risse von 0,0025 mm Breite mit dem Auge zu erkennen, obwohl normalerweise die Risse etwas breiter sind, wenn sie zuerst sichtbar werden. Die Rißbreiten werden bei allen Versuchen mit Eisenbeton mit beweglichen Mikroskopen mittels Okularskala gemessen.

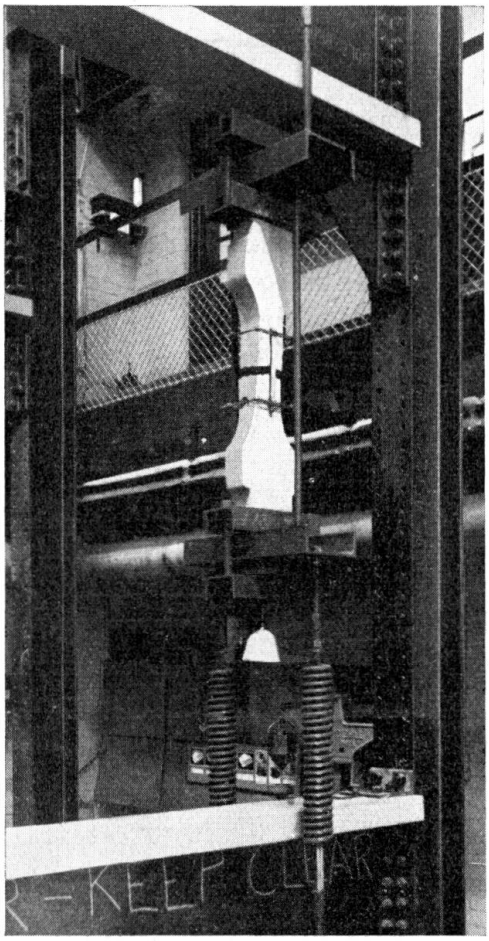


Fig. 1.
Messung von Schwindspannungen an eingespannten Beton-Prüfstücken.

Schwindrisse.

Das Schwinden des Betons ist wohl die häufigste Ursache der Rißbildung und auch am schwierigsten zu beheben oder zu vermeiden. In frei beweglich gelagerten Eisenbetonkörpern verursacht das Schwinden im Beton Zugspannungen, so daß besonders bei großem Bewehrungsverhältnis Risse sogar dann entstehen können, wenn keine äußere Belastung vorhanden ist. In der Praxis liegt jedoch fast immer eine gewisse Einschränkung der Freibeweglichkeit vor, besonders in monolithischen Tragwerken. Das Kriechen des Betons verringert diese Span-

nungen im Beton, so daß es in dieser Hinsicht mithilft, die Rißgefahr zu vermindern. Der Widerstand eines Betons gegen Rißbildung kann für bestimmte Auflagerbedingungen roh ermittelt werden, wenn man Schwinden, Kriechen, Elastizität und Festigkeitseigenschaften dieses Betons verfolgt und danach deren Gesamtwirkung rechnerisch abschätzt. Obwohl dieses Verfahren einen guten Vergleichswert für die Rißsicherheit ergibt, bestehen doch manchmal Zweifel über die genauen Kriecheigenschaften des Betons bei Spannungen in der Nähe der Zugfestigkeit. Deshalb ist eine unmittelbarere Versuchsmethode entwickelt worden.

Es wurde ein besonderer Apparat entworfen, in dem Betonproben, an denen im mittleren Teile Dehnungsmesser angebracht waren, durch Federn unter Zugbelastung gehalten wurden. Diese Belastung wurde periodisch so geregelt, daß die Schwindbewegungen ganz durch die elastischen Bewegungen und das Kriechen

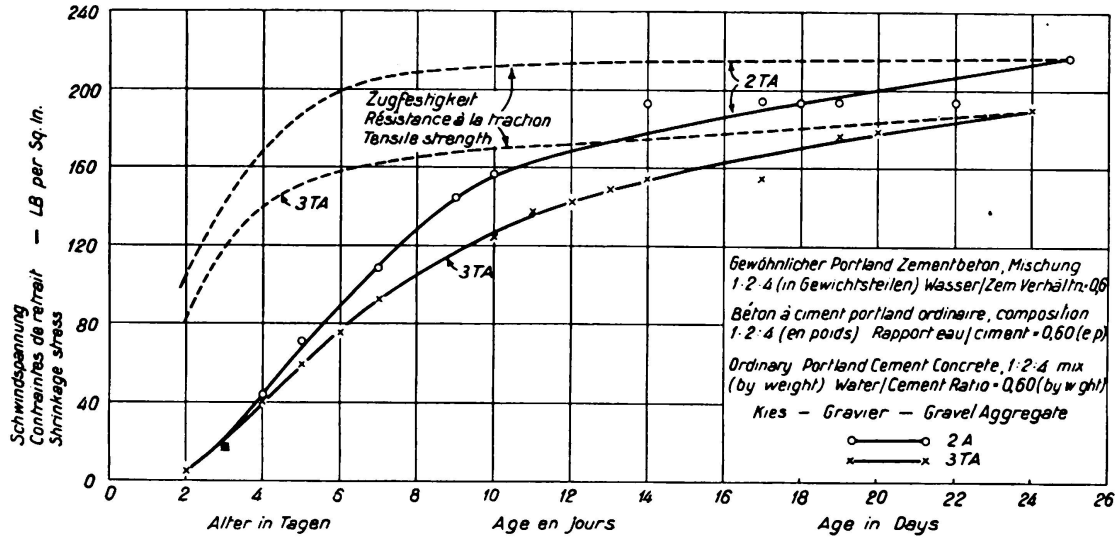


Fig. 2.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Beton-Prüfstücken aus gewöhnlichem Portland-Zement-Beton.

infolge der Belastung aufgehoben wurden. Hierdurch konnten die wirklichen Schwindspannungen gemessen werden, die in einem Körper auftreten, dessen Freibeweglichkeit vollkommen aufgehoben ist. Fig. 1 zeigt den Apparat nach dem Bruch einer Probe.

Die Ergebnisse von Doppelversuchen an Beton mit gewöhnlichem Portlandzement, hochwertigem (schnell erhärtendem) Portlandzement und Tonerdezement zeigen die Fig. 2 bis 4. In allen Fällen wurde eine Mischung 1 + 2 + 4 (nach Gewicht) mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,60 verwandt. Aus den Figuren geht hervor, daß die Schwindspannungen bei den Versuchen mit Portlandzementbeton (Fig. 2 und 3) zunächst nur wenig verschieden sind; daß jedoch mit Annäherung an den Bruch mit gewöhnlichem Portlandzement der Spannungszuwachs in der Zeiteinheit infolge starker Kriechbewegungen erheblich kleiner wird. Diese Erscheinung ist mit hochwertigem Portlandzement nicht so ausgeprägt; die Spannungen wachsen vielmehr stetig, bis die Zugfestigkeit erreicht wird und Risse entstehen. Beim Beton mit Tonerdezement wächst die Spannung

so rasch, daß schon kurz nach Versuchsbeginn von Rißsicherheit keine Rede mehr sein kann.

Andere Versuche zeigten, daß höherer Wassergehalt nicht notwendig größere Rißneigung zur Folge hat, und daß die Rißsicherheit deutlich durch die Art des Zuschlages beeinflußt wird. Man muß sich allerdings darüber klar sein, daß in der Praxis gewöhnlich keine völlige Einspannung vorhanden ist und daß die verhältnismäßige Rißsicherheit verschiedener Betonarten je nach dem Grad der Einspannung etwas verschieden sein wird. Deshalb werden weitere Versuche durchgeführt, bei denen die Enden der Probekörper nicht völlig in ihrer Ursprungslage festgehalten werden.

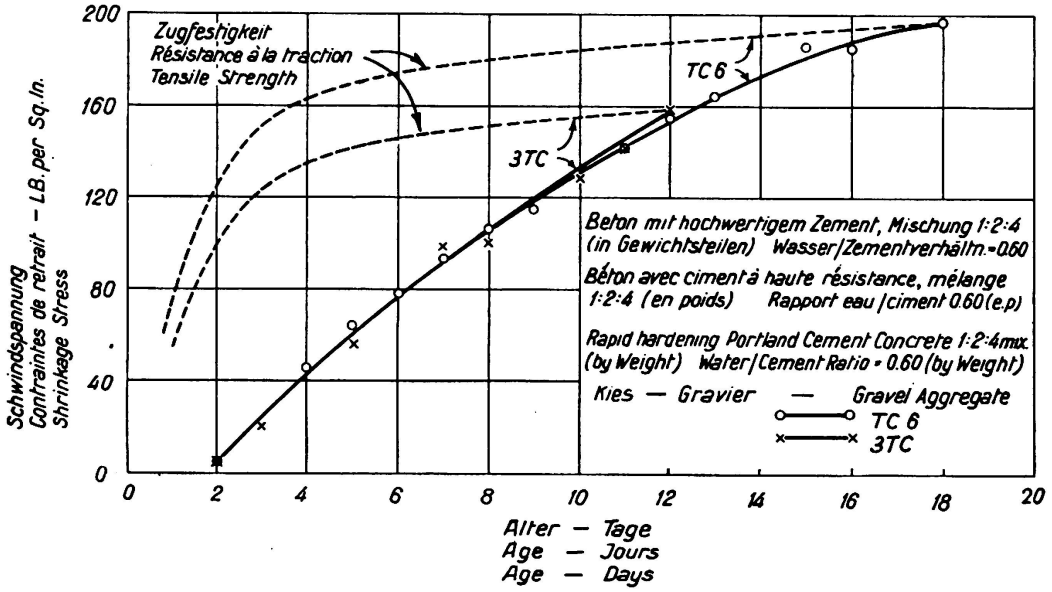


Fig. 3.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Prüfstücken aus Beton mit hochwertigem Zement.

Dehnungsrisse.

In diesem Abschnitt werden nur die Fälle berücksichtigt, in denen die Zugkräfte, die Risse hervorrufen, unmittelbar von einer Belastung herrühren, wie bei Biege- und Zugversuchen. Bei allen Prüfungen an Eisenbeton, die jetzt im Forschungsamt durchgeführt werden, wird die Breite der Risse gemessen; man hofft, daß später eine vollständige Auswertung dieser Messungen weitgehende Klarheit über das Entstehen von Dehnungsrissen bringen wird. Einige allgemeine Ergebnisse sind schon verfügbar und einige Versuche, bei denen Rißmessungen vorgenommen wurden, werden nachstehend beschrieben. Bei einem Versuch hatte der Probekörper rechteckigen Querschnitt von 101,6 mm Breite und 209,5 mm Höhe und war 2,44 m lang. Die Zugbewehrung bestand aus zwei Stäben Durchmesser 9,52 mm aus gewöhnlichem Eisen (mild steel). Die Nutzhöhe betrug 178 mm. Zur Schubsicherung waren Bügel angeordnet. Der Körper wurde in den Drittelpunkten bei einer Stützweite von 1,829 m belastet. Entstehen und Fortschreiten der Risse an den Seiten des Probekörpers wurden genau beobachtet und die Breiten eines jeden Risses nahe der Unterseite des Balkens und in Höhe der Eisen für jede Belastungsstufe gemessen.

Die Belastung wurde zuerst stetig bis zur errechneten zulässigen Last gesteigert und diese Last für 21 Stunden gehalten. Danach wurde die Last nach und nach verringert. Die Ergebnisse der Rißmessungen zeigt Fig. 5: Die gesamte Rißbreite, d. h. die Summe der Breite aller Risse, hat unter der längere Zeit ruhenden Last etwas zugenommen, ging aber nach deren Beseitigung teilweise zurück. Bemerkenswert ist, daß bei den ersten Stufen der Entlastung unterhalb der Gebrauchslast die Gesamtbreite der Risse etwas zunahm und ein oder zwei Risse etwas länger wurden.

Das Maß des Zurückgehens der Rißbreiten beim Entlasten wurde von *Probst* die „federnde Breite" der Risse genannt. Bei unserem Versuch betrug die federnde Breite durchschnittlich ein wenig mehr als die Hälfte der Breite vor dem Entlasten. Der Ausdruck „federnd" muß jedoch mit Vorsicht angewandt werden, denn Fig. 5 zeigt, daß sich die Risse nicht gleichförmig mit der Last-

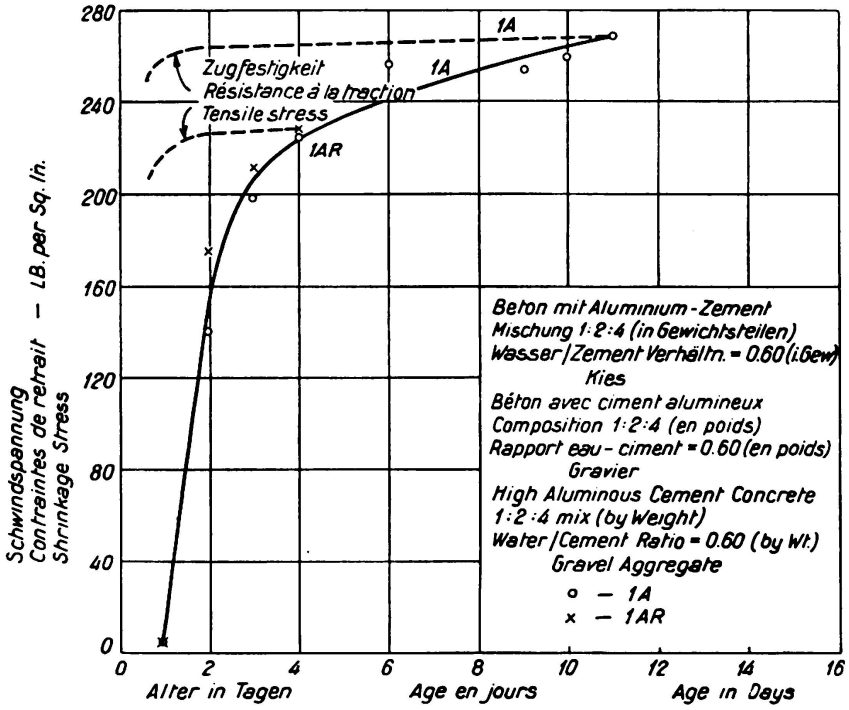


Fig. 4.

Widerstand gegen Schwindrisse bei vollständig eingespannten Prüfstücken mit hochwertigem Aluminium-Zement.

abnahme schließen, sondern daß die Rißbreite während der ersten Entlastungsstufen praktisch konstant bleibt. Es ist klar, daß, bevor eine Erholung eintreten kann, die Vorgänge an der Berührungsfläche zwischen Beton und Eisen (Haftung. Gleiten) umgekehrt verlaufen müssen, und daß dazu eine beträchtliche Änderung der Last erforderlich ist.

Der Körper wurde nur so lange unbelastet gelassen, bis die Rißbreiten gemessen waren, und wurde dann wieder stetig bis zum Anderthalbfachen der Gebrauchslast belastet. Diese Last wirkte 44 Stunden, während welcher Zeit die Rißbildung nur sehr wenig zunahm. Sodann wurde die Last erhöht, bis der Bruch infolge Überschreitens der Streckgrenze der Eisen eintrat.

An Fig. 6 wurde die größte Rißbreite in der Höhe der Eiseneinlagen verglichen mit der Zugspannung am Eisen, die sich rechnerisch nach der üblichen Theorie gradliniger Spannungsverteilung und gerissener Zugzone ergibt. In der Figur wurden die Wirkungen der Entlastung nicht berücksichtigt. Man erkennt eine rohe lineare Beziehung zwischen Rißbreite und Zugspannung im Eisen; die Rißbreite ist bei der ersten Belastung bis zu einer Spannung von 840 kg/cm² unbedeutend. Die gefundene Beziehung entspricht dem, was nach einer einfachen Betrachtung der Vorgänge, die zur Öffnung der Risse führen, erwartet werden kann (1).[1]

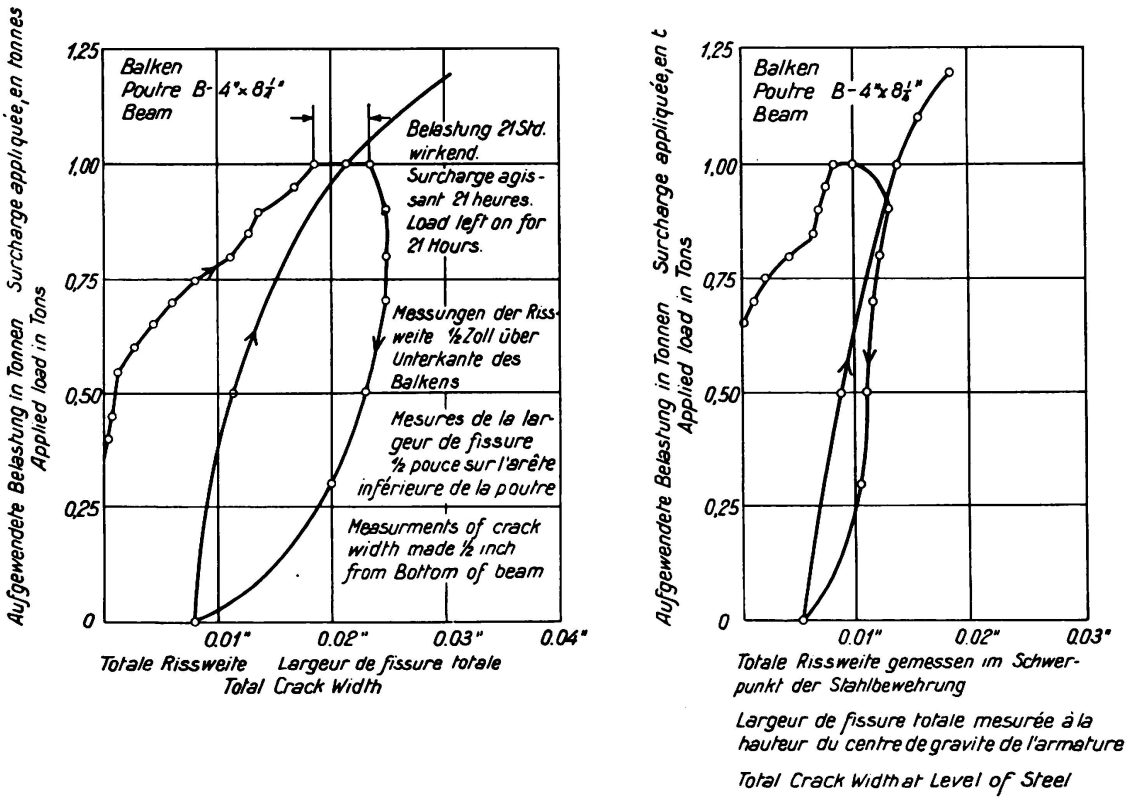


Fig. 5.
Rückgang der Risse.

Daß die Streckgrenze des Eisens erreicht war, geht in Fig. 6 aus dem ziemlich scharfen Knick der Kurve bei 3300 kg/cm² hervor. Bei dieser Last wächst auch die Formänderung des Balkens schnell; falls jedoch mehr als eine Lage Bewehrung vorhanden war, ergab sich, daß das Erreichen der Streckgrenze viel besser durch die Zunahme der Rißbreiten als durch das Anwachsen der Formänderung erkannt werden konnte. Dies zeigte sich deutlich bei neueren Prüfungen des Forschungsamtes an durchlaufenden Trägern über zwei Öffnungen. Die Ergebnisse einer solchen Prüfung zeigt Fig. 7. Aus dem Schaubild der Rißbreiten ersieht man, daß die Lasten, bei denen die Spannung im Eisen die Streckgrenze erreicht, sowohl über dem mittleren Auflager wie auch im Felde klar erkennbar sind, daß dagegen die Werte dieser Lasten aus der Formänderungskurve nicht

[1] Siehe Schrifttum am Ende.

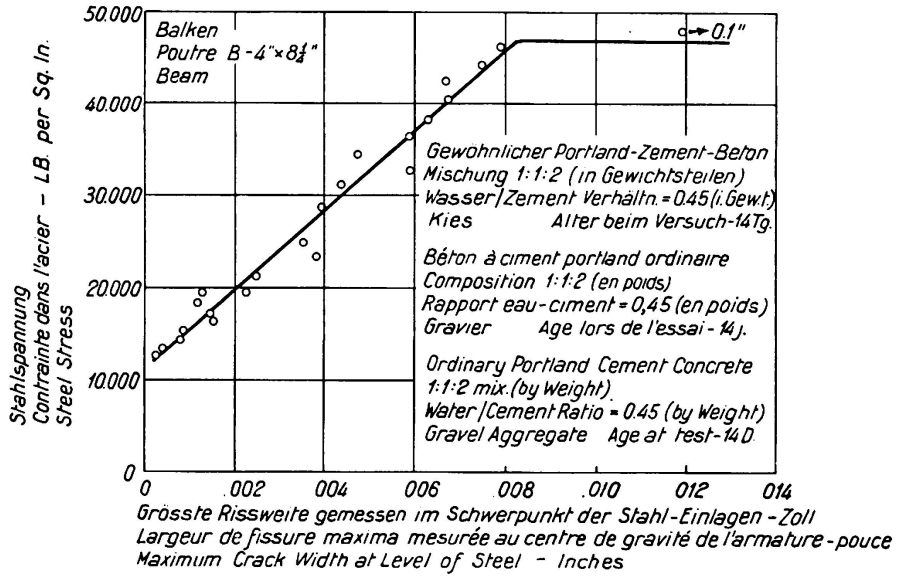


Fig. 6.

Abhängigkeit größter Rißweite von der Stahlspannung.

genau hervorgehen. Man ersieht daraus, daß die Messung der Rißbreiten bei solchen Versuchen die Auswertung wesentlich erleichtert.

Die Wirkung des Bewehrungsverhältnisses auf die Rißbreite bei gleichbleibendem Bewehrungsquerschnitt wurde bei einigen Versuchen mit Stahl mit hochliegender Streckgrenze erforscht. Es wurden 10 Balken von je 2,896 m Länge und 270 mm Höhe, jedoch mit fünf verschiedenen Breiten von 158,8 bis 368,3 mm geprüft, also von jeder Breite zwei Körper. Die Zugbewehrung bestand in allen Fällen aus zwei Isteg-Stäben und zwar jeder Stab aus zwei ⌀ 12,7 mm, die spiralförmig umeinandergedreht waren. Das Bewehrungsverhältnis war dadurch von 0,6 bis 1,4 % abgestuft.

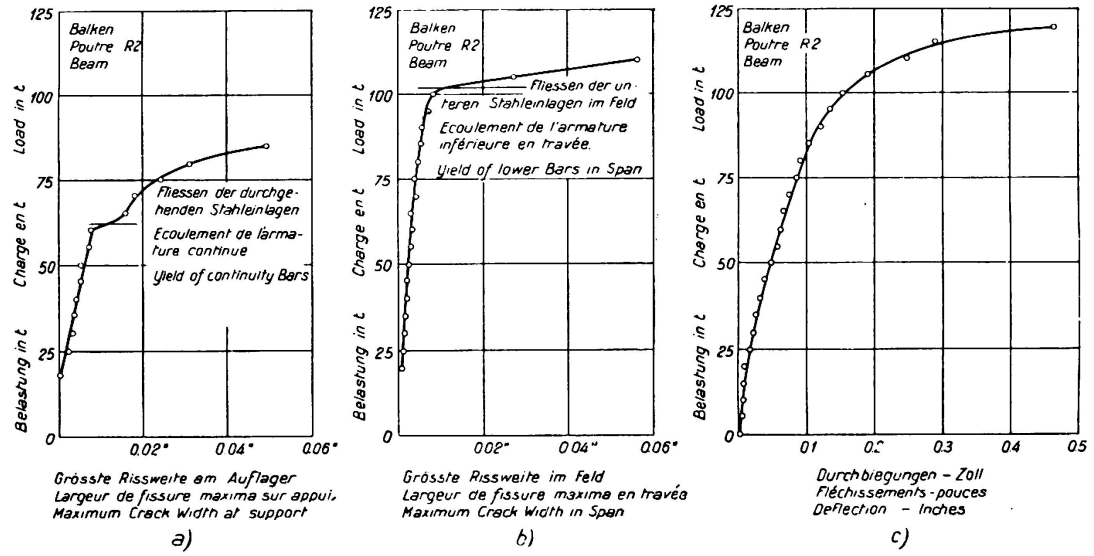


Fig. 7.

Größte Rißweite im Feld.

Die Balken wurden bei einer Stützweite von 2,743 m symmetrisch durch zwei Lasten im Abstand von 762 mm belastet. Die Ergebnisse der Messung der Rißbreiten im mittleren Bereich mit gleichbleibendem Biegemoment ohne Querkraft waren folgende:

1. Die Beziehung zwischen Eisenspannung und Rißbreite ist nicht ganz linear. Wahrscheinlich ist bei dem für die Versuche verwendeten Stahl die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Kurve nicht konstant, sondern nimmt unter hohen Beanspruchungen ab.
2. Wenn man die Kurve „Rißbreite-Eisenspannung" bis zum Schnitt mit der Eisenspannungsachse verlängert, so nimmt im allgemeinen der der Rißbreite Null zugeordnete extrapolierte Wert der Eisenspannung zu, wenn das Bewehrungsverhältnis abnimmt. Die gefundenen Werte waren:

Bewehrungsverhältnis (%)	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Eisenspannung (kg/cm²) für Rißbreite Null	415	324	626	704	950

   Dieser Umstand bewirkt, daß die Risse unter den Gebrauchslasten fein bleiben, falls das Bewehrungsverhältnis klein ist.
3. Die Rißbreite nimmt mit wachsender Eisenspannung umsomehr zu, je kleiner das Bewehrungsverhältnis ist. Die Zunahme der Rißbreite betrug zwischen $\sigma_e = 1265$ und 2800 kg/cm²:

Bewehrungsverhältnis (%)	1,38	1,19	0,98	0,78	0,59
Zunahme der Rißbreite (mm)	0,098	0,13	0,16	0,183	0,21

Hiernach werden die Risse bei niedrigem Bewehrungsverhältnis breiter, besonders wenn die Spannung über die zur Zeit zulässigen Werte gesteigert wird. Wenn daher für Stähle mit hochliegender Streckgrenze höhere Spannungen zugelassen werden, die zu einer Herabsetzung des Bewehrungsverhältnisses führen, so kann die Rißbildung zunehmen als Auswirkung erstens der erhöhten Spannung und zweitens des herabgesetzten Bewehrungsverhältnisses, wenn der Bewehrungsquerschnitt unverändert bleibt. Man sollte gleichzeitig beachten, daß die Zunahme der Rißbildung im Verhältnis entschieden größer ausfällt als die Steigerung der zulässigen Spannungen im Eisen.

Die Wirkung langdauernder Belastung auf die Rißbildung.

Eine Zunahme der Rißbreite mit der Zeit kann zwei Ursachen haben:

1. Zunahme der Eisenspannung infolge ständig fortschreitender Lockerung des inneren Zusammenhalts des unter Zug stehenden Betons, und gleichzeitigen Kriechens des Betons in der Druckzone.
2. Kriecherscheinungen in der Berührungsschicht zwischen Beton und Eisen, so daß der Beton am Eisen entlang vom Riß weggleitet.

Im Forschungsamt wurden Messungen des Fortschreitens der Rißbildung an Eisenbetonbalken durchgeführt. In einer Prüfungsreihe wurden vier Körper während längerer Zeit unter Last gehalten. Für zwei Balken wurde Stahl mit hochliegender Streckgrenze, für die anderen gewöhnliches Eisen verwandt. Im Alter von 12—13 Tagen wurden die Körper so belastet, daß der rechnungsmäßige Höchstwert für die Zugspannung im Eisen 1400 kg/cm² beim gewöhnlichen Rundeisen und 1900 kg/cm² beim hochwertigen Stahl betrug. Diese Be-

lastung blieb sechs Wochen und wurde dann so erhöht, daß die rechnungsmäßige Eisenspannung um 50 % gesteigert wurde. Diese höhere Last wurde dann weitere sechs Wochen belassen, bevor die Balken bis zum Bruch geprüft wurden. Die Rißbreiten wuchsen während des ersten Prüfabschnitts um etwa 50 %. In dieser Zeit dehnten sich die Risse über die Seiten der Körper aus, und das Kriechen des Betons war verhältnismäßig groß. Im späteren Prüfabschnitt blieb trotz der höheren Eisenspannungen die Änderung der Rißbreite mit der Zeit klein.

Vorspannung der Bewehrung als Vorbeugungsmaßnahme gegen Risse.

Auf die Möglichkeit, die Rißbildung unter den Gebrauchslasten durch Erzeugung einer Anfangsdruckspannung im Beton zu verhindern, wurde oft hingewiesen, besonders von *Freyssinet*. Dieses Verfahren wurde manchmal bei fabrikmäßig hergestellten Deckenplatten aus Beton angewandt. Die Zugbewehrung wurde vor dem Betonieren durch Federn und Hebel bis zu einem hohen Teilbetrag der Spannung an der Streckgrenze gespannt. Das Vorspanngerät blieb in Tätigkeit, bis der Beton hart genug war, um die Spannungen aufnehmen zu können, die in ihn hineingetragen wurden, sobald die Kräfte in den Rundeisen freigegeben und durch die Haftung zwischen Eisen und Beton auf diesen übertragen wurden.

Es bestehen jedoch einige Schwierigkeiten. In dem Augenblick, wo die auf das Eisen ausgeübte Kraft von der Vorspannmaschine auf den Beton übergeleitet wird, entsteht im Beton eine Stauchung, wodurch die Zugkraft im Eisen vermindert wird. Gleichzeitig gleiten die Eisen an den Enden auf der Strecke, die erforderlich ist, um die Höchstspannung im Stahl zu entwickeln; es wäre daher klug, den Vorspanner erst dann außer Betrieb zu setzen, wenn die Haftfestigkeit genügend groß geworden ist, um diese Gleitstrecke auf einen Bruchteil der ganzen Länge der Platte zu beschränken.

Außerdem verformt sich der Beton während der Zeit nach dem Entfernen des Vorspanners bis zum Aufbringen der Gebrauchslast dauernd weiter und zwar infolge des Kriechens des Betons unter dem Einfluß der inneren Belastung und auch infolge des gewöhnlichen Schwindens. Da das Schwinden die Dehnungsfähigkeit allen an der Luft erhärtenden Betons herabsetzt, ist dieser Umstand für den Vergleich zwischen Körpern mit und ohne Vorspannung belanglos. Dagegen muß bei der Berechnung der Vorspannung, die notwendig ist, um das Entstehen von Rissen unter einem gegebenen Biegemoment zu verhüten, die Schwindwirkung auf jeden Fall berücksichtigt werden.

Nachstehend werden Ergebnisse von Versuchen im Forschungsamt wiedergegeben, bei denen die Wirkung einer Vorspannung der Zugbewehrung auf Balken aus Schaumschlackenbeton verfolgt wurde. Die Balken waren 1,829 m lang und hatten rechteckigen Querschnitt; ihre Breite betrug 107,9 mm, ihre Höhe 165 mm; sie enthielten 2 ∅ 6,35 mm aus Stahl mit hochliegender Streckgrenze als Zugbewehrung und denselben Querschnitt aus gewöhnlichem Eisen als Druckbewehrung. Folgende Betonzusammensetzung wurde verwendet: Balken PT 1 und PT 2: Hochwertiger Portlandzement, Mischung 1 + 1,25 + 1,75 nach Raumteilen bzw. 1 + 0,55 + 0,54 nach Gewicht; Wasser + Zement-Verhältnis 0,53

nach Gewicht, Schaumschlacke bis zu 4,76 mm Korngröße als Zuschlag-Balken PT 3 und PT 4: wie vor, jedoch Mischung 1 + 2,5 + 3,5 nach Raummaß bzw. 1 + 1,10 + 1,09 nach Gewicht, Wasser + Zement-Verhältnis 0,80.

Nur die Zugeisen der Balken PT 1 und PT 4 erhielten eine Vorspannung von 2800 kg/cm²; der Vorspanner blieb bis zum Alter von 14 Tagen in Tätigkeit. Alle Proben wurden 4 Tage lang mit feuchten Säcken bedeckt und dann in Luft von 18° C und 64 % rel. Feuchtigkeit gelagert. Nach 14 Tagen wurde der Vorspanner entfernt, so daß die Kraft im Eisen auf den Beton überging. Alle Körper wurden im Alter von 28 Tagen durch Belastung in den Drittelpunkten bei 1,524 m Stützweite geprüft. Verwendet wurde Stahl mit sehr hochliegender Streckgrenze, die Bruchfestigkeit betrug 8400 kg/cm² (bezogen auf die ursprüngliche Fläche). Der Stahl hatte keine ausgeprägte Streckgrenze; die Spannung, bei der eine bleibende Dehnung von 0,2 % auftrat, betrug 7000 kg/cm².

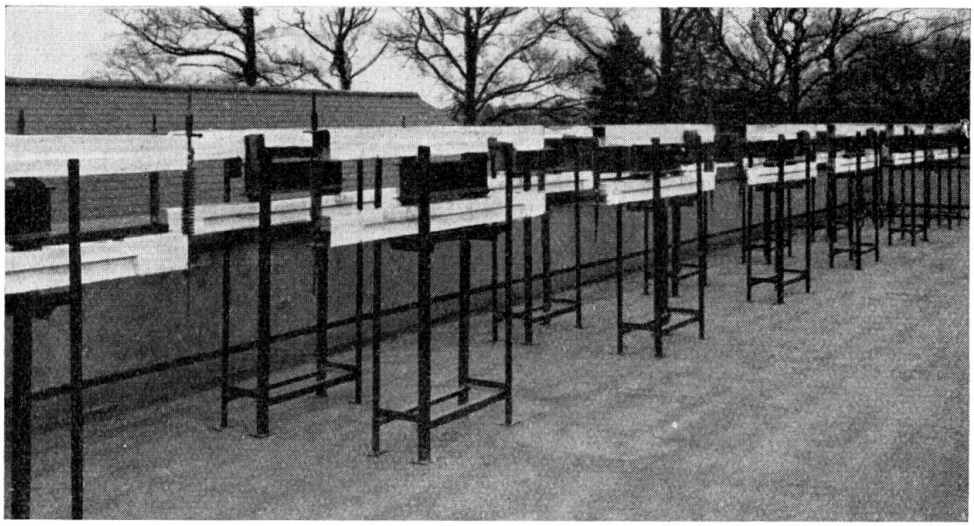


Fig. 8.

Versuche an luftgelagerten Eisenbeton-Balken.

Die Hauptergebnisse der Prüfungen sind in Tafel I dargestellt. Bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² (berechnet wie üblich unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone) traten in den vorgespannten Körpern keine Risse auf, während in den anderen die Rißbreiten bereits 0,076 und 0,127 mm erreicht hatten. Die Durchbiegung war infolge der Vorspannung auf ein Drittel und ein Viertel der Durchbiegung der nicht vorgespannten Körper verringert. Um gleiche Durchbiegung und Rißbreiten zu erzielen, wie sie bei den nicht vorgespannten Körpern bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² entstanden waren, mußten die Lasten auf den vorgespannten Balken beinahe doppelt so hoch sein.

Es ist nach alldem klar, daß die Vorspannung der Bewehrung eine sehr geeignete Maßnahme ist, um die Durchbiegung und Rißbildung zu verringern. Dabei ist allerdings zu bedenken, daß die Spannungssteigerung, die notwendig war, um in den vorgespannten Körpern dieselben Verhältnisse herbeizuführen wie in den Körpern ohne Vorspannung, nur etwa 1760 kg/cm² betrug und nicht 2800 kg/cm² wie die ursprüngliche Vorspannung. Vom Nennwert der Vorspan-

nung waren also im Zeitpunkt der Prüfung nicht einmal mehr zwei Drittel wirksam. Der Grund dafür ist, daß die ursprüngliche Dehnung des Stahls infolge der Stauchung des Betons zurückgeht, sobald die Last vom Vorspanner auf den Beton übertragen wird, und ferner infolge des dann einsetzenden Kriechens des Betons. Auf die Bruchlast hat die Vorspannung keinen Einfluß.

Korrosion.

Man hat vermutet, daß es eine Grenze für die Rißbreite gibt, unterhalb deren keine Korrosion der Bewehrung eintritt. Obwohl dies einleuchtend erscheint, konnte es bisher noch nicht ausreichend bewiesen werden. Dieser Beweis dürfte am besten dadurch zu führen sein, daß man belastete Eisenbetonproben der Witterung aussetzt; solche Prüfungen wurden im Forschungsamt begonnen: dabei wird die Entwicklung der Risse gemessen. Einige dieser Körper gibt Fig. 8 wieder. Ähnliche Versuche anderer Forscher sind nur sehr beschränkt auswertbar, da Angaben über die Rißbreiten fehlen.

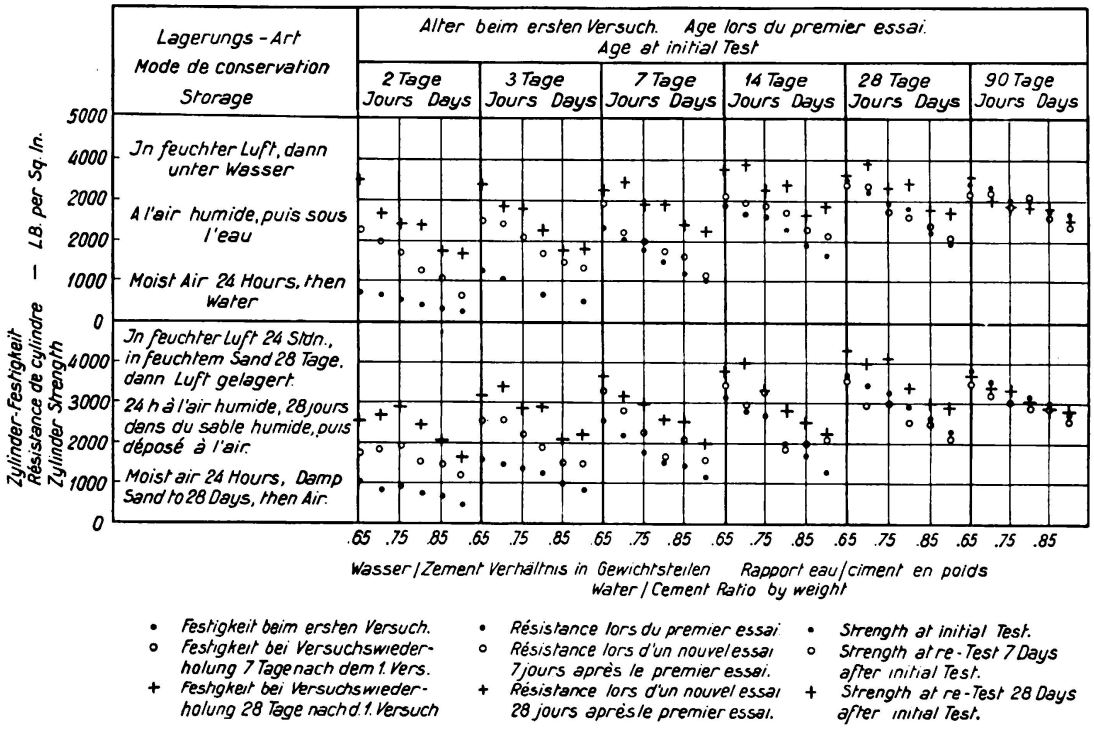


Fig. 9.
„Selbst-Heilung" von Beton.

Verheilung der Risse.

Vor Jahren hat Professor *Duff Abrams* (2) eine Anzahl Betonzylinder bis zum Bruch belastet und diese Prüfung an denselben Körpern nach einigen Jahren wiederholt. Dabei betrug ihre Festigkeit 167—379 % der ursprünglichen 28 Tage-Festigkeit. *Abrams* war der Ansicht, daß die feinen Risse, die sich bei der ersten Prüfung gebildet hatten, durch nachfolgende Ablagerung löslicher Stoffe des Zementes und des Zuschlages wieder wirksam verschweißt worden waren. Es war wirklich ein Heilungsprozeß; der Beton hatte im Laufe der Zeit mehr an Festigkeit gewonnen, als dies ohne vorhergehende Belastung der Fall gewesen wäre.

Im Forschungsamt ausgeführte Versuche bestätigten die Ergebnisse, die *Abrams* erhalten hatte. Als Proben dienten Zylinder von 101,6 mm Durchmesser und 203,2 mm Höhe. Zur Prüfung wurde eine hydraulische Presse verwandt. Die Proben wurden zunächst bis zum Bruch belastet und sodann in ganz kurzen Zeitabständen, während deren sie unter Wasser oder unter feuchtem Sand oder an der Luft lagerten, erneut geprüft, wobei sie jedoch nicht zerstört wurden. Einige Ergebnisse, die als typisch gelten können, sind in Fig. 9 wiedergegeben. Es handelt sich um Portlandzementbeton mit verschiedener Steife. Die bei der ersten Prüfung erhaltenen Ergebnisse sind den Ergebnissen der Wiederholungsprüfungen gegenübergestellt, die zunächst 7 Tage und dann 28 Tage nach der ersten Prüfung vorgenommen wurden. Die Figur zeigt, daß Beton, der zunächt in geringerem Alter zerstört wurde, besser heilt, als solcher, der bereits älter war. Meist genügen schon 7 Tage, um den Beton soweit zu heilen, daß er mindestens wieder die Last aushält, die ursprünglich seinen Bruch herbeigeführt hat. Nur bei dem Beton, der zum ersten Male im Alter von 90 Tagen geprüft wurde, war sogar eine Heilungszeit von 23 Tagen noch nicht ausreichend. Allerdings war auch in diesem Falle der Unterschied in der Festigkeit nur unbedeutend.

Ähnliche Ergebnisse erhielt man mit verschiedenen Mischungen einschließlich Tonerdezement. Dabei ergab sich im allgemeinen, daß die Heilung umso größer ausfällt, a) je magerer und durchlässiger die Mischung ist, und b) je feuchter sie während der Heilung gehalten wird.

Schrifttumshinweise.

1. *Thomas, F. G.* „Cracking in Reinforced Concrete" Struct. Eng. 1936, *14* (7), 298—320.
2. *Abrams, D. A.* „Question Box". Am. Concr. Inst. Proc. 1926. *22*. 636—39.

Tafel I.

Wirkung der Vorspannung der Bewehrung in Balken.

Tafel I	Balken			
	PT 1[1]	PT 2	PT 4[1]	PT 5
Rißbreite bei einer durch äußere Lasten hervorgerufenen Eisenspannung von 1760 kg/cm² . . . . . mm	0	0,13	0	0,13
Eisenspannung, bei der die ersten Risse entstehen kg/cm²	2460	1195	2460	985
Eisenspannung in den vorgespannten Balken, bei der dieselben Rißweiten entstehen, wie bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² in den Balken ohne Vorspannung . . . . . kg/cm²	3870	—	3660	—
Durchbiegung in Balkenmitte bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² . . . . . mm	0,48	1,37	0,46	2,03
Eisenspannung in den vorgespannten Balken, bei der dieselben Durchbiegungen entstehen, wie bei einer Eisenspannung von 1760 kg/cm² in den Balken ohne Vorspannung . . . . . kg/cm²	3370	—	3300	—
Raumgewicht des Betons . . . . . kg/m³	1840		1760	
Würfelfestigkeit des Betons (10 cm-Würfel) . . kg/cm²	344		267	
Mittlerer Gleitwiderstand eines Rundeisens Ø 6,3 mm in einem Betonzylinder von 76 mm Durchmesser und 152 mm Länge . . . . . kg/cm²	im Alter von 14 Tagen 23,2			21,8
	28 Tagen 22,5			24,6

[1] Mit Zugeisen, die auf 2800 kg/cm² Nennwert vorgespannt worden waren.

Zusammenfassung.

Es wurde ein Verfahren entwickelt, mit dem es möglich ist, die Schwindspannungen in am freien Schwinden behinderten Betonkörpern zu messen, bis Risse entstehen. Man konnte damit feststellen, daß die Schwindrißgefahr umso größer wird, je größer die Erhärtungsgeschwindigkeit des verwendeten Zements ist.

Die von mehreren Forschern vertretene Auffassung, daß die Risse bis zu einem gewissen Grade federn, d. h., daß sie sich bei der Entlastung wieder etwas schließen, wurde bestätigt; allerdings ist der Ausdruck „federnd" nicht völlig befriedigend. Die Risse schließen sich zwar, wenn die Last völlig aufgehoben ist, aber die Schließbewegung schreitet nicht im gleichen Verhältnis wie die Verringerung der Last fort. Eine Verringerung der Last um die Hälfte braucht wegen der Hysteresis infolge der Umkehrung der Bewegungsvorgänge an der Berührungsfläche zwischen Beton und Eisen überhaupt keine Änderung der Rißbreite herbeizuführen.

Für eine bestimmte Bewehrungsmenge ergab sich, daß die Rißbreiten mit der Eisenspannung umso schneller wachsen, je kleiner das Bewehrungsverhältnis ist. Die Zunahme der Rißbreiten, infolge einer Erhöhung der Gebrauchsspannungen in der Zugbewehrung, kann verhältnismäßig viel größer sein als die Steigerung der Eisenspannung, zumal die Erhöhung der zulässigen Spannungen dazu führen dürfte, das Bewehrungsverhältnis unter das übliche Maß herabzusetzen.

Unter lang dauernder Belastung kann die Rißbildung im Balken erheblich fortschreiten, wenn auch einige Wochen nach Belastungsbeginn ein Gleichgewichtszustand eintritt.

Versuche, bei denen die Zugeisen von Balken eine anfängliche Vorspannung von 2800 kg/cm² erhielten, haben gezeigt, daß die Wirkung der elastischen und unelastischen Verkürzungen des Betons die Wirksamkeit der Vorspannung merklich beeinträchtigen kann. Bei den näher besprochenen Prüfungen wurden die Vorspanner nach 14 Tagen ausgeschaltet und die Balken nach 28 Tagen belastet. Während dieser Zwischenzeit war die wirksame Vorspannung infolge der Betonverformung auf nur zwei Drittel des anfänglichen Wertes gesunken.

Eine Reihe von Prüfungen wurde durchgeführt, die zeigten, daß feine Risse in Betonkörpern mit der Zeit oft völlig ausheilen. Der Heilungsvorgang vollzieht sich bis zu einem gewissen Grade auch an der Luft, verläuft aber vollständiger, wenn die Körper feucht gelagert werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II c

Anwendung von hochwertigem Stahl.

Utilisation des aciers à haute résistance.

Use of high-tensile steel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 1

Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze im Eisenbetonbau.

L'emploi de l'acier à haute limite d'écoulement dans le béton armé.

The Use of Steel of High Yield Stress Limit in Reinforced Concrete.

Ing. A. Brebera,
Sektionsrat im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag

Die Tragfähigkeit der Eisenbetonbauwerke hängt nicht nur ab von der Güte des Betons, sondern auch von der Haftfestigkeit und der Güte der Bewehrungseisen. Im Hinblick darauf, daß bei Verwendung von guten Zementen und gutem Zuschlagmaterial Qualitätsbeton erzielt wird, bedeutet die sachgemäße Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze als Bewehrungseisen im Eisenbetonbau bei derselben Bausicherheit eine wirtschaftliche Verbesserung des Eisenbetons, die im Interesse der Volkswirtschaft nur zu begrüßen ist.

Alle auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauten werden unter der Voraussetzung eines bestimmten Verhältnisses n der Eisen- und Betonelastizität berechnet. Durch Beanspruchung der Eiseneinlagen über die Streckgrenze sinkt zufolge der großen Dehnung ihr Elastizitätskoeffizient derart, daß die Verhältniszahl n sich bis nahe 1 vermindert. Der Nullinienabstand hängt wieder ab von nFe, wobei Fe den Querschnitt der Zugeisen bedeutet. Die Beanspruchung der Eiseneinlagen über ihre Streckgrenze wirkt also, abgesehen von ihrer Zugfestigkeit, wie die Verminderung des Eisenquerschnittes im Verhältnis der Abnahme des Elastizitätskoeffizienten. Je geringer jedoch der Eisenquerschnitt ist, desto kleiner ist die Höhe der Druckzone und desto größer wird die Druckbeanspruchung des Betons. Mit dem Wandern der Nullinie gegen den Druckrand vergrößert sich aber der Hebelsarm der inneren Kräfte und die Steigerung der Eisenbeanspruchung ist daher nicht groß. Nach Überschreiten der Streckgrenze entstehen im Beton bedeutend größere Druckspannungen, die bis zum Bruche führen, ohne daß die Eisenspannung die Streckgrenze um mehr als 10 %, ausnahmsweise bis 20 % überschreitet. Nur bei Beton verhältnismäßig hoher Festigkeit, oder wenn die Dehnung des Eisens nach Überschreiten der Streckgrenze nicht sehr groß ist, sind noch höhere Eisenspannungen möglich. Stets ist daher für zulässige Eisenbeanspruchung und demnach auch für den Sicherheitsgrad der Eisenbetonbauwerke die Höhe der Streckgrenze — nicht der Zugfestigkeit — maßgebend.

Bei dem gewöhnlichen Flußstahl C 38 wird seit dem heurigen Jahre die Streckgrenze mit 2300 kg/cm² garantiert. Bei den zulässigen Beanspruchungen 1200 beziehungsweise 1400 kg/cm² ist daher im Stahl eine 1,92 bis 1,64-fache Sicherheit vorhanden. Die bleibende Dehnung an der oberen Streckgrenze beträgt ungefähr 0,2 %.

Bei hochwertigen Stählen liegt die Streckgrenze und die zulässige Beanspruchung entsprechend höher. Die Bruchlast von Eisenbetonbalken, welche ziemlich unabhängig von der Druckfestigkeit des Betons ist, wird im allgemeinen durch die Höhe der Streckgrenze des verwendeten Bewehrungseisens bestimmt. Auch das Auftreten der ersten Risse wird auf eine wesentlich höhere rechnerische Eisenbeanspruchung hinausgeschoben. Dagegen zeigen mit hochwertigem Stahl bewehrte Balken zufolge des geringeren Bewehrungsquerschnittes eine wesentlich größere Durchbiegung als mit gewöhnlichem Flußstahl C 38 bewehrte Balken gleicher Tragfähigkeit.

Die Erhöhung der zulässigen Eisenbeanspruchung bringt sowohl in konstruktiver Hinsicht als auch wirtschaftlich große Vorteile mit sich. Die Vorteile erhöhter zulässiger Eisenbeanspruchung äußern sich in verringerten Querschnittsabmessungen, wodurch das Eigengewicht der Eisenbetonkonstruktionen abnimmt und in der Möglichkeit, größere Spannweiten ausführen zu können.

Eine hochliegende Streckgrenze des Stahls kann entweder auf natürlichem Wege *durch hüttenmännische Herstellung* oder künstlich *durch Kaltstreckung* erzielt werden.

Zur ersten dieser beiden Gruppen gehört das Bewehrungseisen *„Roxor"* mit einer Streckgrenze von mindestens 3800 kg/cm². Zur Erzielung einer größeren Haftfestigkeit ist der Querschnitt dieser Bewehrungseisen kreuzförmig (Fig. 1)

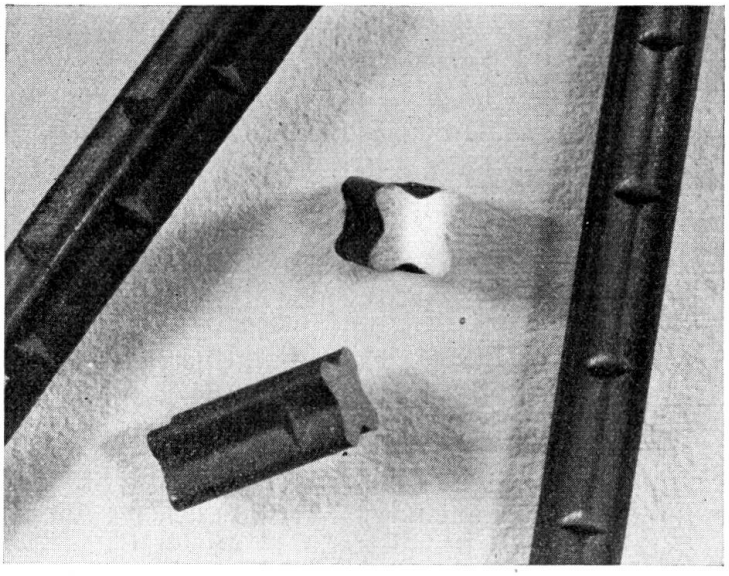


Fig. 1.

und ihre Oberfläche in Abständen von ungefähr dem $1^1/_2$-fachen Größtdurchmesser mit Querrippen versehen. Die Ausmaße dieser Rippen werden so gewählt, daß sie gegen Beschädigung beim Herausziehen der Bewehrungseisen aus dem Beton genügend widerstandsfähig sind und gleichzeitig das Gewicht dieser

Eisen so wenig als möglich vergrößern. Durch die Rippen wird zufolge der Mitwirkung des Abscherwiderstandes des Betons die Haftfestigkeit dieser Bewehrungseisen in bedeutendem Maße vergrößert. Der Raum zwischen zwei benachbarten Rippen bleibt nämlich beim Herausziehen der Bewehrungseisen mit feinkörnigem Beton gefüllt. Die äußere Querschnittgestaltung dieser Bewehrungseisen verhindert gleichzeitig jede Verwechslung mit anderen Stahlsorten.

Die für die Berechnung der Querschnittsfläche und des Umfanges dieser Bewehrungseisen wichtigen Daten sind folgende:

Der Durchmesser des dem Roxoreisen umschriebenen Kreises

$$D = 1{,}2715\,d;$$

der Durchmesser des das Roxoreisen ersetzenden Rundeisens

$$d = 0{,}7865\,D;$$

der Umfang des Roxoreisens

$$U = 3{,}1106\ D = 3{,}9551\,d;$$

der Umfang des Ersatzrundeisens

$$u = 2{,}4708\ D = \pi d;$$

die Querschnittfläche des Roxoreisens

$$F = 0{,}4816\ D^2 = 0{,}7786\,d^2.$$

Unter dem das Roxoreisen ersetzenden Rundeisen versteht man hiebei ein Rundeisen desselben Gewichtes pro laufenden Meter. Nachdem aber das Gewicht der Rippen 0,86 % des Gesamtgewichtes beträgt, ist die Fläche des Ersatzrundeisens um 0,86 % größer als die wirkliche Querschnittsfläche des Roxoreisens.

Mittelwerte von Güteproben sind in der Tabelle I zusammengestellt:

Tabelle I.

Güteprobe der Bewehrungseisen aus	Stahl C 38	Roxor
Elastizitätskoeffizient in t/cm²	2050	2092
Streckgrenze in kg/cm²	2718	4037
Festigkeit in kg/cm²	3889	5259
Verhältnis der Streckgrenze zur Festigkeit in %	70	77
Dehnung in %	30	26
Einschnürung in %	64	55

Die Meßlänge betrug hiebei den zehnfachen Durchmesser des Ersatzrundeisens. Die Biegeprobe um einen Dorn von gleichem Durchmesser wie der des dem Roxoreisen umschriebenen Kreises bestanden sämtliche Stäbe.

Vergleichende Prüfungen der Haftfestigkeit von Bewehrungseisen Roxor und aus gewöhnlichem Stahl C 38 wurden durch Herausziehen verschieden lang einbetonierter Eisen aus Würfeln durchgeführt. Bei der Berechnung der Haftfestigkeit wurde vorausgesetzt, daß sich die Spannungen gleichmäßig über die ganze einbetonierte Länge verteilen. Für die Bewehrungseisen Roxor wurde

hiebei der Umfang des Ersatzrundeisens eingeführt. Das Ergebnis aus ungefähr 160 durchgeführten Versuchen[1] ist in Tabelle II zusammengestellt.

Tabelle II.

Würfelfestigkeit des Betons		Haftfestigkeit der Bewehrungseisen in kg/cm²	
		aus Stahl C 38	Roxor
mindestens 250 kg/cm²	Kleinstwert	42	59
	Mittelwert	54	98
	Größtwert	68	161
mindestens 330 kg/cm²	Kleinstwert	48	64
	Mittelwert	69	121
	Größtwert	110	200

Hieraus ist ersichtlich, daß die Haftfestigkeit der Bewehrungseisen Roxor im Mittel ungefähr um 80 % größer ist als die Haftfestigkeit des gewöhnlichen Rundeisens aus Stahl C 38. Rechnet man mit dem wirklichen Umfang der Roxorstäbe 3,1106 D, so beträgt die Zunahme der Haftfestigkeit ungefähr 43 %.

Bei gewöhnlichem Rundeisen aus Stahl C 38 trat das erste Gleiten bei einer Spannung von etwas über der Hälfte der Haftfestigkeit ein. Bei Bewehrungseisen Roxor geschah dies bei einer Spannung etwas unterhalb der halben Haftfestigkeit, dafür entwickelten diese Eisen eine große Zähigkeit gegen das weitere Herausziehen.

Durch Vergleich der Versuchsergebnisse wurde festgestellt, daß die Haftfestigkeit

1. wächst mit der Güte des Betons,
2. wächst mit der Erhärtungsdauer des Betons,
3. sinkt mit zunehmendem Wasserzusatz,
4. sinkt mit Zunahme der Einbettungslänge,
5. sinkt mit der Vergrößerung des Durchmessers des einbetonierten Eisens,
6. wächst bei Luftlagerung nur unbedeutend gegenüber der Haftfestigkeit bei gemischter Lagerung. Die verschiedene Lagerungsart der Betonkörper war demnach von geringem Einfluß.

Auf Grund von 80 Balkenversuchen und durchgeführter Nachrechnung nach den geltenden Vorschriften wurde festgestellt, daß der Bruch durch Überschreitung der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingetreten ist. Hiebei wiesen Balken, deren Bewehrung keine Haken hatte, dieselbe Tragfähigkeit auf wie Balken, deren Bewehrungseisen wie gewöhnlich mit Haken versehen waren. Die gesamte Durchbiegung der Balken mit Bewehrungseisen Roxor war bei gleicher Belastung ungefähr nur um 20 % größer als die Durchbiegung der mit gewöhnlichem Stahl C 38 bewehrten Balken, obgleich die Bewehrung um ein Drittel kleiner war. Der elastische Charakter des Stahls übertrug sich

[1] Sämtliche Versuche und Beobachtungen wurden in der Anstalt für die Erforschung und Prüfung von Materialien und Baukonstruktionen an der tschechischen technischen Hochschule in Prag unter Leitung des Prof. Ing. *F. Klokner* und des Dr. Ing. *B. Hacar* durchgeführt.

hiebei größtenteils auf die ganze Konstruktion, so daß die elastischen Durchbiegungen den überwiegenden Teil der gesamten Durchbiegungen ausmachten. Die bleibenden Durchbiegungen von Balken mit Bewehrungseisen Roxor waren ungefähr gleich jenen mit Bewehrungseisen aus Stahl C 38.

Aus 68 Säulenversuchen, teils auf zentrischen, teils auf exzentrischen Druck konnte gefolgert werden, daß die Bewehrungseisen Roxor bedeutend mehr ausgenutzt wurden als Bewehrungseisen aus Stahl C 38. Es ist also möglich, bei den Bewehrungseisen Roxor eine entsprechend größere Querschnittsfläche in die Berechnung einzuführen, was einer Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung gleichkommt. Dieser Vergrößerungsfaktor kann bei größter Vorsicht mit 1,5 gewählt werden, so daß in gedrückten Teilen nicht wie gewöhnlich mit 15 Fe sondern *mit* $1{,}5 \times 15\,\mathrm{Fe} = 22{,}5\,Fe$ *gerechnet werden kann.* Die zulässige Druckbeanspruchung bleibt hiebei dieselbe wie für Bewehrungseisen aus Stahl C 38. Die damit zusammenhängende größere Ausnützung der Zusammendrückbarkeit des Betons erfordert jedoch eine stärkere Querarmierung.

Beträgt für den Stahl C 38 bei einer zulässigen Gesamtbeanspruchung von 1400 kg/cm² der Sicherheitsgrad 1,64 beziehungsweise 1,94, je nach dem man die von den Eisenwerken garantierte Streckgrenze 2300 kg/cm² beziehungsweise die wirklich erreichte Streckgrenze 2718 kg/cm² voraussetzt, so könnte für die Bewehrungseisen Roxor bei denselben Sicherheitsgraden und einer garantierten Streckgrenze von 3800 kg/cm² die zulässige Beanspruchung 2317 kg/cm² beziehungsweise 1960 kg/cm² betragen. Nachdem aber die ersten Risse im Beton bei der Bewehrung mit Stahl C 38 ungefähr bei 850 kg/cm², bei der Bewehrung mit Roxor ungefähr bei 1200 kg/cm² rechnungsmäßiger Eisenbeanspruchung eingetreten sind, wurde die *zulässige Zugbeanspruchung* der Bewehrungseisen Roxor mit rund 1900 kg/cm² festgesetzt.

In besonderen Fällen (Wasserbehältern) kann demnach durch Herabsetzung der zulässigen Zugbeanspruchung der Bewehrungseisen Roxor auf 1200 kg/cm² eine absolute Rißsicherheit erzielt werden, die bei einer Bewehrung mit Stahl C 38 nur bei einer Heräbminderung der zulässigen Zugbeanspruchung auf 850 kg/cm² erreichbar ist.

Zufolge der größeren Haftfestigkeit der Bewehrungseisen Roxor können diese bei verhältnismäßig geringer Vergrößerung der üblichen Einbettungslänge *auch* ohne Haken verwendet werden. Diese Eigenschaft wird sie an Stellen großer Eisenanhäufung dem Konstrukteur besonders wertvoll erscheinen lassen.

Die Bewehrungseisen Roxor werden von D = 8 mm bis D = 70 mm in Längen bis zu 35 m bezw. 25 m gewalzt. Ihr Einheitspreis für 1 q beträgt im Durchschnitt 178 Kč, jener der Bewehrungseisen aus Stahl C 38 147 Kč

Außer auf hüttenmännischem Wege durch geeignete Materialzusammensetzung läßt sich Stahl mit hochliegender Streckgrenze auch auf mechanischem Wege aus gewöhnlichem Flußstahl durch Kaltstreckung erzeugen. Diese Tatsache konnte im Eisenbetonbau lange nicht ausgenützt werden, weil der einfache Stab nicht auf seiner ganzen Länge und im ganzen Querschnitt gleichmäßig gestreckt werden konnte. Diese Mängel sind erst bei der Herstellung von *Isteg-Stahl* fast gänzlich beseitigt worden (Fig. 2).

Zwei nebeneinander liegende, an den beiden Enden ortsfest eingespannte Rundeisenstäbe aus gewöhnlichem Stahl C 38 werden in kaltem Zustand durch eine

besondere Maschine in Schraubenlinienform von bestimmter Ganghöhe — unter Beibehaltung gleicher Länge des Verbundstabes — verwunden und vorgestreckt. Die Streckung erfolgt über die ganze Länge des Einzelstabes gleichmäßig und kann jederzeit aus der Ganghöhe der Schraubenwindung festgestellt werden. Nachdem eine Verlängerung der Achse des Verbundstabes nicht eintritt, so ist auch der Nutzquerschnitt des Verbundstabes konstant und gleich dem Gesamtquerschnitt der beiden nicht verwundenen Rundeisenstäbe. Dieser Herstellungsprozeß gewährleistet demnach die gleichmäßige Festigkeit und Einheitlichkeit des Materials und ist gleichzeitig eine Güteprobe, da minderwertiges Material durch diese Behandlung äußerlich erkennbaren Schaden nehmen würde.

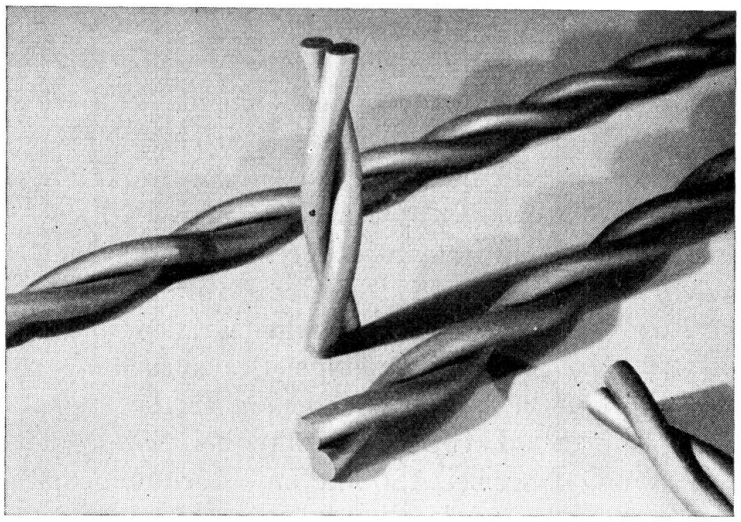


Fig. 2.

Aus zahlreichen Versuchen wurde festgestellt, daß dieser Verwindungsprozeß eine Hebung der Streckgrenze um 40—50 % unter gleichzeitiger ungefähr 10 %iger Erhöhung der Zugfestigkeit bewirkt. Der Elastizitätskoeffizient nimmt dagegen mit dem Grade der Verwindung ab und beträgt bei einer Ganghöhe gleich dem 12,5-fachen Durchmesser des Einzelrundeisens rund 80 % des Elastizitätskoeffizienten vom geraden Eisen. Die Bruchdehnung des Istegstahles beträgt ungefähr die Hälfte derjenigen bei gewöhnlichem Stahl C 38. Bei der Beurteilung der Elastizitätskoeffizienten von Istegstahl und gewöhnlichem Flußstahl C 38 ist zu beachten, daß beim verwundenen Istegstab nicht nur die Längenänderungen, sondern auch gewisse Lagerveränderungen der Einzelstäbe gegeneinander eine Rolle spielen (Seilwirkung). Damit hängt wohl auch die Beobachtung zusammen, daß das Absinken des Elastizitätskoeffizienten im Bereich der niedrigen Spannungen etwas stärker ist als bei höheren Beanspruchungen.

Nachdem die Streckgrenze des Istegstahls bei dem stetigen Verlauf der Spannung — Dehnungskurve nicht so ausgeprägt erscheint wie bei gewöhnlichem Stahl C 38 und da der Bruch erst bei einer Gesamtdehnung von 0,4 % eintritt, wurde bei Istegstahl 0,3 % Gesamtdehnung als bestimmend für die Streckgrenze angenommen. Die Ursprungsfestigkeit von Istegstahl beträgt bei 2 Millionen Lastwechseln (350 in der Minute) 2400 bis 2500 kg/cm^2. Die

Befürchtung, daß die Streckung des Istegstahles bei wiederholten Stoßwirkungen nachteilig wirkt, ist deshalb unbegründet. Auch die Haftfestigkeit des Istegstahles wurde im Mittel um etwa 25 % größer als jene des gewöhnlichen Rundeisens aus Stahl C 38 festgestellt. Was die Rißsicherheit anbetrifft, so ist nach den durchgeführten Versuchen der Istegstahl dem Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Flußstahl C 38 überlegen, obwohl die Feststellung der ersten Haarrisse in Eisenbetonkonstruktionen nur mit großer Vorsicht zu verwenden ist. Tatsache ist aber, daß die Risse bei einer Bewehrung mit Istegstahl gleichmäßig über die ganze Länge verteilt auftraten und auch bei steigender Belastung bedeutend feiner blieben als bei einer Bewehrung mit Stahl C 38, wo vereinzelte Risse auftraten, die sich bei zunehmender Belastung erheblich erweiterten.

Auf Grund der durchgeführten Versuche konnte deshalb für den Istegstahl unter Zugrundelegung einer *Mindeststreckgrenze von 3600 kg/cm²* bei einer Gesamtdehnung von 0,3 %, einer Mindestfestigkeit von 4000 kg/cm² und einer Bruchdehnung von mindestens 10 % *eine zulässige Zugbeanspruchung von 1800 kg/cm²* vorgeschrieben werden. Hiebei ist für die Querschnittsbemessung das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Stahl und Beton mit n = 15 anzunehmen, während elastische Formänderungen, sowie statisch unbestimmte Größen, mit n = 8 zu berechnen sind. Schweißungen und Warmbiegungen sind unzulässig. Im übrigen gelten für Istegstahl dieselben Konstruktionsgrundsätze (Haftlänge, Hakenbildung und ähnliches) wie für Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Flußstahl C 38.

Die Bewehrungseisen aus Istegstahl werden von 5,5 mm bis 30 mm Durchmesser in Längen bis zu 30 m hergestellt. Ihr Einheitspreis für 1 q beträgt im Durchschnitt 168 Kč, jener der Bewehrungseisen aus Stahl C 38 147 Kč.

Zufolge der angeführten Güteeigenschaften und Eigentümlichkeiten der beiden Bewehrungseisen *Roxor* und *Isteg* ist ihnen eine wirtschaftliche und technische Überlegenheit gegenüber der normalen Bewehrung mit Rundeisenstäben aus gewöhnlichem Flußstahl C 38 zuzusprechen. Die hohe Streckgrenze steigert die Tragfähigkeit der Betonkonstruktionen und bedingt eine bedeutende Ersparnis an Querschnitt und Gewicht des Bewehrungsmaterials und damit entsprechend auch an Frachtkosten, an Schneide-, Biege- und Verlegelohn. Das Verlegen auf dem Bau ist günstiger wegen des kleineren Gewichtes und wegen der Unmöglichkeit einer Verwechslung von normalem und hochwertigem Baustahl; auch ist hochwertiger Zement für diese Bewehrungsstähle nicht Bedingung. *Trotz der höheren Einheitspreise kommt eine Ersparnis von rund 20 % der Volkswirtschaft zugute.*

Die weitgehende Erschließung der Anwendung hochwertiger Baustähle beim Bau von Eisenbetonbrücken begann in der Tschechoslovakei im Jahre 1931 durch die Einführung des „*Isteg*"-Stahles.

Eine der ersten Anwendungen erfolgte beim Bau der *Brücke über den Waagfluß in Piešťany* (Fig. 3). Sie verbindet den Ort Piešťany am rechten Flußufer mit den Thermalquellen und den Heilanstalten auf der Insel und dient ausschließlich dem Badeverkehr. Die ganze Brückenplanung ist an und für sich schon dadurch ganz eigenartig, daß es sich um eine teilweise gedeckte

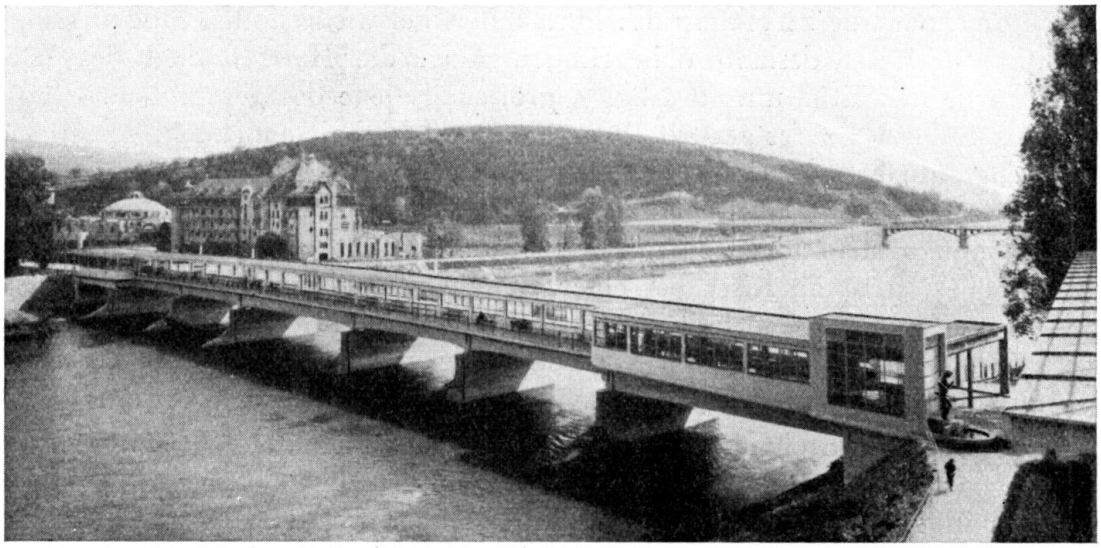


Fig. 3.

Brücke handelt, die in ihrer gedeckten Hälfte eine Kolonnade für die Badegäste bildet (Fig. 4).

Die Brücke ist 148 m lang und hat sieben Öffnungen, die mittlere von 28 m Länge, alle übrigen von 20 m Länge. Die Tragkonstruktion bilden je

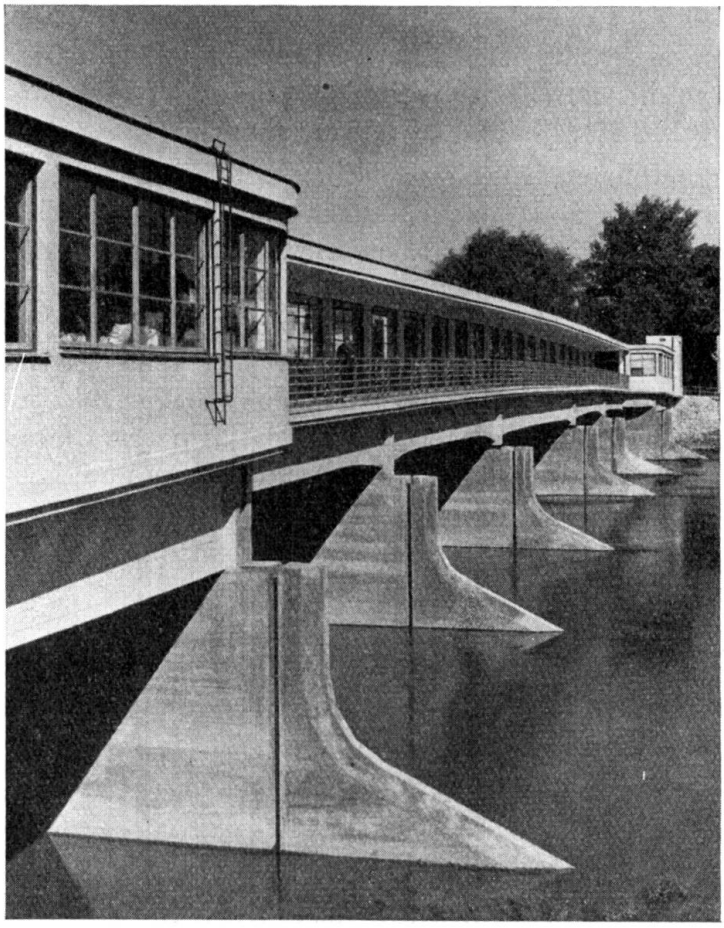


Fig. 4.

über drei Felder durchlaufende Plattenbalken aus Eisenbeton, die mit Ausnahme der Endwiderlager mit den Pfeilern rahmenartig verbunden und an ihren beiden Enden mit Kragarmen versehen sind, die einerseits 4,3 m weit über die Endwiderlager hinaus reichen, während die in die Mittelöffnung reichenden Kragarme zur Auflagerung der 20 m langen Einhängeträger dienen.

Die lichte Breite der Brücke in den fünf mittleren Öffnungen beträgt 12,34 m, wovon 5,00 m auf die asphaltierte Fahrbahn entfallen und 6,40 m auf die nutzbare Breite des gedeckten Säulenganges (Fig. 5). Die in der Mitte des breiten Gehweges 5 m von einander entfernt stehenden Säulen sind oben durch einen das Eisenbetondach tragenden Balken verbunden. Durch die Anwendung von Glaswänden wird der gedeckte Gehweg in zwei selbständige Teile



Fig. 5.

zerlegt, so daß die Badegäste beim Übergang über den Fluß bei Benützung der windgeschützten Hälfte jederzeit vor Wind und Wetter geschützt sind. In den Endfeldern münden die beiden Kolonnaden in eine gemeinsame, allseitig geschlossene Halle, in welcher ständige Ausstellungen des tschechoslovakischen Kunstgewerbes untergebracht sind. Aus diesem Grunde ist die Brücke in diesen Feldern durch Hinzufügung eines Plattenbalkens um 2,5 m verbreitert.

Außer der Nutzlast von 4 t-Wagen bezw. 400 kg/m² Grundrißfläche wird die Tragkonstruktion der Brücke durch die schweren Aufbauten außerordentlich stark belastet. Die Anwendung des „Isteg"-Stahles als Bewehrungsmaterial (Fig. 6) bot daher hier die Möglichkeit, die äußeren Abmessungen des Eisenbetontragwerkes zu verringern und dadurch namhafte Ersparnisse zu erzielen.

Der Gesamtverbrauch an Baumaterialien betrug rund 30 Waggons Eisen, 10 Waggons Bauximent und 100 Waggons Portlandzement. Verarbeitet wurden ungefähr 4000 m³ Beton und 1000 m³ Holz.

Eine der interessantesten Ausführungen unter Verwendung von „Isteg"-Stahl als Bewehrungsmaterial im Brückenbau bietet der *Bau der Staatsstraßenbrücke*

über den Střelafluß in Plasy bei Pilsen (Fig. 7), wo an Stelle der alten eisernen Fachwerkkonstruktion eine neue Eisenbeton-Balkenbrücke von 30,58 m Stützweite ausgeführt wurde.



Fig. 6.

Die Tragkonstruktion besteht aus vollwandigen Trägern mit versenkter Fahrbahn. Die lichte Breite der Brücke zwischen den beiden Hauptträgern beträgt 6,00 m, wovon 5,20 m auf die gepflasterte Fahrbahn und je 0,40 m auf den beiderseitigen Schrammbord entfallen. Außerhalb der Hauptträger sind beiderseitig auf Konsolen Gehwege von 1,30 m lichter Breite angeordnet (Fig. 8a, b).

Die Höhe der 76 cm breiten Tragwände beträgt 2,80 m d. h. rund $^1/_{11}$ der Spannweite. Die Hauptträger ragen um 1,30 m über die Gehwege und die Schrammborde, so daß sie größtenteils durch die 1,10 m hohen Geländer verdeckt werden. Die Querträger der im Grundriß schiefen Brücke liegen in Abständen von 1,39 m rechtwinklig zu den beiden Hauptträgern. Zur Herabminderung des Eigengewichtes sind im mittleren Teil der Hauptträger Aussparungen angeordnet.



Fig. 7.

Die Fahrbahnplatte und die Querträger sind mit gewöhnlichen Rundeisen aus Stahl C 38 bewehrt, während für die Zugbewehrung der Hauptträger „Isteg"-Eisen von 30 mm Durchmesser verwendet wurden. Die Eisen wurden in voller Länge angeliefert, so daß Stoßverbindungen nicht erforderlich waren. Die größte Länge der in einem Stück eingebauten „Isteg"-Eisen betrug 38,59 m.

Die Fahrbahnplatte und die Querträger wurden unter Berücksichtigung des Stoßzuschlages mit einer zulässigen Betonbeanspruchung von 48 kg/cm² und

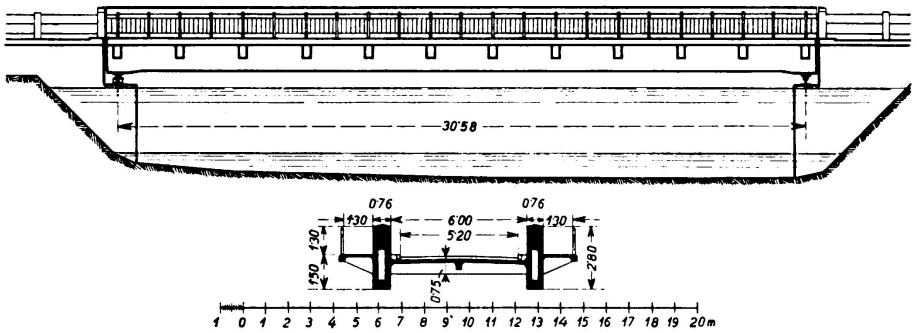


Fig. 8a.

einer zulässigen Eisenspannung von 1200 kg/cm² bemessen. In den Hauptträgern betrugen die größten Spannungen 69,4 kg/cm² (zulässig 70 kg/cm²) bezw. 1662 kg/cm² (zulässig 1800 kg/cm²). Zur Vermeidung von Zugrissen in den Hauptträgern wurden um die Zugbewehrung außer den Bügeln Drahtgewebe eingelegt, welche den Zugwiderstand der Deckschichte vergrößern sollen.

Als Belastungsannahmen waren die tschechoslovakischen Vorschriften für die Belastung von Straßenbrücken 1. Klasse maßgebend, also 22 t-Dampfpflug und Menschengedränge von 500 kg/m².

Die vorgeschriebene Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28-tägiger Erhärtung betrug für die Fahrbahn- und Gehwegkonstruktion 170 kg/cm², für die

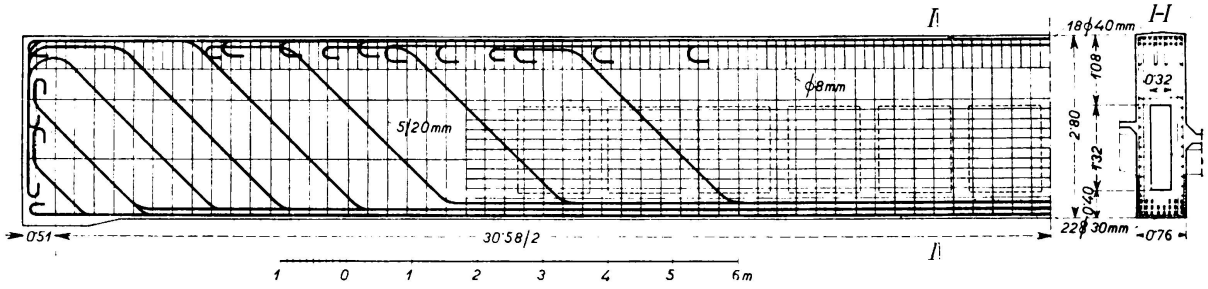


Fig. 8b.

Hauptträger 330 kg/cm². Erreicht wurden bei der Ausführung 334 kg/cm² bezw. 486 kg/cm², wobei der Zementzusatz 250 kg bezw. 420 kg Portlandzement auf 1 m³ trockenes Gemenge von Sand und Schotter und der Körnungsmodul der Zuschlagstoffe 5,70 bezw. 6,30 betrug.

Das Ergebnis der Güteproben der verwendeten Stahlsorten ist in Tabelle III zusammengestellt.

Tabelle III.

Güteproben der beiden Stahlsorten	Bewehrungseisen aus „Isteg"-Stahl	Bewehrungseisen aus Stahl C 38
Streckgrenze in kg/mm²	40,7	29,2
Festigkeit in kg/mm²	48,6	46,1
Dehnung in %	15,2	28,6
Einschnürung in %	52,6	58,6

Die Belastungsprobe der Brücke wurde mit vier Fahrzeugen von je 12 t Gewicht durchgeführt. Die größte elastische Durchbiegung der Hauptträger betrug hiebei 2,60 mm gegenüber der berechneten von 3,10 mm, die der Querträger 0,15 mm gegenüber der berechneten von 1,30 mm. Bleibende Durchbiegungen wurden keine festgestellt.

Pro 1 m² Grundrißfläche der Brücke beträgt der gesamte Betonverbrauch 38,5 cm, der gesamte Eisenverbrauch 133 kg; hievon entfallen 48 kg auf „Isteg"-Stahl, der Rest auf gewöhnliches Rundeisen C 38.

Außer dem künstlich durch Kaltstreckung aus gewöhnlichem Baustahl C 38 erzeugten „Isteg"-Stahl wird in der Tschechoslovakei seit dem Jahre 1933 der durch hüttenmännische Erzeugung auf natürlichem Wege erzeugte „Roxor"-Stahl als Bewehrungsmaterial in Eisenbetonbauten verwendet.

Eine der ersten Anwendungen erfolgte beim *Bau der Brücke über die Svratka in Brünn* (Fig. 9) im Zuge der Wiener Staatsstraße von 31,20 m schiefer Lichtweite.

Für die Wahl des Tragsystems und für die Ausarbeitung des Brückenprojektes war die geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe, sowie die Bedingung

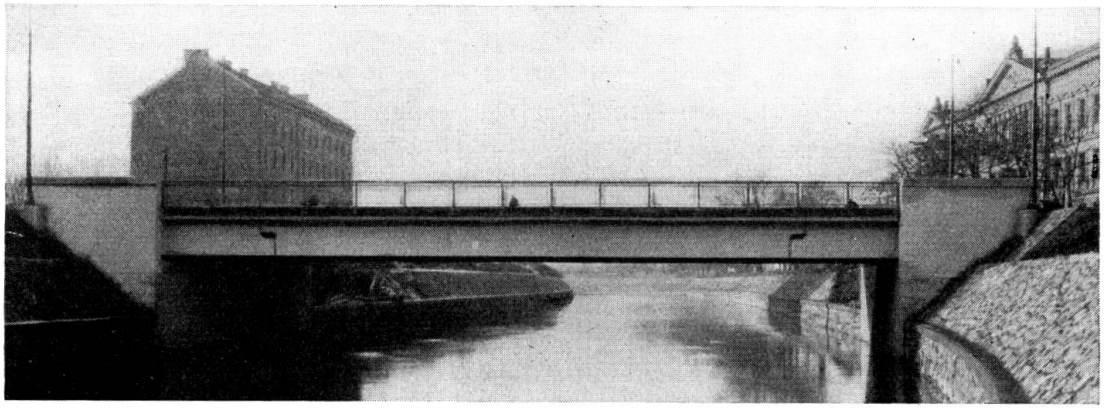


Fig. 9.

maßgebend, daß die Brücke jederzeit beiderseits verbreitbar sein muß und die Geleise der städtischen Straßenbahn beliebig verlegt werden können. Schließlich wurde verlangt, daß sämtliche Bewehrungseisen über Hochwasser liegen müssen.

Mit Rücksicht auf das Stadtbild wurden als Tragkonstruktion durchlaufende Plattenbalken über drei Felder mit Gelenken in der Mittelöffnung gewählt (Fig. 10a, b, c). Dadurch blieb der bei den durchlaufenden Trägern erzielte

Vorteil der Verringerung der Biegungsmomente in der Brückenmitte gewahrt, wogegen die Nachteile, die bei etwaigen Stützsenkungen zu befürchten waren, vermieden wurden.

Der eingehängte Träger in der 32,20 m weiten Mittelöffnung hat 22,80 m Stützweite. Die Lage der Gelenke in der Mittelöffnung, sowie die Spannweite

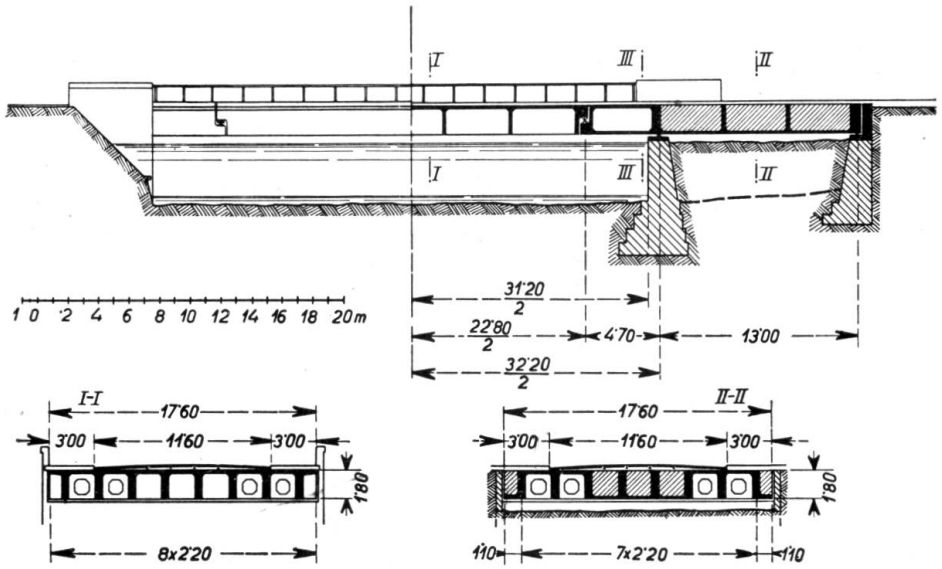


Fig. 10a.

der beiden Randfelder, welche zufolge der Flußregulierung zugeschüttet wurden, wurde derart gewählt, daß das positive Feldmoment des eingehängten Trägers gleich wurde den negativen Momenten über den beiden Mittelstützen. Dies ergab eine Länge der Kragarme von 4,70 m und eine Spannweite der beiden Randfelder von 13,00 m. Dadurch war es möglich mit einer Konstruktionshöhe von

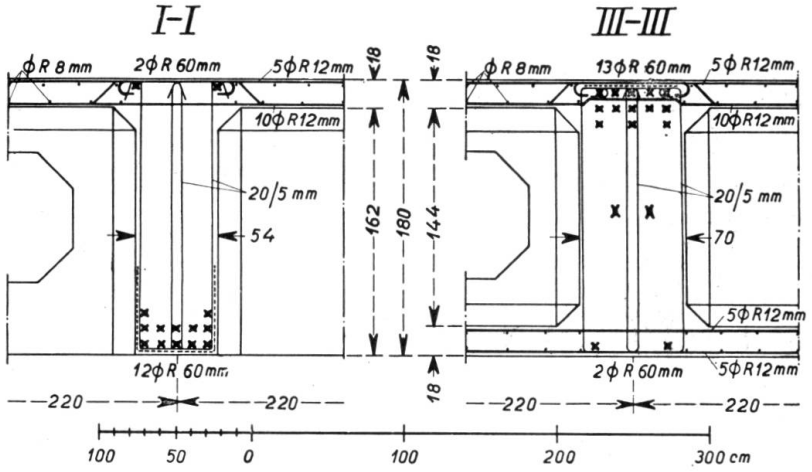


Fig. 10b.

1,80 m, d. h. ungefähr $^1/_{18}$ der Spannweite der Mittelöffnung bezw. $^1/_{13}$ der Spannweite des eingehängten Trägers, auszukommen. Um bei Vollbelastung des Mittelfeldes eine 1,4fache Sicherheit gegen Kippen gewährleisten zu können, wurden die Randfelder in den Teilen, welche nicht durch Leitungen in Anspruch genommen waren, kastenförmig ausgebildet und mit Füllbeton belastet.

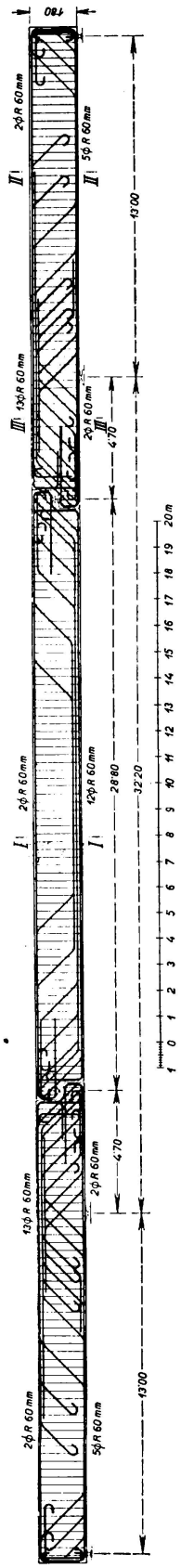


Fig. 10 c.

Die lichte Breite der Brücke beträgt 17,60 m, wovon 11,60 m auf die gepflasterte Fahrbahn und je 3,00 m auf die beidseitigen Gehwege entfallen. Insgesamt sind 8 Plattenbalken in 2,20 m gegenseitiger Entfernung angeordnet.

Die Schienenunterlage besteht aus einer 13 mm starken, stoßdämpfenden „Contravibron"-Platte zwischen 3 mm starken Bleiplatten.

Die statische Berechnung der Brücke erfolgte außer für die Belastung von Straßenbrücken I. Klasse gemäß der tschechoslovakischen Vorschrift, einerseits für 22 t schwere, von elektrischen Lokomotiven gezogene Eisenbahnwagen, anderseits für 21 t schwere Spritzwagen oder Motorwagen mit 13 t schweren Anhängewagen der elektrischen Straßenbahn. Überdies dient die Brücke zur Überführung von drei Wasserleitungsrohren, der Gasleitung, sowie von Elektrizitäts- und Telefonkabeln. Aus diesem Grunde, sowie um den Zutritt zu den Gelenken im Mittelfeld zu ermöglichen, wurden in den Querversteifungen der Hauptträger Öffnungen ausgespart.

Mit Ausnahme der Bügel sind sämtliche Bewehrungseisen der Brücke aus „Roxor"-Stahl (Fig. 11 und 12). Der Vorteil der Anwendung dieses hochwertigen Materials liegt in der Verringerung der erforderlichen Querschnittfläche der Bewehrungseisen und der besseren Ausnützung der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe, da bei Anwendung von Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Baustahl C 38 mindestens vier Reihen Eiseneinlagen erforderlich wären, wodurch die ideelle Querschnittshöhe verringert worden wäre.

Die größte Betonbeanspruchung der 18 cm dicken Fahrbahnplatte beträgt 42,2 kg/cm², die größte Eisenbeanspruchung 1623 kg/cm². In den Hauptträgern betragen die größten Spannungen 69,2 kg/cm² (zulässig 70 kg/cm²) bezw. 1750 kg/cm² (zulässig 1900 kg/cm²).

Zur Vermeidung von Zugrissen wurden an den Orten der größten Zugspannungen, d. h. im unteren Teile der Einhängeträger, sowie im oberen Teile der Balken über den Mittelpfeilern, um die Bewehrungseisen geschweißte Drahtgeflechte eingelegt.

Die vorgeschriebene Würfeldruckfestigkeit des Tragwerkbetons betrug nach 28-tägiger Erhärtung 330 kg/cm². Erreicht wurde bei der Ausführung bei einem Zementzusatz von 350 kg Portlandzement auf 1 m³ trockenes Zuschlagmaterial vom Körnungsmodul 6,06 eine Würfelfestigkeit von 431 kg/cm².

Das Ergebnis der Güteproben des verwendeten „Roxor"-Stahles beträgt:

Streckgrenze durchschnittlich	41,1 kg/mm²
Festigkeit durchschnittlich	59,2 kg/mm²
Dehnung durchschnittlich	24,4 %
Einschnürung durchschnittlich	54,2 %.

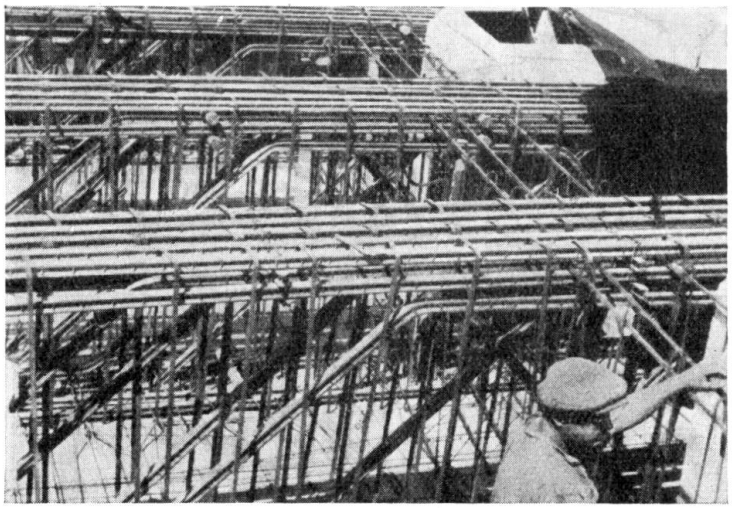


Fig. 11.

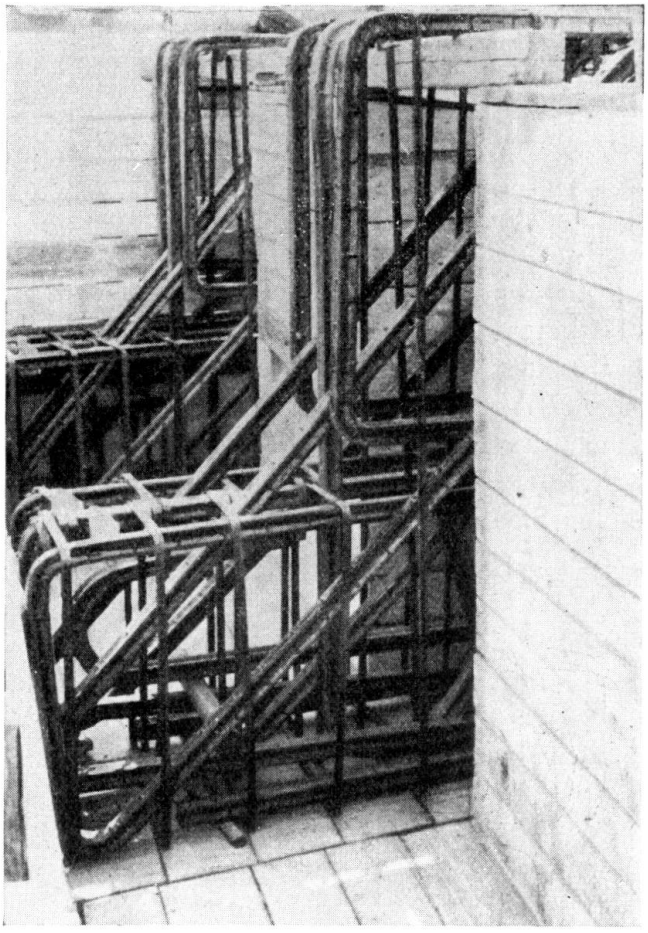


Fig. 12.

Bei der Ausführung des Baues wurde darauf Rücksicht genommen, daß sich das Gerüst unter den Betonmassen setzt. Deshalb wurde der Betonierungsvorgang derart eingerichtet, daß die Querschnitte der größten Biegungsmomente zuletzt betoniert wurden. Dies gilt hauptsächlich von den Querschnitten über

den beiden Mittelpfeilern, sowie vom Mittelquerschnitt der Einhängeträger. Nachdem die Brücke schief ($d = 81^0\ 30'$) und verhältnismäßig breit ist, wurden die Einhängeträger im Mittelfeld erst nach erfolgter Ausrüstung der Randfelder und Kragträger betoniert. Dadurch wurde vermieden, daß etwaige Verdrehungen in der Querrichtung in das Mittelfeld übertragen wurden.

Bei der Belastungsprobe der Brücke wurden verwendet: 2 Spritzwagen der elektrischen Straßenbahn von je 21 t Gewicht, 2 Motorwagen von je 20,5 t Gewicht, 1 Benzinwalze von 14 t Gewicht, 1 Naphtawalze von 12 t Gewicht, sowie Pflastersteine auf den Gehwegen von 85,5 t Gewicht. Die gesamte Probelast betrug demnach 180,5 t. Die größte elastische Durchbiegung der Hauptträger unter den Geleisen betrug hiebei 2,35 mm, gegenüber der berechneten von 4,47 mm, die der übrigen Hauptträger 2,05 mm gegenüber 2,90 mm. Das Ergebnis der Belastungsprobe war demnach ein äußerst befriedigendes.

Pro 1 m^2 Grundrißfläche der Brücke beträgt der gesamte Betonverbrauch — ausschließlich des Füllbetons — 79 cm, der gesamte Eisenverbrauch nur 128 kg; hievon entfallen 10 kg auf die Bügelbewehrung aus gewöhnlichem Baustahl C 38, der Rest auf „Roxor"-Stahl.

Zusammenfassung.

Von theoretischen Erwägungen ausgehend, behandelt der Bericht die beiden in der Tschechoslovakei im Eisenbetonbau angewandten hochwertigen Stahlsorten „Roxor" und „Isteg", deren hochliegende Streckgrenze beim „Roxor"-Stahl auf natürlichem Wege durch hüttenmännische Herstellung und beim „Isteg"-Stahl künstlich durch Kaltstreckung erzielt wird.

Der Bericht beschreibt ferner die Anwendung von „Isteg"- und „Roxor"-Stahl beim Bau einiger Staats-Straßenbrücken.

IIc 2

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau.

Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé.

Use of High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

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

Während im Stahlbau die Sicherheit von Tragwerken aus *hochwertigem Baustahl* im Vergleich zu *Handelsbaustahl*[1] verhältnismäßig einfach zu beurteilen ist, führt die gleiche Aufgabe im Eisenbetonbau wegen des Verbundes von Beton und Eisen zu einem vielseitigen Problem, das nur durch gründliche Versuche geklärt werden kann. Einen wesentlichen Beitrag hierzu liefern die Versuchsreihen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (insbesondere auch die Dresdner Versuche), über deren Erkenntnisse hier berichtet werden soll.

A. Der hochwertige Baustahl im Stahlbau.

Zur *Kennzeichnung des einen maßgebenden Elementes, des Baustahles mit seinen Kennziffern,* und zugleich zur *Darlegung des Unterschiedes zwischen Stahlbau und Eisenbetonbau* empfiehlt es sich, zunächst unsere heutige Auffassung über die *Verwendung des hochwertigen Baustahles im Stahl-Hoch- und Brückenbau kurz darzulegen.*

1. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei ruhender oder vorwiegend ruhender Belastung, also bei stählernen Hochbauten und bei stählernen Straßenbrücken.

Während der Mindestwert der Zugfestigkeit z. B. $\sigma_B = 52$ kg/mm² oder 37 kg/mm² allgemein zur Benennung der Stahlsorte dient (z. B. St. 52 oder St. 37), bildet die Grundlage für die zulässigen Beanspruchungen beider Sorten das Verhältnis der jeweiligen *Streckgrenze*

$$\sigma_{zul\,52} : \sigma_{zul\,37} = \sigma_{s\,52} : \sigma_{s\,37} = 36 : 24 = 3 : 2 \qquad (1)$$

so daß sich für $\sigma_{zul\,37} = 1400$ kg/cm² entsprechend

$$\sigma_{zul\,52} = 2100 \text{ kg/cm}^2 \qquad (2)$$

ergibt. Die volle Ausnutzung des Vorteiles der um 50 % höheren zulässigen Spannung bei St. 52 ist aber leider auf zwei Teilgebieten der statischen Unter-

[1] Handelsbaustahl ist ein Flußstahl mit einer Mindest-Zugfestigkeit von 37 kg/mm², einer Höchstzugfestigkeit von 50 kg/mm², einer Mindestbruchdehnung von 18 % am langen Normalstab und muß dem Faltversuch mit einem Dorndurchmesser D = 2a, Biegewinkel 180° genügen. (Für Handelsbeton-Rundeisen werden diese Abnahmewerte noch nicht gewährleistet.)

suchung nicht möglich, weil das Elastizitätsmaß $E = 2\,100\,000$ kg/cm² für alle Baustahlsorten praktisch gleich groß ist.

a) Obwohl die Durchbiegung f im allgemeinen durch Vorschriften nicht begrenzt ist, besteht doch der Nachteil, daß sie bei gleichbleibendem Trägerquerschnitt proportional mit der Spannung wächst, weil z. B. beim freigestützten Balken von der Höhe h $\left(\text{mit } M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2J}{h}\right)$ die Durchbiegung

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{Ml^2}{EJ} = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\sigma}{E} \tag{3}$$

ist, was sich besonders im Hochbau ungünstig auswirkt.

b) Da die Knicklast im Eulerbereich $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s_k^2}$, also bei einer bestimmten Stablänge s_k für alle Stahlsorten gleich groß ist, bringt *hochwertiger Baustahl* bei schlanken Druckstäben (mit $s_k : i < 100$) keinen Vorteil.

Die Hauptvorteile des hochwertigen Baustahles bestehen in der Verminderung des Eigengewichtes besonders bei größeren Stützweiten (z. B. um 26 % bei der kleinen Beltbrücke mit $l = 200$ m), und damit in der Möglichkeit, z. B. sehr große Kohleförderbrücken auf wenig festem Baugrund überhaupt auszuführen, endlich in der Gewichts- und Zoll-Verminderung bei Ausfuhrwaren.

Als einfache Kennziffer der Baustahlgüte statisch beanspruchter Bauwerke wird die Bruchdehnung δ_B deshalb angenommen, weil sie, ähnlich wie das Verhalten beim Faltversuch, die *Zähigkeit bei Kaltbearbeitung in der Werkstatt und an der Baustelle* kennzeichnet. Aus den Spannungs-Dehnungs-Linien des Zugversuches der Fig. 1 (s. auch Übersicht I), geht hervor, daß für die üblichen

Übersicht I.

Art des Stahles	Bruchfestigkeit σ_B (kg/mm²)	Streckgrenze σ_S (kg/mm²)	Dehnung δ_B %	Einschnürung %	Güteziffer $\sigma_B \cdot \delta_B$ (kg/cm³)	Bezogene Formänderungsarbeit: Brucharbeit A_B (kg cm/cm³)	Bezogene Formänderungsarbeit: Arbeitsvermögen A_{ges} (kg cm/cm³)	$\frac{A_B}{\sigma_B \cdot \delta_B}$
St. 37 (min)	42,8	31,0	18	59,7	770	490	650	0,637
St. 37 (max)	42,8	31,0	30	59,7	1284	860	1180	1,11
St. 48	56,8	33,9	21	48,7	1193	760	1000	0,637
St. 52	56,0	38,2	26,5	59,5	1484	910	1280	0,614
St. 52	56,4	42,5	27	56,0	1523	940	1290	0,617
								i. M. rd. $^2/_3$

Baustahlsorten die Fläche der bezogenen Formänderungsarbeit (bis zum Punkt B der Zugfestigkeit) im Mittel

$$A_B = {}^2/_3\, \sigma_B \cdot \delta_B \tag{4}$$

ist, und daß daher die Fläche des umschriebenen Rechteckes

$$A = \sigma_B \cdot \delta_B, \tag{5}$$

die sogenannte Brucharbeit, als eine *praktische Güteziffer für die Zähigkeit des Baustahles* gelten kann, die hier nach Übersicht I zwischen 800 und 1500 kg/cm² schwankt.[2]

II. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei häufig wechselnder Belastung genieteter Brücken unter Eisenbahngleisen.

Während der dynamische Einfluß bei Straßenbrücken durch reichliche Annahmen der Verkehrslasten und durch Multiplikation der von ihnen hervorgerufenen Stabkräfte und Momente mit einer Stoßzahl φ in Abhängigkeit von der Stützweite l (wobei $\varphi = 1{,}4 - 0{,}0015\ l$ ist) hinreichend berücksichtigt,[3] die Untersuchung also lediglich für statische Lasten durchgeführt werden kann, ist bei Eisenbahnbrücken die Dauerfestigkeit der genieteten oder geschweißten

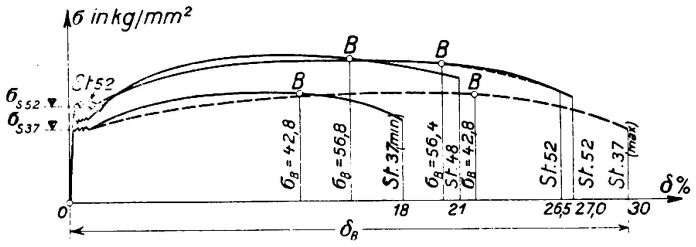


Fig. 1. Die Spannungs-Dehnungslinie für verschiedene Stahlsorten.

Stabverbindungen maßgebend.[4] Ihre Sicherheit beruht daher auf der *statistischen* Grundlage, weil die Ermüdung beim Dauerversuch durch die Anzahl n der Lastwechsel und in der Brücke durch die Zahl der Zugüberfahrten gekennzeichnet wird. Die *Dauerfestigkeit* hängt aber sehr stark von der Beanspruchungsart ab, z. B. auf Wechsel-, Ursprungs- oder Schwellfestigkeit, oder auch von dem *Verhältnis der Grenzwerte der Stabkräfte.*

$$\xi = S_{min} : S_{max}. \tag{6}$$

Nach den Ergebnissen der Versuche steht die Dauerfestigkeit σ_D der genieteten Stabverbindungen bei St. 52 und St. 37 nicht mehr im Verhältnis der Streckgrenzen (s. Gl. 1) und damit auch nicht der jeweils zulässige Wert $\sigma_{D\,zul}$, *der bei St. 52 nur zu 1800 kg/cm², dagegen bei St. 37 wiederum zu 1400 kg/cm²* anzunehmen ist. Wesentlich ist die Erkenntnis, daß hier *für die Beurteilung der Sicherheit die Streckgrenze ausscheidet,* an deren Stelle die sogen. *Kohäsions- oder Trennfestigkeit* tritt, und daß die *Sicherheit nur auf Grund von Dauerversuchen* festgestellt werden kann.

III. *Bei geschweißten Stabverbindungen* sowohl bei Hochbauten, als auch bei Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Baustahl müssen auf Grund der Versuche die zulässigen Beanspruchungen mit Rücksicht auf die verschiedenen Formen der Schweißnähte noch verschieden stark durch eine *Formziffer* α abge-

---

[2] S. *W. Gehler:* Die Entwicklung und Bedeutung der hochwertigen Baustähle im Eisenbau und Eisenbetonbau. Weltingenieur-Kongreß Tokio 1929, Paper Nr. 218.

[3] S. *W. Gehler:* Taschenbuch für Bauingenieure, V. Aufl., II. Bd., S. 375 (Berlin 1928, Julius Springer).

[4] S. *W. Gehler:* Diskussions-Beitrag zu IIIb.

mindert werden, je nachdem es sich um Stumpf- oder Kehlnähte (Stirn- oder Flankennähte) und um eine landläufige oder eine besonders sorgfältige Ausführungsweise handelt.

IV. Durch die beiden bedeutsamen Fortschritte des vergangenen Jahrzehntes, die Einführung des hochwertigen Baustahles und der elektrischen Schweißung im Stahlbau, deren jede eine Preisverminderung von etwa 15 % (und noch mehr bei großen Stützweiten) herbeiführen kann, wurden hinsichtlich der Sicherheit unserer Stahlbauwerke die unter I. bis III. angedeuteten Fragen aufgerollt. Grundsätzlich die gleichen Fragen, nur wegen des Verbundes in veränderter Form, treten auch im Eisenbetonbau bei der Anwendung des hochwertigen Baustahles auf.

B. Der Maßstab für die Bruch- und Rißsicherheit bei Eisenbeton-Tragteilen.

1. *Die Bruchsicherheit auf Grund der gemessenen Last-Eisendehnungs-Linien (q — ε_e-Linien).*

In Fig. 2a—c sind für einen Plattenbalken, einen Plattenstreifen mit Rechteck-Querschnitt und einer allseitig aufliegenden Platte die gemessenen Last-

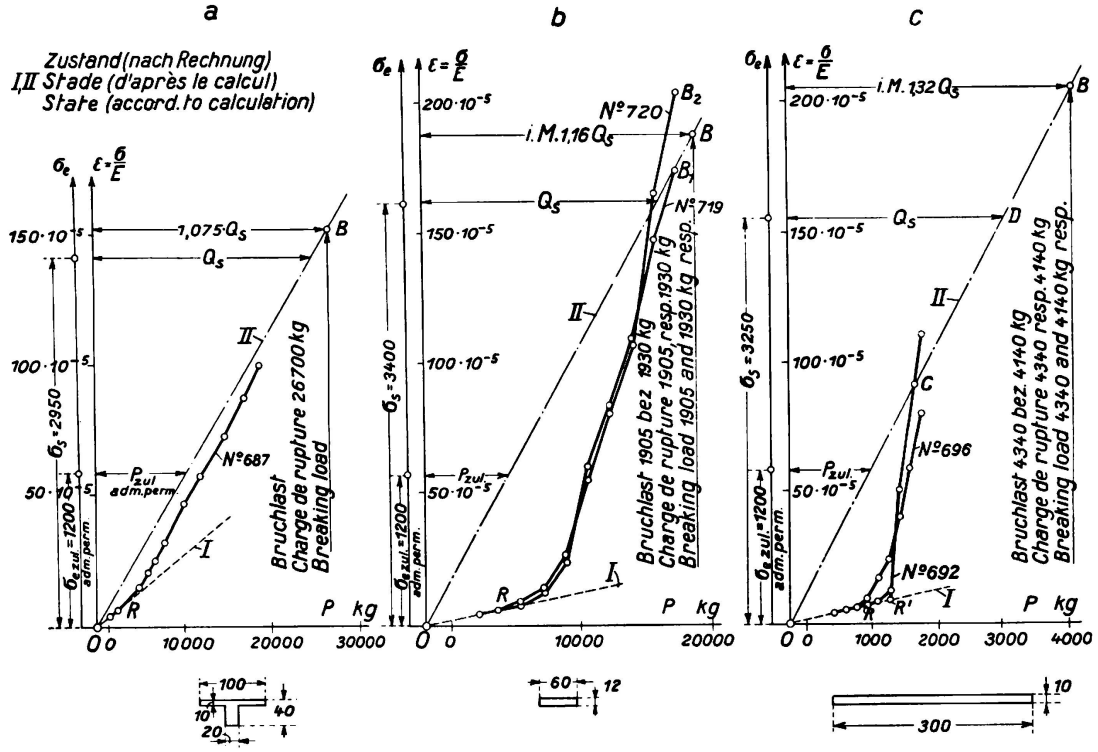


Fig. 2a—c.

Belastungs-Eisendehnungslinien für:

a Plattenbalken b Plattenstreifen c allseitig aufliegende, kreuzweise bewehrte Platten.

Eisendehnungslinien (ausgezogene Linien) den (strichpunktierten) Linien der üblichen Rechnung gegenübergestellt.[5] (Der Ableitung der Spannungen aus den gemessenen Dehnungen sind dabei die gesamten Dehnungen zu Grunde gelegt.)

a) *Plattenbalken* Fig. 2a (Dresdner Versuche[5] 1928, Heft 66, S. 65, Nr. 687, bewehrt mit St. 37 berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$). *Im Stadium I stimmen Versuche und Rechnung überein.* Da die Betonzugzone klein ist, übt sie auf das Ansteigen der Linie keinen großen Einfluß aus. Die Werte nach der üblichen Rechnung im Stadium II fallen daher mit den gemessenen Werten schon für niedere Laststufen nahezu zusammen. *Die aus der Bruchlast berechnete Eisenspannung* max σ_e liegt nur 7,5 % über der Streckgrenze $\sigma_s = 2950$ kg/cm² (vgl. unter D, III)

$$\max \sigma_e = 3170 = 1{,}075\, \sigma_S \quad \text{oder} \quad \beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_S}{\sigma_s} = 7{,}5$$

Die *Bruchsicherheit* ist nun:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{2950}{1200} = 2{,}5$$

Bei der Angabe der Bruchsicherheit wird zweckmäßig $\nu_B = \sigma_s : \sigma_{zul}$, also die Streckgrenze zu Grunde gelegt und nicht etwa

$$\nu'_B = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_{e\,zul}} = \frac{3170}{1200} = 2{,}63$$

(wie auch aus den Erörterungen im Abschnitt D III hervorgeht).

b) *Plattenstreifen* (mit rechteckigem Querschnitt) (Dresdner Plattenversuche 1932, Heft 70, S. 179 und 180, Nr. 719 und 720, Stützweite 3,0 m, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$, Fig. 2b). Im Stadium I besteht gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Linie OR steigt stark an, weil die Betonzugzone hier groß ist und daher das Eisen beträchtlich entlastet. Bis zum Auftreten der ersten Risse (s. Punkt R) ist deshalb die gemessene Eisendehnung noch sehr klein.

Im Punkte R weichen die beiden Linien OR der gemessenen und OB der berechneten Eisendehnungen stark voneinander ab. Von nun ab übernimmt das Eisen allein die Zugarbeit und die Eisendehnungen wachsen mit fortschreitender Belastung wesentlich stärker. Am Ende des Versuches (bei Erreichung der Streckgrenze $\sigma_S = 3400$ kg/cm²) treffen sich beide Linien OB und OB_1 (oder OB_2) nahezu in einem Punkte, so daß für die Bruchsicherheit wiederum mit voller Berechtigung die Streckgrenze des Stahles zu Grunde gelegt wird und zwar

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{3400}{1200} = 2{,}8$$

c) *Allseitig gelagerte, kreuzweise bewehrte Platte* (Dresdner Plattenversuche 1932,[6] Heft 70, S. 52 und 100, Nr. 692 und 696, $l_x = l_y = 3{,}0$ m, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{27{,}4} ql^2$, Fig. 2c). Die berechneten und gemessenen Werte stimmen im Stadium I sehr gut überein. Grundsätzlich gilt

[5] S. auch Dissertation *Walter Heide:* „Die Dresdner Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten im Vergleich mit der üblichen Berechnung". Lehrstuhl Prof. *Gehler,* T. H.

[6] Siehe Vorbericht des I. Kongresses der I. V. B. H. Paris 1932, S. 205 bzw. 237.

das Gleiche wie für den Plattenstreifen (s. oben unter b). Nachdem die Risse (s. Punkt R) aber aufgetreten sind, wächst die Eisendehnung verhältnismäßig stark. Die Linien der berechneten und gemessenen Werte schneiden sich im Punkte C. Für den Bruch (im Punkte B) erhält man:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{4200}{990} = 4{,}2$$

Da sich beide Linien im Punkte D der Streckgrenze nicht treffen, *kann hier der Wert der Streckgrenze,* also

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{3250}{1200} = 2{,}7$$

für die Sicherheit nicht maßgebend sein.

Ergebnis: Bei Platten (mit rechteckigem Querschnitt) und bei Plattenbalken ist die Bruchsicherheit zu

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \tag{7}$$

anzunehmen. Dagegen ist diese Beziehung bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten nicht zutreffend, sondern nur das Verhältnis der Bruchlast zur Gebrauchslast.

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} \tag{8}$$

2. *Die Rißsicherheit.*

Bezeichnet q_R bei gleichmäßig verteilter Belastung die Laststufe, bei der der erste sichtbare Riß auftritt, und q_{zul} die Gebrauchslast (oder zulässige Last), so ist die Rißsicherheit

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} \tag{9a}$$

(Belastungs-Maßstab). Bei Einzellasten treten an Stelle von q_R und q_{zul} die Biegemomente M_R und M_{zul} oder auch die aus ihnen (mit n = 15, Stadium II) berechneten Eisenspannungen $\overline{\sigma_{eR}}$ und $\sigma_{e\,zul}$, die ihnen proportional sind, so daß allgemein gilt

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = \frac{M_R}{M_{zul}} = \frac{\overline{\sigma_{e\,R}}}{\sigma_{e\,zul}} \tag{9b}$$

Wird jedoch die Eisendehnung ε_R gemessen, also die Rißspannung $\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_R$ versuchsmäßig gefunden und sodann (nach dem Spannungs-Maßstab)

$$\nu'_R = \frac{\overline{\sigma_{e\,R}}}{\sigma_{e\,zul}} \tag{10}$$

gebildet, so entsteht die Frage, ob dieser Wert ν'_R ebenso groß ist, wie die Rißsicherheit ν_R (nach Gl. 9b). Dies ist offenbar nur dann der Fall, wenn die Last-Eisendehnungslinie oder die Last-Eisenspannungslinie OA der Fig. 3 bis zur Stufe der Gebrauchslast geradlinig ist. Dann fällt der Rißpunkt R nach R', also auf die Gerade OA und mit $\sigma_{eR} = \overline{\sigma_{eR}}$ geht Gl. 10 in Gl. 9b über. Dies ist für Plattenbalken gemäß Fig. 2a praktisch hinreichend genau zu erwarten, was durch Fig. 4 nachgewiesen wurde. In Fig. 4 wurden ν_R und ν'_R (nach

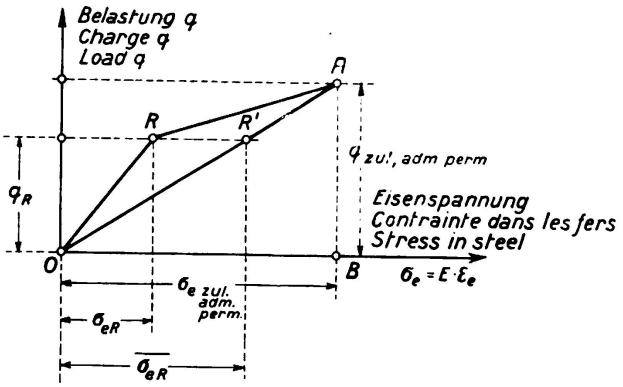


Fig. 3.
Der Verlauf der Belastungs-Eisenspannungslinie

Gl. 9 und 10) in Abhängigkeit von der Rißspannung σ_{eR} aufgetragen, wobei σ_{eR} jeweils mit Hilfe der Eisendehnungen gemessen wurde. Bei den Plattenbalken der neueren Dresdner Versuche (1935) fallen, wie die Linien CD und EF zeigen,

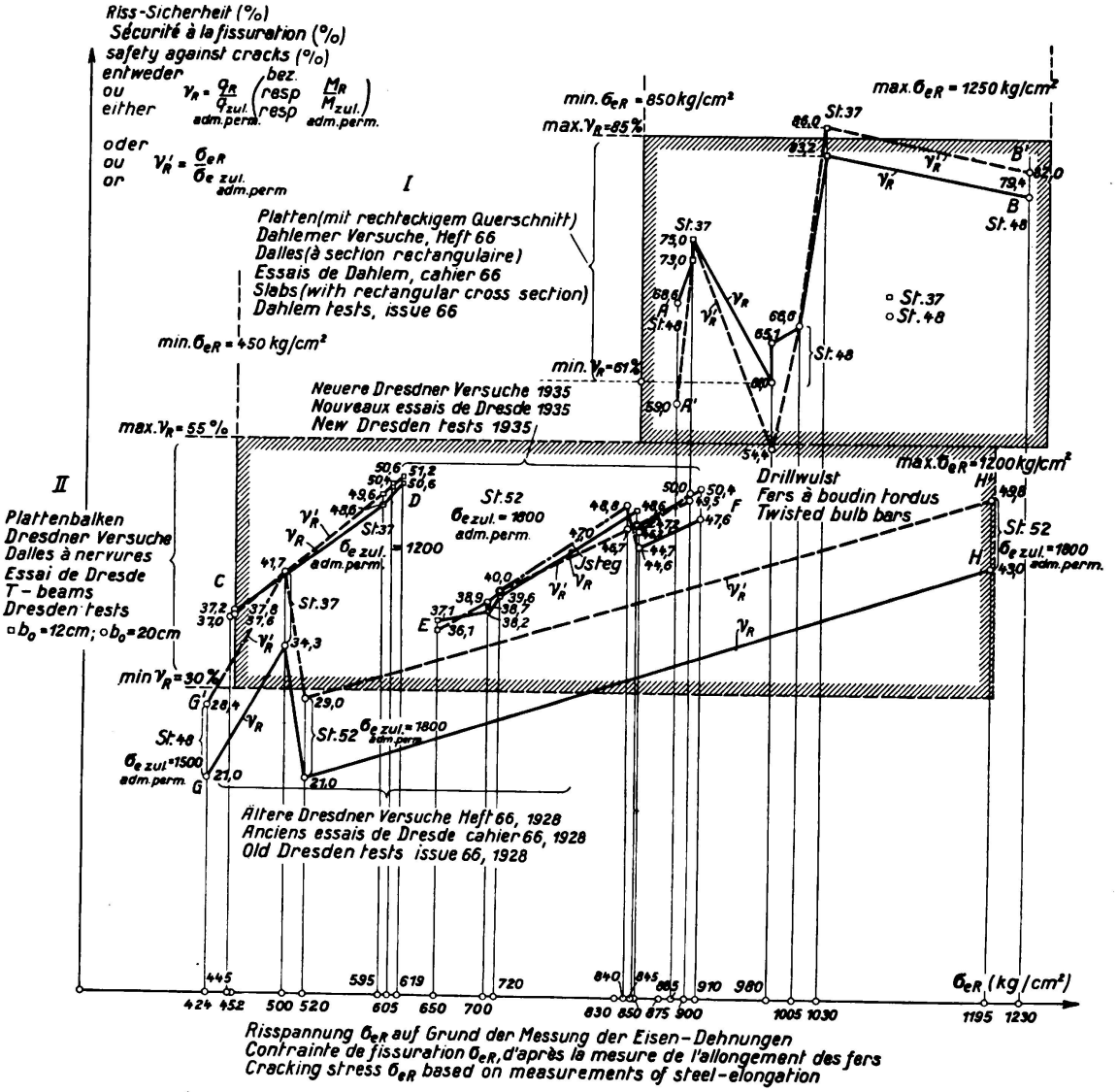


Fig. 4.
Abhängigkeit der Rißsicherheit ν_R (Belastungs-Maßstab) oder ν'_R (Dehnungs-Maßstab) von der Rißspannung σ_{eR} für Platten und Plattenbalken.

diese Werte ν_R und ν'_R befriedigend zusammen, was bei den früheren Versuchen, 1928, Heft 66 noch nicht der Fall war (ein Zeichen dafür, daß für diese genaueren Untersuchungen der Rißsicherheit eine besonders entwickelte Versuchstechnik erforderlich ist). Für die Platten mit Rechteckquerschnitt (s. die Linienzüge AB und A'B') für die derartig neuere Versuche fehlen, bleibt diese Frage bis zum Abschluß der laufenden Dresdner Versuche zunächst offen. *Für diese Platten empfiehlt es sich daher nur den Belastungs-Maßstab also* $\nu_R = q_R : q_{zul}$ *(Gl. 9) zu Grunde zu legen. Dagegen ist der Spannungsmaßstab, also* $\nu'_R = \sigma_{eR} : \sigma_{e\,zul}$ *(Gl. 10) für Plattenbalken neben Gl. 9 ebenfalls gültig.*

C. Die Rißsicherheit von Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. Die beim Versuch zu messenden Größen sind:

1. *die Eisendehnung* ε_{eR} beim Auftreten des ersten Risses und die daraus sich ergebende Rißspannung

$$\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_{eR},$$

2. *die Rißtiefe*

t_l bei $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² für St. 37

t_l bei $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm² für St. 52 und Sonderstähle,

3. *die Rißbreite* bei verschiedenen Laststufen, insbesondere:

b_R bei $\sigma_{e\,zul}$,

b'_R bei der Streckgrenze σ_S.

Bei den neueren Versuchen 1935 wurde hierbei wie folgt verfahren:

a) In der Schwerpunktlage der Eiseneinlagen wurde für jeden Balken an den drei zuerst aufgetretenen Rissen die Rißbreite gemessen und zwar mittels eines Mikroskopes mit aufgesetztem Okularmikrometer. Zwei Risse wurden an jedem Balken in 23facher Vergrößerung photographisch aufgenommen (s. Fig. 5).

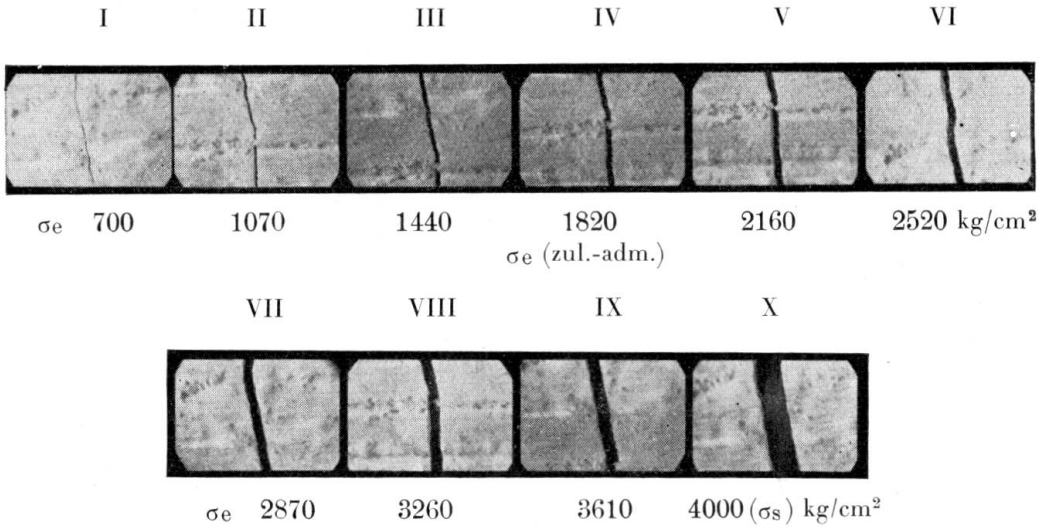


Fig. 5. Messung der Rißbreiten bei den Dresdner Versuchen 1935/36 mittels Mikroskop in 11,5 facher Vergrößerung.

b) Sobald die rechnungsmäßige zulässige Spannung erreicht war, wurde in die Risse zunächst Alkohol eingespritzt, um die Rißflächen anzunetzen. Hierauf wurde eine farbige Flüssigkeit eingespritzt. Nach Beendigung des Versuches wurde der Riß bloßgelegt und gesehen, wie weit die Flüssigkeit eingedrungen war. Diese Tiefe wird als Rißtiefe t bezeichnet.

II. Die Abhängigkeit der Rißspannung σ_{eR} *von der Querschnittsform, der Stützungsart, der Betongüte und dem Bewehrungsverhältnis.*

1. Die Größen, von denen die Rißsicherheit abhängt.

a) Hinsichtlich der *Querschnittsform* sind bei einachsigen Spannungszuständen (z. B. bei Balken auf zwei und mehreren Stützen) zu unterscheiden:

α) *Platten mit rechteckigem Querschnitt* (Heft 66),[7]

β) *Plattenbalken mit breitem Steg* und desgleichen *mit schmalem Steg* (Dresdner Versuche 1935),

γ) *verschiedene Querschnittsformen (z. B. bei fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen* (Heft 75).[8]

b) *Die allseitige Stützung* kreuzweise bewehrter Platten führt zu einem zweiachsigen Spannungszustand, der sich hinsichtlich der Rißsicherheit sehr günstig auswirkt (Dresdner Plattenversuche, Heft 70).[9]

c) Die Betongüte wird am zuverlässigsten durch die Würfelfestigkeit nach 90 Tagen:[9]

$$W_{b90} = 1{,}15\ W_{b28} \tag{11}$$

gekennzeichnet und die zugehörige Betonzugfestigkeit[9] durch

$$K_z = 0{,}09\ W_b. \tag{12}$$

d) Als Bewährungsverhältnis wird, wie üblich[10]

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} \tag{13}$$

bezeichnet (F_e = Eisenquerschnitt, b = Druckgurtbreite und h = Nutzhöhe eines Rechteckquerschnittes oder Plattenbalkens).

2. Die Rißspannung σ_{eR} *von St. 37 und St. 48 bei Platten (mit Rechteckquerschnitt) in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit* W_{b90} *und dem Bewehrungsverhältnis* μ *ist auf Grund der Dahlemer Versuche* 1928 in Fig. 6 dargestellt und die Rißsicherheit aus Fig. 4 zu entnehmen. Trotz der Streuungen, die wegen der Schwierigkeiten der rechtzeitigen Rißerkennung auftreten und die erst im Laufe der Zeit durch verfeinerte Meßverfahren verringert werden konnten, lassen sich folgende Ergebnisse feststellen:

---

[7] Vgl. Heft 66, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton (D.A.f.E.B.), *H. Burchartz* und *L. Krüger:* Dahlemer Versuche mit stahlbewehrten Balken, I. Teil, S. 31 (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

[8] Vgl. Heft 75, D.A.f.E.B., *W. Gehler* und *H. Amos,* Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen, S. 42 (Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn).

[9] Vgl. Heft 70, D.A.f.E.B., *W. Gehler, H. Amos* und *M. Bergsträßer:* Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten, S. 119 (Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn).

[10] Vgl. *W. Gehler:* Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932, V. Aufl., S. 33, 300 und 302 (Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn).

a) Die Rißsicherheit (Fig. 4) und auch die Rißspannung σ_{eR} (Fig. 5) liegt bei dem Rechteckquerschnitt dieser in einer Richtung bewehrten Platten (h = 16 bis 18 cm, d = 18 bis 20 cm, b = 30 cm) höher als bei Plattenbalken (vgl. Fig. 6), und zwar ist nach den Linien ABC und DEF (Mittelwerte) für diese Platten:

$$\text{bei St. 37 } \sigma_{eR} = 875 \text{ bis } 1000 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\text{bei St. 48 } \sigma_{eR} = 930 \text{ bis } 1175 \text{ kg/cm}^2, \qquad (14)$$

wobei die Streckgrenzen $\sigma_{s37} = 3000$ und $\sigma_{s48} = 3900$ kg/cm² und die Bruchdehnungen 34 % bezw. 28 % betrugen. Als Rißsicherheit erhält man nach Fig. 4:

$$\text{bei St. 37 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 0{,}73 \text{ bis } 0{,}83, \text{ also i. M. } 0{,}78$$
$$\text{bei St. 48 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 0{,}61 \text{ bis } 0{,}79, \text{ also i. M. } 0{,}70 \qquad (15)$$

Hiernach darf die *Rißsicherheit der Platten* i. M. zu

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = \frac{3}{4} \qquad (16)$$

angenommen werden.

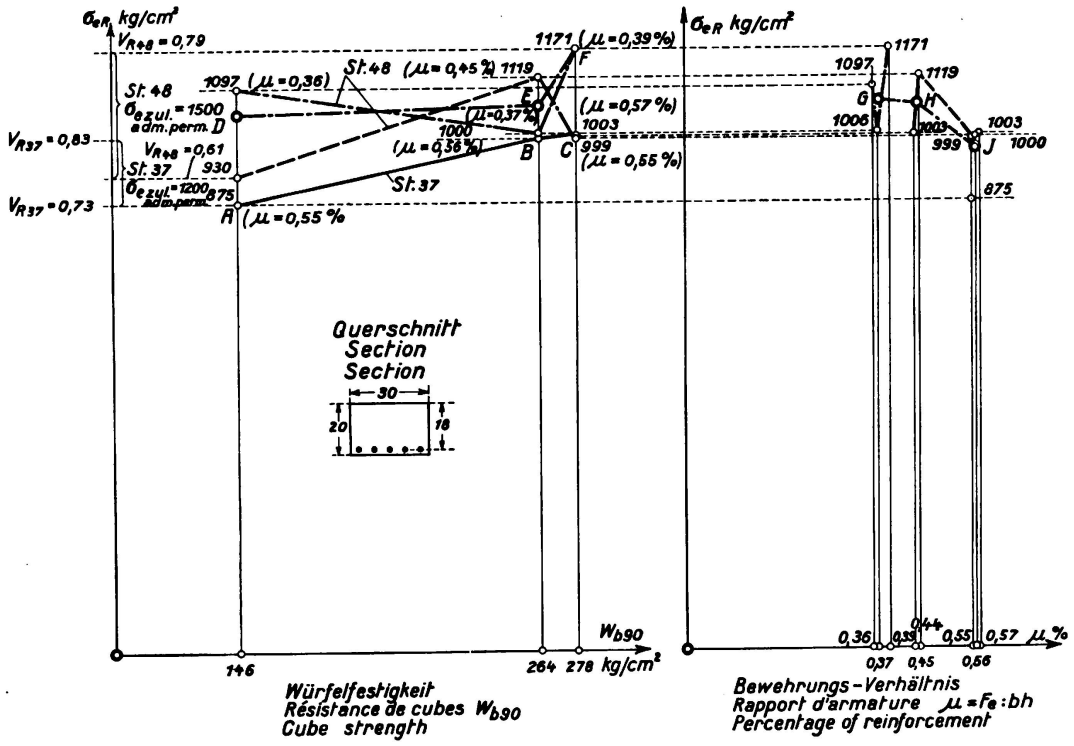


Fig. 6.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 48 bei Platten in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit $W_{b\,90}$ und dem Bewehrungsverhältnis μ.

b) Mit wachsender Würfelfestigkeit wächst auch die Rißspannung σ_{eR} (siehe die Linien ABC und DEF)

c) und *nimmt mit wachsendem Bewehrungsverhältnis* $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ *ab* (siehe Linie GHJ).

d) Bei der gewählten zulässigen Spannung $\sigma_{e\,zul} = 1500$ kg/cm² *für St. 48 ist die Rißsicherheit nahezu die gleiche* (siehe Gl. 15), *wie bei St. 37* mit $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm².

3. *Die Rißsicherheit* ν_R *bei kreuzweise bewehrten, allseitig aufliegenden Rechteck-Platten* wurde auf Grund der Dresdner Plattenversuche 1932 eingehend erörtert.[11] Die *überraschend großen Werte* ν_R *waren bei allseitiger Auflagerung und quadratischem Grundriß:*

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 1{,}36 \text{ bis } 2{,}05 \text{ und i. M. } 1{,}8, \tag{17}$$

also für St. 37 bei $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² die zugehörigen Eisenspannungen:

$$\sigma_{e\,R} = 1630 \text{ bis } 2460 \text{ und i. M. } 2160 \text{ kg/cm}^2. \tag{18}$$

In der Belastungs-Durchbiegungs-Linie der Fig. 2c wird das Auftreten der ersten Risse durch den Knick R gekennzeichnet, der jeweils in der Höhe der zulässigen Belastung q_{zul} liegt. Für die statische Wirkung der Platten ist als Rißpunkt R′ maßgebend, der Schnittpunkt der beiden Geraden $\overline{OR'}$ und $\overline{CR'}$, der sich vor allem in den Belastungs-Durchbiegungs-Linien scharf kennzeichnet und dieselbe Bedeutung hat wie die Proportionalitätsgrenze der Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustahles (Fig. 1). Diese Feststellung war deshalb von grundsätzlicher Bedeutung, weil hiernach diese Eisenbetonplatten bis zu dieser Laststufe $q_R = q_{zul}$ als isotrope Platten berechnet werden dürfen. Daher ist es hier auch statthaft, Gl. 10 neben Gl. 9 für die Rißsicherheit zugrunde zu legen.

Bei den *auf den vier Eckpunkten gelagerten Platten* (Vorversuche für Pilzdecken) ergab sich bei quadratischem und rechteckigem Grundriß ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$\nu_R = 1{,}38 \text{ bis } 1{,}40, \tag{19}$$

also für $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm². (St. 37)

$$\sigma_{e\,R} = 1650 \text{ bis } 1680 \text{ kg/cm}^2. \tag{20}$$

4. *Die Rißspannung von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit* W_{b90}. (Dresdner Versuche 1928, Heft 66 und 1935/36),[12] s. Fig. 7 und 4.)

a) Für St. 37 bei Beton mit geringer Güte ($W_{b28} = 104$ kg/cm² und 145 kg/cm²) bei $\mu = 0{,}34$ % wurde

$$\sigma_{e\,R} = 590 \text{ bis } 615, \text{ i. M. } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \mu_R = 0{,}4 \text{ bis } 0{,}5 \tag{21}$$

(s. Linie CD in Fig. 4) gefunden, und zwar sowohl für die Rippenbreite $b_o = 20$ cm, als auch $b_o = 12$ cm, womit die bekannten Zahlenwerte der Versuchsreihen des D. A. f. E. B. mit Plattenbalken von neuem bestätigt sind (siehe AB in Fig. 7). Bei früheren Versuchen 1928 (Heft 66) hatten sich für St. 37 und St. 48 noch erheblich kleinere Werte $\sigma_{e\,R} = 424$ bis 520, i. M. rd. 500 kg/cm² ergeben (s. die Punkte K bis M in Fig. 7 und GH in Fig. 4).

[11] S. Fußnote 9.

[12] Vgl. Heft 66, D. A. f. E. B. *W. Gehler* u. *H. Amos*. II. Teil. (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

b) Die entsprechenden Versuche mit St. 52 (bei $\sigma_s = 4310$ kg/cm²) bei mittlerer und hoher Betongüte und der Rippenbreite $b_o = 20$ cm führten (nach der Linie CDE in Fig. 7 und EF in Fig. 4) zu:

$$\sigma_{eR} = 830 \text{ bis } 910, \text{ i. M. } 870 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\nu_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{zul}} = \frac{870}{1800} = \text{rd. } \frac{1}{2}, \tag{22}$$

dagegen bei $b_o = 12$ cm (s. die Linie FGH in Fig. 7 oder die steigende Linie JH, wobei J Schwerpunkt von FG ist) zu:

$$\sigma_{eR} = 650 \text{ bis } 845 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\text{also } \nu_R = 0{,}36 \text{ bis } 0{,}47. \tag{23}$$

Hieraus folgt die Erkenntnis: *Bei Rippenbalken mit St. 52 ist nicht nur die Betongüte, sondern auch die Rippenbreite b_o von Einfluß auf die Rißsicherheit. Bei ausreichender Rippenbreite (hier $b_o = 20$ cm) und $W_{b28} \geqq 200$ kg/cm² ist die Rißsicherheit $\nu_R = 1/2$ gewährleistet, dagegen bei kleinerer Rippenbreite (hier $b_o = 12$ cm) nur dann, wenn $W_{b28} \geqq 250$ kg/cm² ist.*

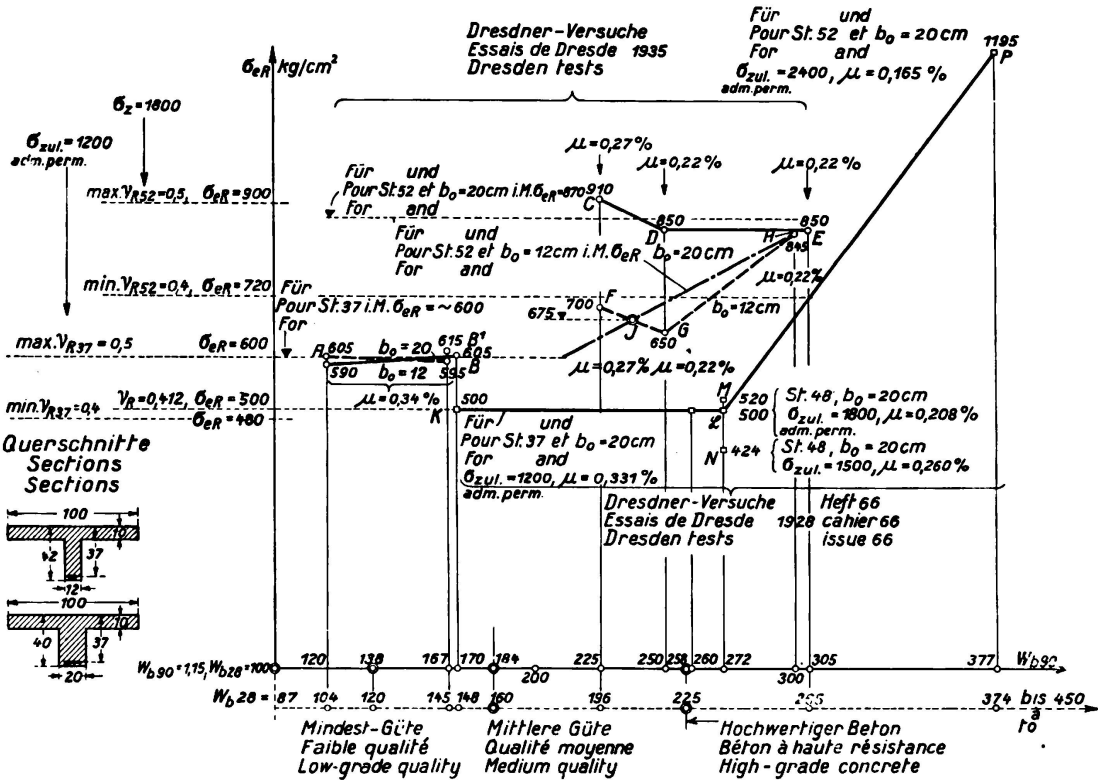


Fig. 7.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken mit $b_o = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit.

c) Bei den Dresdner Versuchen 1927 (Heft 66) wurde für Plattenbalken mit St. 52 und $b_o = 20$ cm Rippenbreite auch noch ein Sonderzement mit $W_{b28} = 374$ kg/cm² verwendet, wobei aber die Eiseneinlagen für $\sigma_{czul} = 2400$ kg/cm²

bemessen wurden, so daß sich $\mu = 0{,}165\ \%$ ergibt. Die Rißspannung betrug dann:

$$\sigma_{eR} = 1195\ \text{kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{rd. } \frac{1}{2} \tag{24}$$

(s. Punkt P der Fig. 7 und H der Fig. 4). *Je größer* W_{b28} *und je kleiner* μ *ist, umso größer ist somit die Rißspannung* σ_{eR}.

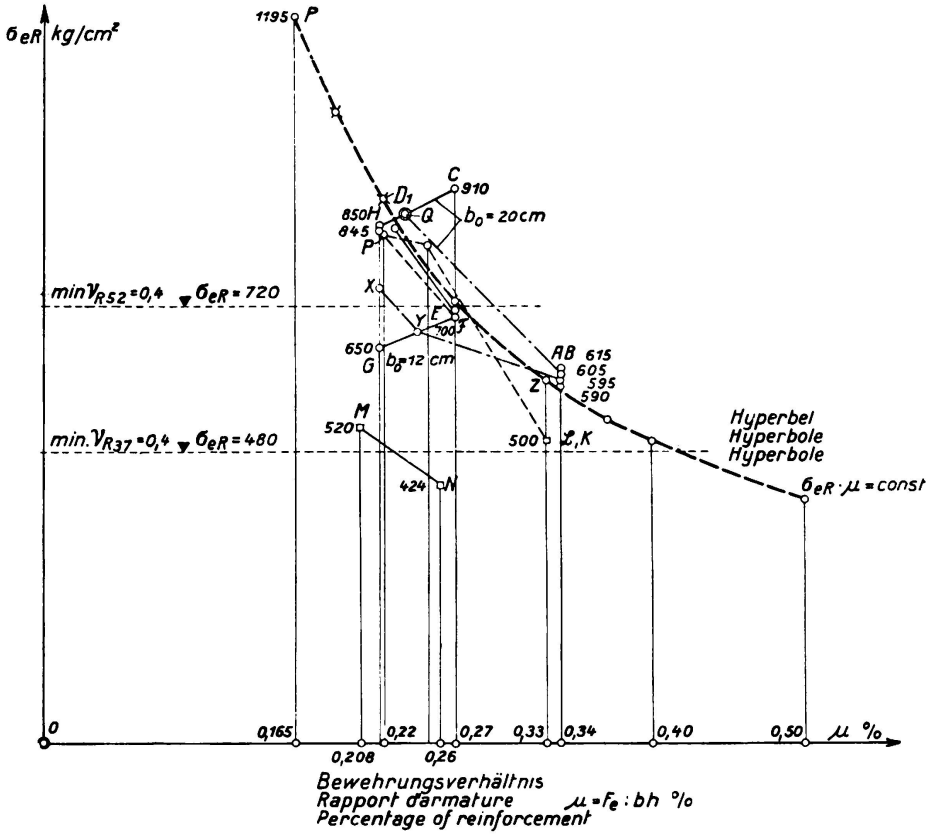


Fig. 8.

Die Rißspannung $\sigma_{e\,R}$ von St. 37, St. 52 und Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_0 = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis μ.

5. *Die Rißspannung* σ_{eR} *von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis* μ (s. Fig. 8).

Trägt man für die Punkte A bis P der Fig. 7 als Abscissen die μ-Werte und als Ordinaten wiederum σ_{eR} auf, so ergeben sich trotz der Streuungen im einzelnen deutlich nach rechts fallende Linien, wie z. B. PLK und MN. Bildet man weiter die Schwerpunkte X, Y und Z, so erkennt man auch, daß diese fallenden Linien voraussichtlich keinen geradlinigen Verlauf haben. Hieraus folgt, daß, *je geringer unter sonst gleichen Umständen der Eisenquerschnitt (bei Beachtung der erforderlichen Bruchsicherheit) gewählt werden kann, umso größer die Rißspannung* σ_{eR} *ist.* Liegt bei einer Stahlsorte die Streckgrenze σ_s höher als bei einer anderen, so darf mit Rücksicht auf die Bruchsicherheit auch die zulässige Spannung σ_{ezul} grundsätzlich höher angenommen werden. Umso

kleiner wird aber dann der erforderliche Eisenquerschnitt F_e und damit der Wert $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ und umso größer die Rißspannung σ_{eR}. Der Erhöhung von σ_{ezul} ist aber dadurch eine Grenze gezogen, daß $\nu_R = \frac{\sigma_{e\,zul}}{\sigma_{eR}} \geqq 1/2$ sein soll. Da das Elastizitätsmaß für alle Stahlsorten gleich groß ist, wächst auch die Dehnung und damit die Rißgefahr proportional zur Spannung, also *unabhängig von der Streckgrenze*, die hiernach zwar *unmittelbare Bedeutung für die Bruchsicherheit*, aber nur *mittelbare für die Rißsicherheit hat.*

6. *Die Rißspannung* σ_{eR} *von Sonderstählen bei Plattenbalken* (Fig. 9).

a) Werden nach den Dresdner Versuchen 1936 entsprechend den Fig. 7 und 8 für zwei Sonderstähle (Drillwulststahl mit $\sigma_s = 4640$ kg/cm² und $\sigma_B = 6050$ kg/cm² und Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 3720$ kg/cm² und $\sigma_B = 4940$ kg/cm²) dieselben σ_{eR}-W_b-Linien und σ_{eR}-μ-Linien aufgetragen, so erhält man (nach Fig. 9 und 4)

$$\sigma_{eR} = 700 \text{ bis } 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = 0{,}4 \text{ bis } 0{,}5, \text{ i. M. } 0{,}45 \qquad (25)$$

also etwa die gleiche Größenordnung, wie bei St. 52.

b) Auch hier fällt σ_{eR} mit wachsendem μ (s. die Linien TU und RS).

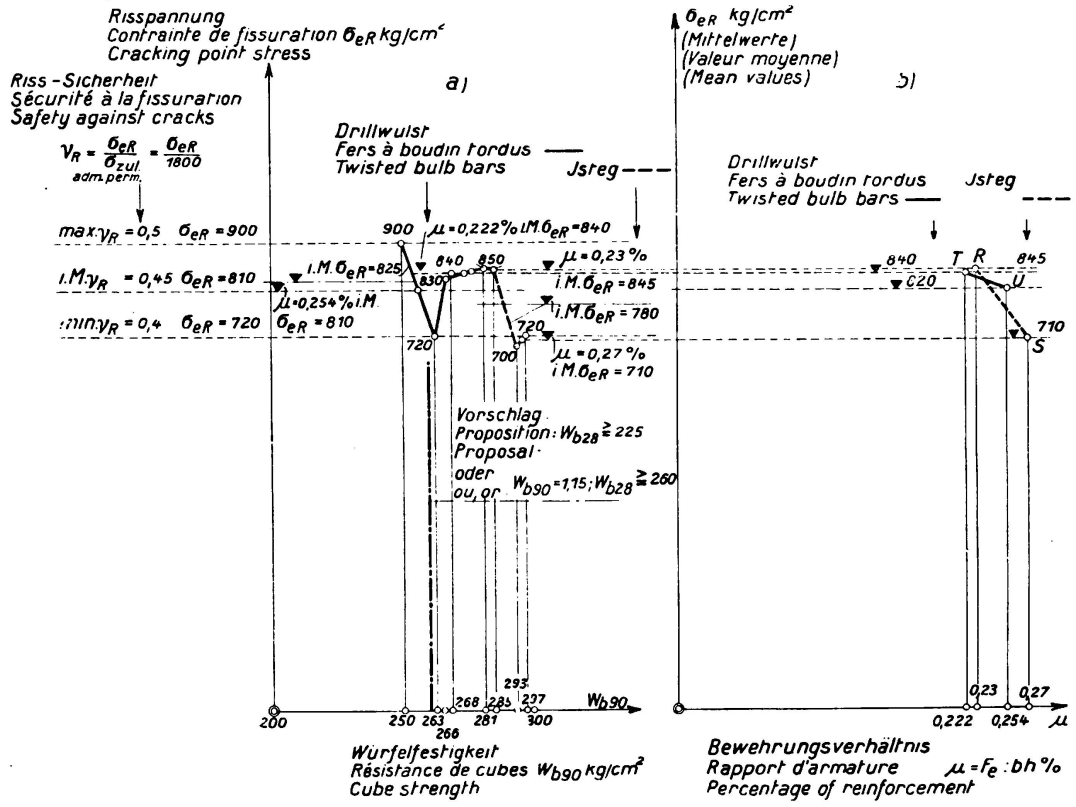


Fig. 9.

Die Rißspannung σ_{eR} von Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_o = 20$ cm Rippenbreite in Abhängigkeit:

a) von der Würfelfestigkeit W_{b90} b) vom Bewehrungsverhältnis μ

III. Versuch des Aufbaues einer Funktion für die Rißspannung in Abhängigkeit von der Betongüte, der Querschnittsform und dem Bewehrungsverhältnis.

1. Aus den Versuchen (Fig. 4 bis 9) geht hervor, daß

a) σ_{eR} proportional mit der Betongüte W_b und auch mit der Zugfestigkeit $\sigma_{bz} = 0{,}09\ W_b$ wächst,

b) σ_{eR} aber mit wachsendem μ abnimmt.

c) Diese beiden Forderungen werden durch die Funktion erfüllt:

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\ W_b) \cdot C \tag{26}$$

oder auch, da $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ ist, und zu dem Ausdruck der linken Seite $(\sigma_{eR} \cdot F_e) = Z_e$ (Zugkraft des Eisens), dann auf der rechten Seite wohl die Zugkraft des Betons

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}$$

gehört, durch die Beziehung:

$$k \cdot \sigma_{eR} \left(\frac{F_e}{F_b}\right) = 0{,}09 \cdot W_b \left(\frac{F_{bz}}{F_b}\right) \tag{27}$$

oder

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e = (0{,}09 \cdot W_b) \cdot F_{bz} \tag{28a}$$

$$k \cdot Z_e = Z_b \cdot \tag{28}$$

Hierin bedeutet F_{bz} die gerissene Zugzone = Rißtiefe t mal Rippenbreite b_o und k ein noch festzulegender Beiwert oder Prozentsatz.

Diese lediglich durch die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse gefundene Gl. 28 läßt folgende physikalische Auffassung als berechtigt erscheinen. Wenn in der Betonzugzone F_{bz} ein Riß bei der in diesem Augenblick im Eisen wirkenden Spannung σ_{eR} plötzlich durch Überwindung der Betonzugfestigkeit σ_{bz} entsteht, so entladet sich die bisher vom Beton übertragene Zugkraft

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}$$

und wird von den Eiseneinlagen zusätzlich übernommen. Die Größe dieser Betonzugkraft Z_b kann (s. unten unter 2.) je nach der Betongüte zu einem bestimmten Bruchteil (in % ausgedrückt) der in diesem Augenblick wirkenden Eisenzugkraft

$$Z_e = \sigma_{eR} \cdot F_e$$

angegeben werden, so daß $Z_b = k Z_e$ ist.

In der Grundgleichung (27) tritt auf der linken Seite (der Eisenseite) das Bewehrungsverhältnis $\frac{F_e}{F_b} = \mu$ auf, das als *Formziffer des Eisenquerschnittes* angesehen werden kann und entsprechend auf der rechten Seite (der Betonseite) ein neuer Verhältniswert

$$\frac{F_{bz}}{F_b} = \alpha, \tag{29}$$

den wir als Formziffer der Betonzugzone bezeichnen wollen. Dann geht Gl. (27) über in

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\ W_b) \cdot \alpha. \tag{30}$$

2. a) Hiernach bleibt nur noch die Bestimmung der Ziffer k übrig. Während bei gedrückten Eisenbetonquerschnitten ($F = F_b + 15\,F_e$) der Betonquerschnitt nur $\frac{1}{n}$ von der Spannung des Eisenquerschnittes übernimmt und die Zahl

$$n = \frac{E}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15 \quad \text{(oder für } E_b = 210\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ } n = 10)$$

ist, so wird hier in der Zugzone als entsprechender *elastischer Beiwert*

$$n_z = \frac{E}{E_{bz}} = \frac{2\,100\,000}{250\,000} = 8{,}4 \tag{31}$$

(mit der Elastizitätszahl E_{bz} für Zug gemäß Heft 66) einzuführen sein.

b) Das Eintreten des Trennungsbruches in der Zugzone hängt aber nicht nur von dem elastischen Verhalten, sondern auch von der *Sprödigkeit des Betons ab.* Da bekanntlich die Zugfestigkeit mit der wachsenden Druckfestigkeit des Betons leider nicht in gleichem Maße Schritt hält, möge für *die drei gebräuchlichen Betongütestufen mit den Mindestwürfelfestigkeiten* $W_{b28} = 120$, *160 und 225 kg/cm²* je ein *Beiwert für die Sprödigkeit s* eingeführt werden, so daß nach Gl. 31

$$k = \frac{s}{n_z} = \frac{s}{8{,}4} \tag{32}$$

ist.

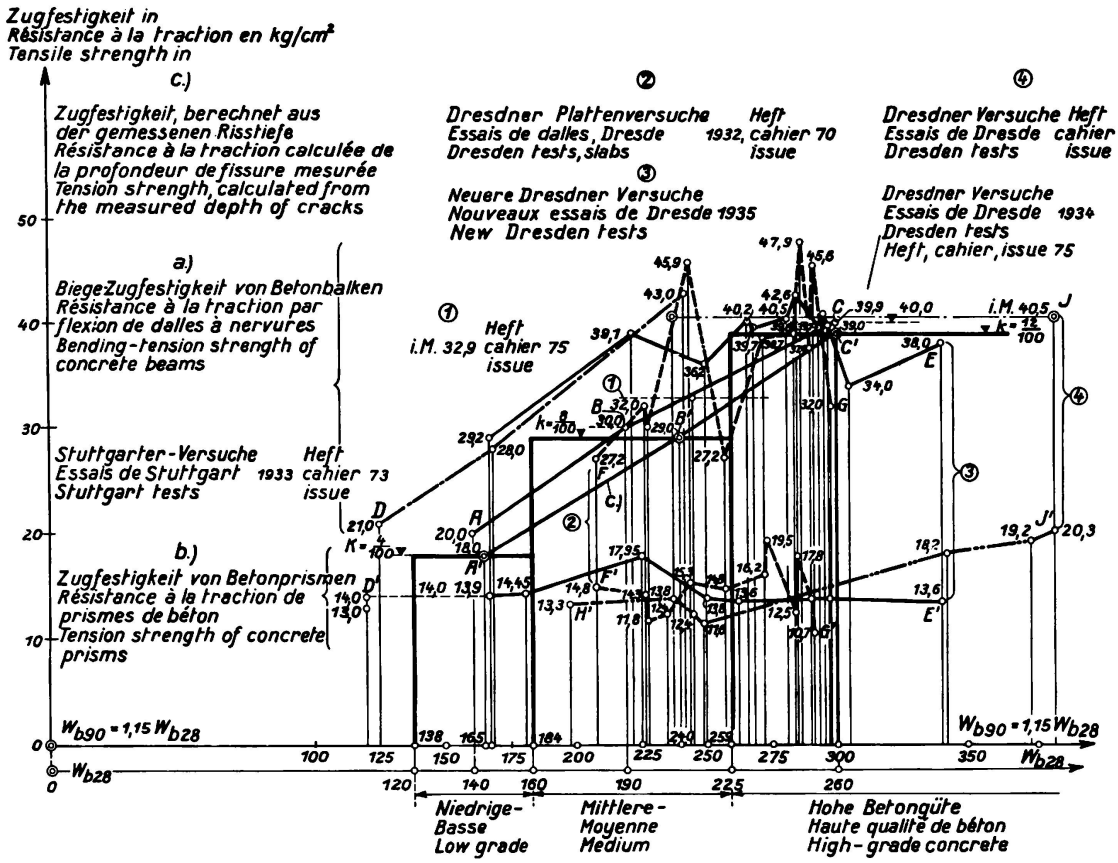


Fig. 10.

Abhängigkeit der Beton-Zugfestigkeit von der Würfelfestigkeit (Dresdner Versuche 1928 bis 1936).

c) In Fig. 10 wurde zunächst die Betonzugfestigkeit K_{bz} von unbewehrten Betonbalken (zumeist von 55 · 15 · 10 cm³ Größe mit zwei Einzellasten beansprucht) in Abhängigkeit von W_{b90} aufgetragen (s. z. B. Linie DE und FG). Für die drei genannten Betongütestufen kann etwa angenommen werden (s. die Punkte A, B und C)

$$K_{bz} = 20 \text{ bezw. } 30 \text{ bezw. } 40 \text{ kg/cm}^2. \tag{33}$$

Die ebenfalls eingetragenen Werte der Zugfestigkeit von Betonprismen (von zumeist 75 · 20 · 16 cm³ Größe) bleiben mit wachsender Würfelfestigkeit deshalb stark zurück, weil eine genau mittige Zugwirkung äußerst schwer zu erreichen ist (s. die Linien D'E', F'G' und H'J'). Sie sind daher für Festigkeitsbetrachtungen nicht brauchbar.

Setzt man nun in Gl. 28ª anstatt $(0{,}09\,W_b)$ die hier gesuchte Betonfestigkeit K_{bz} ein, so kann diese *aus den gemessenen Rißtiefen* t dann ohne weiteres berechnet werden, wenn man jeweils für jede der drei Betongüten einen bestimmten Festwert für k (oder für s) annimmt. Wählt man die leicht einprägbaren Zahlenwerte (vgl. Gl. 32)

$$\begin{aligned}
&s = {}^1/_3, \text{ also } k = \frac{s}{8{,}4} = \frac{4}{100} && \text{bei niedriger Betongüte } (W_{b\,28} = 120 \text{ bis } 165 \text{ kg/cm}^2)\\
&s = {}^2/_3, \qquad k = \frac{8}{100} && \text{bei mittlerer Betongüte } (W_{b\,28} = 160 \text{ bis } 225 \text{ kg/cm}^2)\\
&s = 1 \qquad\quad k = \frac{12}{100} && \text{bei hoher Betongüte } (W_{b\,28} = 225 \text{ kg/cm})
\end{aligned} \tag{34}$$

so erhält man als Mittelwerte aus unseren Versuchen für diese drei Bereiche die Werte $K'_{bz} = 18$, 29 und 39 kg/cm², also die Punkte A', B' und C', die den gleichen Anstieg wie die Punkte A, B und C zeigen. Somit lautet nach Gl. 30 unsere Beziehung für die Rißspannung in diesen drei Bereichen:

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bezw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bezw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \tag{35}$$

wobei $F_{bz} = b_o \cdot t$ die gerissene Zugzone bedeutet.

3. *Beispiele:*

a) Für den Punkt B_1 der Fig. 7 (St. 37) mit $b_o = 12$ cm, $F_e = 12{,}72$ cm², $W_{b90} = 167$ kg/cm² soll für die Laststufe der zulässigen Spannung $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² die Rißtiefe berechnet werden. Nach Gl. 34 ergibt sich für die niedrigste Betonstufe mit $k = \frac{4}{100}$ aus Gl. 28ª

$$t = \frac{F_{bz}}{b_o} = \frac{1}{b_o} \cdot \frac{k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e}{0{,}09 \cdot W_b} = \frac{1}{12} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{1200 \cdot 12{,}72}{0{,}09 \cdot 167} = 3{,}4 \text{ cm}, \tag{36a}$$

während $t_1 = 3{,}5$ cm gemessen wurde.

b) Für den Punkt D der Fig. 7 (St. 52 mit $b_o = 20$ cm, $F_e = 8{,}15$ cm², $W_b = 250$ kg/cm²) soll wiederum für die Laststufe der zulässigen Belastung, also hier für $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm², die Rißtiefe berechnet werden. Da

$W_{b28} = W_{b90} : 1{,}15 = 217$ kg/cm² ist, somit die mittlere Betonstufe in Betracht kommt, ergibt sich (nach Gl. 34) $k = \frac{8}{100}$, also nach Gl. 28.

$$t = \frac{1}{20} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{1800 \cdot 8{,}15}{0{,}09 \cdot 250} = 2{,}6 \text{ cm}, \tag{36b}$$

während $t_l = 3$ cm gemessen wurde.

c) Für den Punkt E der Fig. 7 soll aus der bei der Laststufe $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm² gemessenen Rißtiefe $t_l = 3{,}0$ cm für $W_{b90} = 305$ kg/cm², $b_o = 20$ cm und $F_e = 8{,}17$ cm² die Spannung beim Auftreten des ersten Risses σ_{eR} berechnet werden. Nimmt man an, daß sich die Rißtiefen etwa proportional mit der Spannung verändern, und daß die Rißsicherheit $\nu_R = 0{,}5$ durchschnittlich gewährleistet ist, so ist beim Auftreten des ersten Risses seine Tiefe zu $t = 0{,}5 \cdot 3{,}0 = 1{,}5$ cm anzunehmen. Somit ergibt sich nach Gl. 34 und 35 wiederum für $k = \frac{12}{100}$ (hohe Betongüte)

$$\sigma_{eR} = \frac{0{,}09 \cdot W_b \cdot b_o \cdot t}{k \cdot F_e} = \frac{9}{12} \cdot \frac{305 \cdot 20 \cdot 1{,}5}{8{,}17} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

anstatt des durch Messung festgestellten Wertes $\sigma_{eR} = 850$ kg/cm².

4. Schreibt man Gl. 28 und 30 in der Form:

$$\sigma_{eR} = \frac{1}{k} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} = \frac{1}{k} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{\alpha}{\mu}, \tag{37}$$

so können hieraus folgende Schlüsse gezogen werden:

a) Die Rißspannung σ_{eR} und damit auch die Rißsicherheit $\nu'_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{ezu}}$ ist unter sonst gleichen Umständen proportional der Würfelfestigkeit W_b und, da $F_{bz} = b_o \cdot t$ ist, auch proportional der Rippenbreite b_o,

b) dagegen umgekehrt proportional dem Eisenquerschnitt F_e oder dem Bewehrungsverhältnis μ. Da unter sonst gleichen Umständen

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = \text{const.} \tag{38}$$

ist, sind die σ_{eR}-μ-Linien der Fig. 6, 8 und 9 Teilstücke einer quadratischen Hyperbel, deren Verlauf in Fig. 8 gestrichelt angedeutet ist.

c) *Die neue Formziffer des Betonquerschnittes* (s. Gl. 29):

$$\alpha = \frac{F_{bz}}{F_b}$$

entspricht der Formziffer des Eisenquerschnittes, die als Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ bekannt ist (ebenfalls in % ausgedrückt), wobei $F_b = b \cdot h$ bedeutet.

IV. *Die Bedeutung der Querschnittsform für die Rißsicherheit.*

Bei den Dresdner Versuchen mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen (1934, Heft 75 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) wurde die Rißsicherheit sehr schlanker Balken ($l : h = 5{,}82 : 0{,}181 = 32$) nach Gl. 9b durch das Verhältnis $\nu_R = M_R : M_{zul}$ festgestellt, wobei bei dreifacher Sicherheit als zulässiges Biegemoment $M_{zul} = \frac{1}{3} M_B$ bestimmt worden war. Außerdem wurde für M_{zul} die Eisenspannung σ_{e1} errechnet. Die Rißspannung erhält man dann angenähert zu:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \tag{39}$$

Für die 8 Querschnitte der Fig. 11 kann nunmehr nach Gl. 36a die Rißtiefe t berechnet und durch das Verhältnis t : e (e = Umhüllung der Eiseneinlagen von Betonunterkante bis Mitte Eiseneinlagen gemessen) eine *Güteziffer*

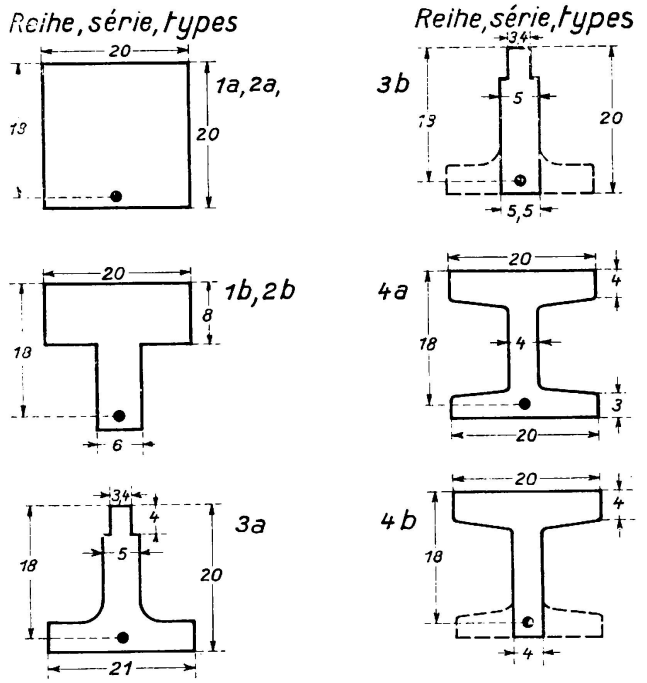


Fig. 11.
Querschnittsform und Rißsicherheit.

der Rißsicherheit für die einzelnen Querschnittsformen angegeben werden. In diesem Falle wurde nach Übersicht II der *elastische Beiwert* $n_z = \frac{E}{E_{bz}}$ (Gl. 31) aus dem für die einzelnen Betonsorten festgestellten Wert E_{bz} ermittelt. Zu beachten ist nur noch, daß es sich bei der Querschnittsform 1a mit $W_{b28} = 198$ kg/cm² um Beton mittlerer Güte mit dem *Beiwert der Sprödigkeit* $s = \frac{2}{3}$ (Gl. 34) handelt, dagegen bei den anderen Formen 1b bis 4b um hochwertigen Beton mit $s = 1$. Für den gleichbleibenden Querschnitt $F_e = 2{,}55$ cm² wurde dann nach Gl. 36a die Rißtiefe t und eine *Güteziffer der Rißsicherheit* e : t (Eisenumhüllung e = 1,9 cm) berechnet.

Übersicht II.

Querschnittsform	b_o cm	W_b kg/cm²	$\nu_R \cdot \sigma_{e\,zul} = \sigma_{eR}$ kg/cm²	$n_z = E : E_{bz}$	s	$\frac{l}{k} = \frac{n_z}{s}$	t (nach Gl. 36a) cm	e : t (e = 1,9 cm)
1a	20	198	965	11,05	2/3	16,6	0,41	4,6
1b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3a	21	394	875	7,14	1	7,14	0,42	4,5
3b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4b	4	342	785	7,50	1	7,50	2,16	0,9

Nach Übersicht II ist diese Güteziffer der Rißsicherheit $e : t > 2$ nicht nur für die beiden Rechteckquerschnitte der Formen 1a und 2a, sondern auch der Form 3a (umgekehrter Plattenbalkenquerschnitt) und der Form 4a (I-förmiger Querschnitt, während die ungünstigste Güteziffer der Rißsicherheit ($e : t = 0{,}9 < 1$) übereinstimmend die Plattenbalkenquerschnitte der Form 1b, 2b und 4b aufweisen und der Rechteckquerschnitt 3b mit der geringen Breite $b_o = 5{,}5$ cm zwischen beiden Güteklassen steht.[13]

Diese Betrachtung läßt die Hoffnung berechtigt erscheinen, daß die in Fig. 12 vorgeschlagenen Querschnittsformen e bis h für Balkenbrücken größerer Spannweite erhöhte Rißsicherheit bieten.

V. *Die zulässige Rißbreite* wurde bei den Dresdner Versuchen 1936 durch die Erfahrung festgelegt, nach der sich die in der Baupraxis *vorschriftsmäßig bemessenen Plattenbalken mit* $\sigma_{e\,zul} = 1200$ *kg/cm² bei Verwendung von St. 37 als rostsicher erwiesen haben.* Die in der Höhe der Eisen bei 23facher Vergrößerung (s. Lichtbild Fig. 5) gemessenen Rißbreiten sind in Übersicht III zusammengestellt.

Übersicht III.

Gemessene Rißbreiten b_R bei $\sigma_{e\,zul}$ in 1/1000 mm.

Art der Eisen	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
Anzahl der Balken	2 + 3	4 + 4	4	4
Rippenbreite $b_o = 20$ cm	70 bis 70 i. M. *70*	40 bis 130 i. M. *90*	80 bis 110 i. M. *94*	75 bis 120 i. M. *89*
$b_o = 12$ cm	25 bis 60 i. M. *41*	10 bis 70 i. M. *35*	—	—

[13] Hinsichtlich der Tragfähigkeit der verschiedenen Querschnitte ergibt sich naturgemäß eine andere Reihenfolge wie auch aus Heft 75 hervorgeht.

Von dieser bei der Laststufe $\sigma_{e\,zul}$ gemessenen Rißbreite kann man am einzelnen Körper aus dem Abstand und der Anzahl der Risse nach dem Proportionalitäts-Gesetz $\frac{\Delta l_1}{l} = \frac{\sigma_e}{E}$ auf die Eisenspannung schließen (Verlängerung $\Delta l_1 = b_R$, betrachtete Länge oder Meßlänge $= l_1$) und weitere Schlüsse ziehen (wie z. B. nach Fig. 17 s. unter E, 2). Aus der Zusammenstellung der Übersicht III ergibt sich:

1. Als zulässige Rißbreite darf etwa

$$b_{R\,zul} = \frac{125}{1000}\,mm = \frac{1}{8}\,mm \tag{40}$$

angenommen werden.

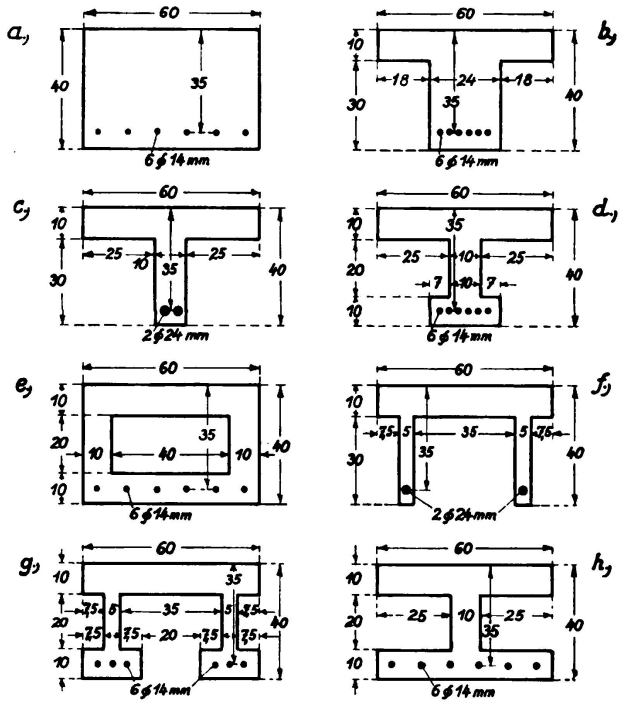


Fig. 12.
Querschnittsformen für künftige Versuche.

2. Der auffallende Unterschied der größeren Rißbreiten bei $b_o = 20$ cm gegenüber $b_o = 12$ cm bildet eine Bestätigung der physikalischen Auffassung (s. unter VI, 1), die in unserer Grundgleichung (28) zum Ausdruck kommt. Bei der gleichen Rißtiefe (z. B. $t = 3$ cm) verhalten sich in beiden Fällen die beim Auftreten des ersten Risses frei werdenden Beton-Zugkräfte wie die Flächen $b_o \cdot t$, also

$$Z_{b20} : Z_{b12} = (20 \cdot t) : (12 \cdot t) = 5 : 3 = 1{,}7,$$

während nach Übersicht III die gemessenen Rißbreiten $w_{20} : w_{12} = 70 : 41 = 1{,}7$, also denselben Wert ergeben. *Je größer die plötzlich freiwerdende Zugkraft Z_b ist, umso weiter klafft offenbar der Riß. Wird nach Gl. 40 die zulässige Rißbreite $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm festgelegt, so verhindert diese Grenze eine zu weit gehende Verringerung des Eisenquerschnittes F_e. (Hier betrug $\mu = 0{,}34$ bis $0{,}22$ %.)* Diese verwickelten Zusammenhänge können allerdings erst durch weitere Versuche geklärt werden.

VI. *Zusammenfassung der Folgerungen hinsichtlich der Rißsicherheit auf Grund der Dresdner Versuchsreihen 1928 und 1935.*

1. *Physikalische Vorstellung.* Im Augenblicke des Auftretens des ersten Risses wird der Querschnitt $F_{bz} = t \cdot b_o$ ausgeschaltet und damit auch die Zugkraft, die bisher in ihm gewirkt hatte. Für die Größe dieser Zugkraft gibt die Gl. 28 Aufschluß. Sie wird als ein Bruchteil, und zwar nach Gl. 34 je nach der Betongüte zu 4 bezw. 8 oder 12 %, der Zugkraft des Eisens $Z = \sigma_{eR} \cdot F_e$ ausgedrückt.

Bemerkt sei noch, daß dieser Zuwachs zur Eisenzugkraft nur an der Rißstelle hinzutritt, nicht aber an den nicht gerissenen Querschnitten.

2. Nach diesen Versuchen tritt hinsichtlich der Rißsicherheit der Einfluß der *Querschnittsform der Eiseneinlagen* stark zurück. Dagegen ist die *Größe des Bewährungsverhältnisses* μ von ausschlaggebender Bedeutung. *Je kleiner der Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Breite b_o der Betonzugzone ist, *umso größer ist die Rißsicherheit.* Eine Einschränkung ergibt sich durch die Festlegung der *zulässigen Rißbreite* (nach Gl. 40), die zu $b_{Rzul} = {}^1/_8$ mm anzunehmen ist. Je größer die Rippenbreite, umso größer ist auch die Rißweite (wenn F_e gleich groß bleibt).

3. Mit *steigender Betongüte* wächst auch die Rißsicherheit erheblich. Da aber die Sprödigkeit bei Verwendung von Zementen mit hoher Druckfestigkeit größer (oder das Verhältnis der Zugfestigkeit Z zur Druckfestigkeit D kleiner) wird, vermag sich diese Gütesteigerung der Würfelfestigkeit hinsichtlich der Rißsicherheit bei den heute üblichen Zementarten leider nur in geringem Maße auszuwirken.

4. *Hinsichtlich der Querschnittsformen* ist 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. Daher wurde dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton vorgeschlagen, Versuche mit derartigen Querschnitten unter Verwendung von hochwertigem Beton mit etwa $W_b = 450$ kg/cm² und hochwertigem Stahl (sowie unter Anwendung von Abmessungen, die etwa halb so groß wie in Wirklichkeit sind) auszuführen (s. Fig. 12).

5. In Anbetracht der höheren Rißsicherheit (s. Gl. 16 und 18) von Platten mit rechteckigem Querschnitt ($\nu_R = {}^3/_4$) gegenüber Plattenbalken ($\nu_R = 0{,}4$ bis $0{,}5$) kann die *Anwendung von hochwertigem Baustahl* bei Platten sehr empfohlen werden unter möglichster Einschränkung des Eisenquerschnittes F_e, soweit es die zulässige Rißbreite b_{Rzul} gestattet. Derartige Plattenversuche sind dringend erwünscht.

6. Hinsichtlich der *Rißsicherheit statisch beanspruchter Plattenbalken unter Verwendung von St. 52* ist die *Annahme der zulässigen Spannung* $\sigma_{ezul} = 1800$ kg/cm² berechtigt, wie aus den Vergleichsversuchen mit St. 37 ($\sigma_{ezul} = 1200$ kg/cm²) hervorgeht.

D. Die Bruchsicherheit von Platten und Plattenbalken bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. *Die Tragfähigkeits-Bewehrungsgehalt-Linie.*

1. *Die rechnungsmäßige Tragfähigkeit von rechteckigen Querschnitten mit verschiedenem Bewehrungsgehalt bei St. 37 und St. 52.*

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken wird nach den Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen auf Biegung unter den beiden Annahmen berechnet:

a) Von der Mitwirkung des Betons auf der Zugseite wird abgesehen (sogen. Rechnung nach Stadium II).

b) Das Verhältnis des Elastizitätsmaßes von Stahl und Beton ist zu $n = E : E_b = 15$ anzunehmen.

Ferner ist die zulässige Spannung festgelegt:

c) für den Beton durch die 3fache Sicherheit ($\nu_B = 3$), also $\sigma_{b\,zul} = \frac{1}{3} W_b$ (W_b = Würfelfestigkeit),

d) für den Betonstahl durch die 2fache Sicherheit ($\nu_e = 2$), also $\sigma_{e\,zul} = \frac{1}{2} \sigma_s$ (σ_s = Streckgrenze des Stahles).

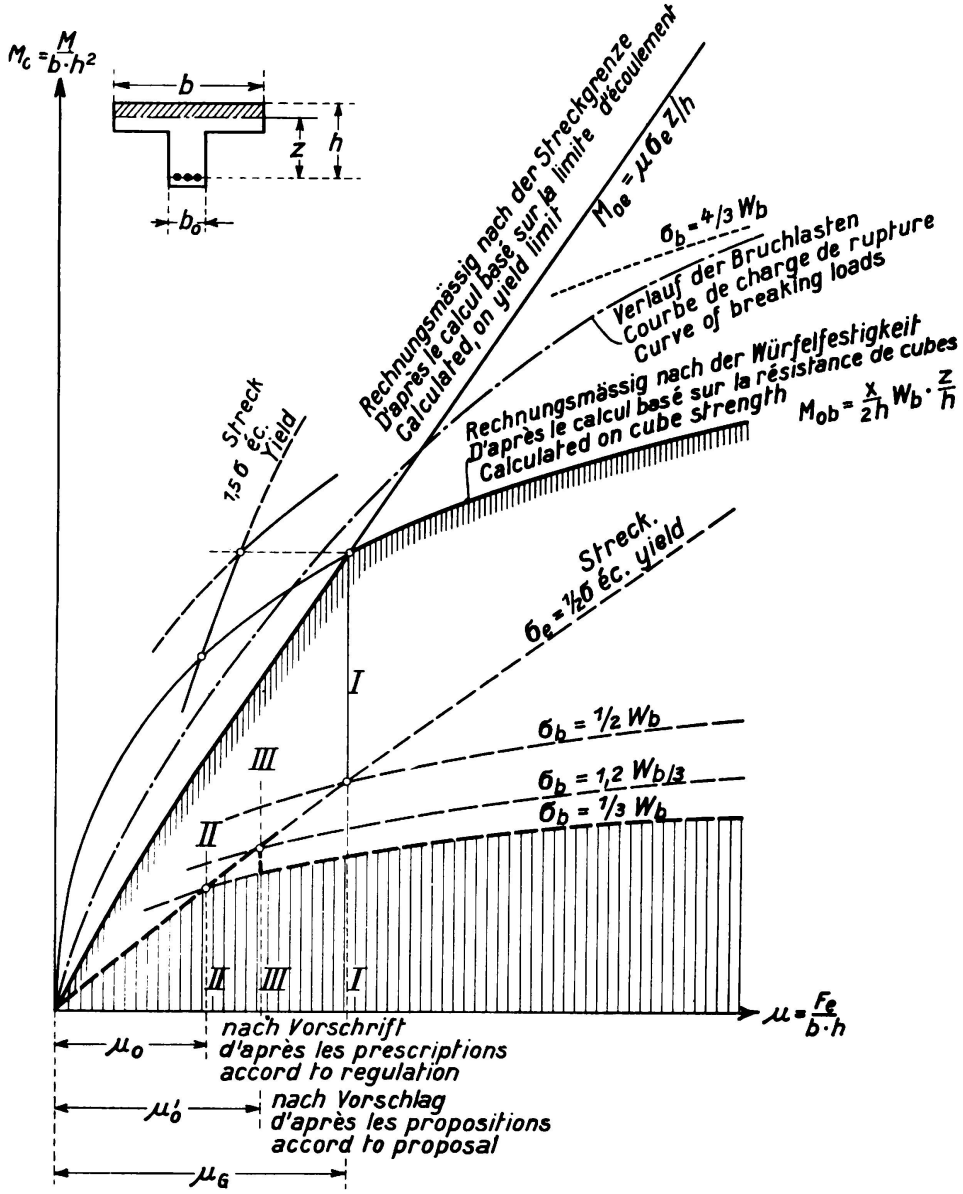


Fig. 13.

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

In Fig. 13 sind die Rechnungsergebnisse für *Rechteckquerschnitte,* bewehrt mit St. 37 bezw. St. 52, in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt

$$\mu = \frac{F_c}{b \cdot h}$$

aufgetragen und als Ordinaten die Werte

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}, \tag{41}$$

(wobei die Bruchspannung $\sigma_B = \frac{M}{W_i}$ und das Widerstandsmoment $W_i = \alpha \cdot bh^2$ ist).[14] Hierbei können bekanntlich die beiden Gebiete unterschieden werden:

a) der *Bereich der schwach bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Streckgrenze* σ_s *des Stahles*),

b) der *Bereich der stark bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Biegedruckspannung* des Betons).

Die Versuche des D.A.f.E.B., insbesondere die Dresdner Versuche mit hochwertigem Stahl, führten zu dem Ergebnis, daß die durch Rechnung gefundene Tragfähigkeit im ersten Bereich (schwach bewehrte Querschnitte) mit den Versuchsergebnissen befriedigend übereinstimmt. *Die Streckgrenze des Stahles ist hier für den Bruch maßgebend* (s. Abschnitt B und Gl. 7). *Im zweiten Bereich (stark bewehrte Querschnitte)* sind aber die durch den Versuch gefundenen tatsächlichen Tragfähigkeiten wesentlich größer, als die berechneten Werte. Der Zweck der Dresdner Versuche (1935/36) war daher:

I. die Bewehrungsgrenze versuchsmäßig festzustellen, die den ersten vom zweiten Bereich trennt,

II. die Überschreitung der Beton-Druckspannung im Bruchzustand festzustellen, die sich beim Versuch ergibt, gegenüber der durch Rechnung gefundenen Tragfähigkeit, wobei der Rechnung die Würfelfestigkeit zugrunde gelegt wird.

II. *Bedeutung der Versuche für das Rechnungsverfahren. Grenzbestimmung.*

Die Frage der Tragfähigkeit von Eisenbetonplatten und -plattenbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt wurde vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß unter Führung seines Vorsitzenden, Ministerialrat *F. Gebauer,* aufgerollt und soweit geklärt, daß ein Vorschlag von *F. v. Emperger* und *C. Haberkalt* in die Österreichischen Eisenbetonbestimmungen aufgenommen werden soll (s. Fig. 13). Er besteht darin, daß die Grenze zwischen den beiden Bereichen, in denen die Streckgrenze bezw. die Würfelfestigkeit maßgebend ist, gegenüber den bisherigen Vorschriften (s. Punkt II) etwas heraufgesetzt worden ist (s. Punkt III). Sie entspricht einer zulässigen Betonspannung, die um 20 % höher als die bisherige zulässige Spannung liegt. Da man aber die zulässigen Spannungen beibehalten hat, entsteht in der Tragfähigkeitslinie an der Bewehrungsgrenze (Punkt III) ein Sprung. Diese Lösung ist deshalb noch nicht recht befriedigend, weil sie

[14] *F. v. Emperger:* Die Normen für Eisenbeton 1935 in Österreich, Beton und Eisen 1935, Bd. 34, Heft 16, S. 254.

nur für Rechteckquerschnitte begründet ist und weil Fälle eintreten können, in denen durch Hinzulegen von Bewehrungseisen die rechnungsmäßige Tragfähigkeit sinkt. An den Stellen hoher Betondruckspannungen werden bekanntlich Schrägen im Aufriß oder Verbreiterungen der Rippen im Grundriß angeordnet, nötigenfalls auch Druckeisen eingelegt, die niemals voll ausgenutzt werden und vor allem die Zugänglichkeit beim Betonieren und daher die Güte des Verbundes beeinträchtigen. Da vielfach auch mit Rücksicht auf die Formgebung bei Hochbauten und Brücken Balkenschrägen besonders im Wettbewerb mit Stahlbauten nicht erwünscht sind, liegt ein Bedürfnis zur vollen Klärung dieser Frage vor.[15]

a) Für den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, brachten die Dresdner Versuche 1936 mit Balken rechteckigen Querschnittes (Fig. 14), die mit St. 37 bezw. Isteg-Eisen bewehrt waren, folgendes Ergebnis: Die Tragfähigkeitslinie läuft nahezu geradlinig, wobei die Ordinaten i. M. um 12,5 % größer sind als die berechneten Werte. Dadurch ergibt sich eine willkommene Sicherheitsreserve. Die Streckgrenze ist somit in diesem ersten Bereich wiederum als für die Sicherheit maßgebend erwiesen. Eine Veranlassung zur Abänderung des bisherigen Rechnungsverfahrens liegt nicht vor. Bei diesen Dresdner Versuchen (Fig. 14) wurden auch folgende Bewehrungsgrenzen festgestellt, die jeweils den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, von dem zweiten Bereich, in dem die Würfelfestigkeit des Betons maßgebend ist, trennen. Es ergaben sich

für St. 37 mit $\sigma_s = 2800$ kg/cm² und $W_b = 110$ kg/cm² $\mu_G = 1{,}82$ %,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100$ kg/cm² und $W_b = 110$ kg/cm² $\mu_G = 0{,}72$ %,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100$ kg/cm² und $W_b = 150$ kg/cm² $\mu_G = 0{,}95$ %.

Die durch den Versuch im zweiten Bereich gefundenen Linien CD für St. 37 und EF für Isteg-Stahl liegen wesentlich höher als die nach der Rechnung ermittelte Linie AB der Tragfähigkeit. Bemerkt sei noch, daß bei einem Bewehrungsgehalt von 1,6% die vier versuchsmäßig gefundenen Punkte bei J zur Hälfte zu $W_b = 110$ kg/cm² und zur anderen Hälfte zu $W_b = 150$ kg/cm² gehören, daß also hier im ersten Bereich die Tragfähigkeit unabhängig von der Würfelfestigkeit ist.

b) Neue Versuchsreihen zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze μ_G für Platten und Plattenbalken mit verschiedenen Arten von Bewehrungseisen sind im Gange.

Im Anschluß an die Dresdner Versuche hat *Dr. E. Friedrich,* wissenschaftlicher Mitarbeiter im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden, ein bemerkenswertes Verfahren zur rechnerischen Bestimmung dieses Grenzwertes vorgeschlagen.[16] Eine übersichtliche Darstellung erhält man dann, wenn für die Ordinaten die sogenannte Tragfähigkeit $T = \frac{m \cdot h}{J_i}$ und als Abscissen die Werte $\frac{1}{s'} = \frac{h}{x}$ aufgetragen werden. Legt man für den Bruchzustand in der Betondruckzone die Prismenfestigkeit $\sigma_p = 0{,}75\ W_b$ zugrunde und nicht den bekannten

[15] Siehe auch *R. Saliger*-Wien: Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken. Beton und Eisen 1935, Heft 1, S. 12.

[16] S. Diskussionsbeitrag: *E. Friedrich.*

Zustand IIb mit dreieckförmiger Spannungsverteilung, sondern einen neuen Zustand IIc mit rechteckiger Spannungsverteilung (mit Rücksicht auf die plastische Verformbarkeit des Betons), so ergibt sich als Grenzwert

$$s'_g = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3\,(1+3k)}{3+k}} \tag{49}$$

wobei der Beiwert

$$k = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_p} \tag{50}$$

ist. Als Bewehrungsgrenze erhält man dann

$$\mu_G = s'_g \cdot \frac{\sigma_{b\,zul}}{\sigma_{e\,zul}}. \tag{51}$$

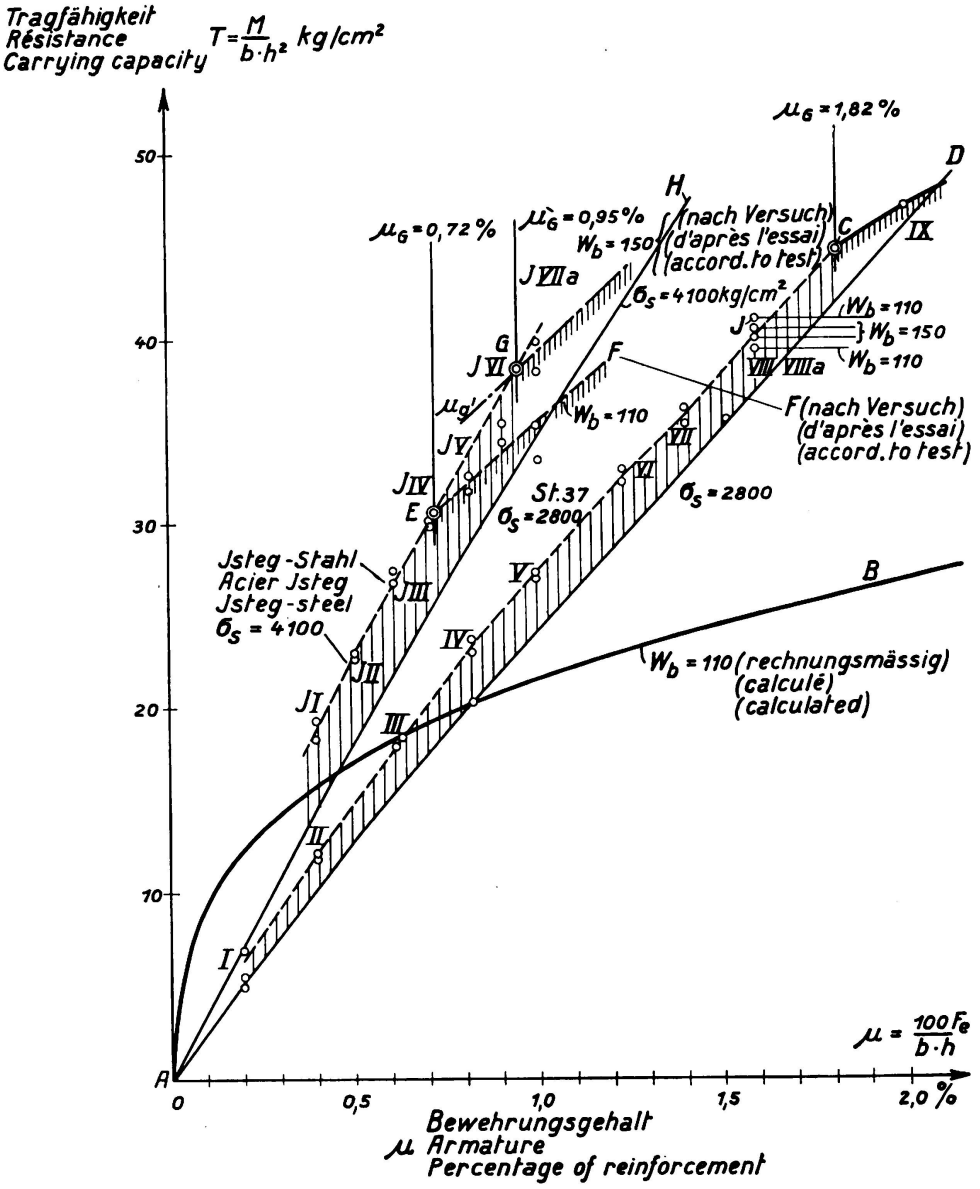


Fig. 14.

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

Der Vergleich mit den Ergebnissen von Balken rechteckigen Querschnittes (Dresdner Versuche 1936) ergibt eine befriedigende Übereinstimmung.

c) Für die Ausnutzung der Tragfähigkeit in dem zweiten Bereich, in dem die Würfelfestigkeit des Betons für den Bruch maßgebend ist, können erst nach Abschluß der im Gang befindlichen Dresdner Versuche mit Platten und Plattenbalken unter Verwendung von St. 37, St. 52 und anderen hochwertigen Stählen bestimmte Vorschläge gemacht werden, die an Stelle der bisher ausnahmsweise zulässigen Spannungserhöhung bei Rahmen und an den Balkenschrägen (volle Rechteckquerschnitte, § 29, Tafel IV und Ziffer 5, b, β und δ) treten können.

Diese Betrachtung führt zu dem Ergebnis, daß im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken an dem üblichen Berechnungsverfahren nichts geändert zu werden braucht, daß aber künftig dieser Bereich bis zu der zu berechnenden

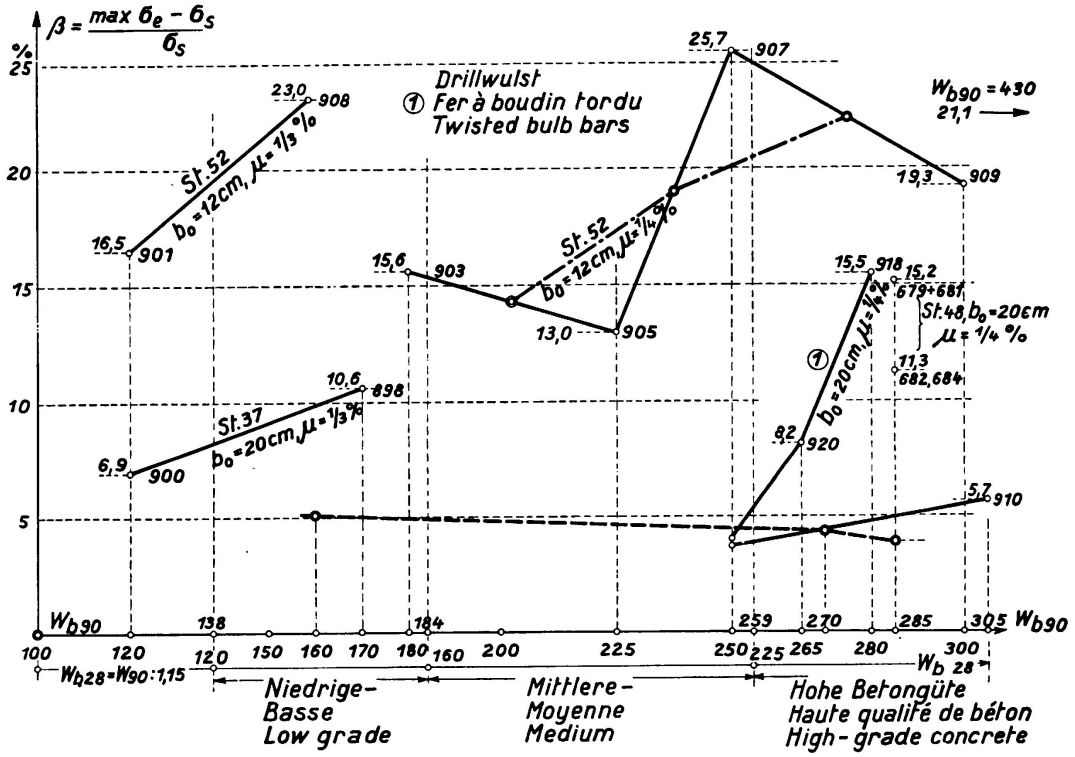


Fig. 15.

Die Abhängigkeit des Wertes der plastischen Verformbarkeit β von der Betongüte W_{b90}. (Dresdner Versuche 1936 mit Plattenbalken).

Bewehrungsgrenze μ_G, die durch die laufenden Versuche noch zu bestätigen ist, ausgedehnt werden darf, und daß im zweiten Bereich jenseits dieser Grenze die Betondruckspannungen zur Vermeidung von Druckeisen und Balkenschrägen nach einem neuen Verfahren berechnet werden können.

III. Gegen die Annahme der Streckgrenze σ_s als Grundlage für die Bruchsicherheit ($\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e\,zul}$; Gl. 7) bei schwach bewehrten Eisenbetonbauteilen wird der Einwand erhoben, daß sich infolge der *plastischen Verformbarkeit des* Betons bei vielen Bruchversuchen ein höherer rechnerischer Wert als die Streckgrenze, also

$$\max \sigma_e > \sigma_s$$

ergibt, daß also diese Sicherheits-Reserve noch nutzbringend ausgenutzt werden könnte.[17] In Fig. 15 wurden daher diese „Überschußwerte"

$$\beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_s}{\sigma_s} \tag{42}$$

in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit $W_{b\,90}$ aufgetragen, wie sie sich für Plattenbalken bei den neueren Dresdner Versuchen ergeben haben, bei denen dieser Beobachtung besondere Sorgfalt zugewendet wurde. Mit wachsender Betongüte kann hiernach wohl grundsätzlich auch ein Ansteigen dieses Wertes β festgestellt werden, der bei Plattenbalken zwischen 4 % und 26 % schwankt (im Falle der Fig. 14 war i. M. β = 12,5 %). Dagegen konnte eine Gesetzmäßigkeit nicht gefunden werden. *Es empfiehlt sich daher, auf die Ausnutzung dieser stark schwankenden Sicherheitsreserve zu verzichten und nach wie vor die Streckgrenze der Bruchsicherheit schwach bewehrter Eisenbetonbalken zu Grunde zu legen.*

IV. *Die Größe der Bruchsicherheit* nach den neuesten Dresdner Versuchen mit Plattenbalken ist in Übersicht IV zusammengestellt.

Übersicht IV.

Stahlart	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
σ_s	2610 bis 2935	3840 bis 4445	4035 bis 4425	4000 bis 4390
i. M.	2790 = rd. *2800*	3980 = rd. *4000*	4110 = rd. *4100*	*4200*
$\sigma_{e\,zul}$	*1200*	*1800*	*1800*	*1800*
$\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e\,zul}$	*2,33*	*2,22*	*2,28*	*2,33*

Die geforderte zweifache Mindest-Bruchsicherheit ist somit bei statischer Beanspruchung von St. 37 mit 1200 kg/cm² und diesen hochwertigen Betonstählen mit 1800 kg/cm² reichlich gewährleistet.

E. Die Anwendung des hochwertigen Stahles als Schwindbewehrung im Beton-Straßenbau.

Aus Stuttgarter Versuchen hat Professor *E. Mörsch* hergeleitet, daß durch das Einlegen einer Eisenbewehrung das Maß des Schwindens des Betons um etwa die Hälfte vermindert wird, woraus sich auch grundsätzlich die Berechtigung der Anwendung einer Schwindbewehrung für Betonstraßen ergibt. Wendet man den gleichen Eisenquerschnitt F_e als Schwindbewehrung an, so entsteht die Frage, ob hier wegen der Rißsicherheit St. 37 oder hochwertiger Baustahl, z. B. das bekannte Baustahlgewebe, auf Grund der Dresdner Versuche vorzuziehen ist.

[17] Vgl. *W. Gehler:* Internat. Verband für Materialprüfung, Kongreß Zürich, 1931, Referat: Festigkeit, Elastizität und Schwinden von Eisenbeton, S. 1079 bis 1087, wo diese Art der Plastizität des Betons im Vergleich zum Baustahl eingehend behandelt wurde. (Kongreßbuch, Zürich 1932, Verlag I.V.M.)

1. *Der Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von Baustahlgewebe* und Rundeisen St. 37 (Fig. 16) zeigt, daß bei dem Baustahlgewebe ein Fließen nicht festgestellt werden kann, während bei St. 37 die Streckgrenze deutlich ausgeprägt ist. Nach DIN 1602 ist daher die 0,2 %-Grenze für die bleibenden Dehnungen als Streckgrenze anzusehen, die, wie durch die Dresdner Versuche nachgewiesen wurde, mit der 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnungen praktisch zusammenfällt, so daß sich für das Baustahlgewebe $\sigma_s = 5940$ kg/cm² bei $\sigma_B = 7020$ kg/cm² und einer Bruchdehnung $\delta = 9{,}1$ % ergab.

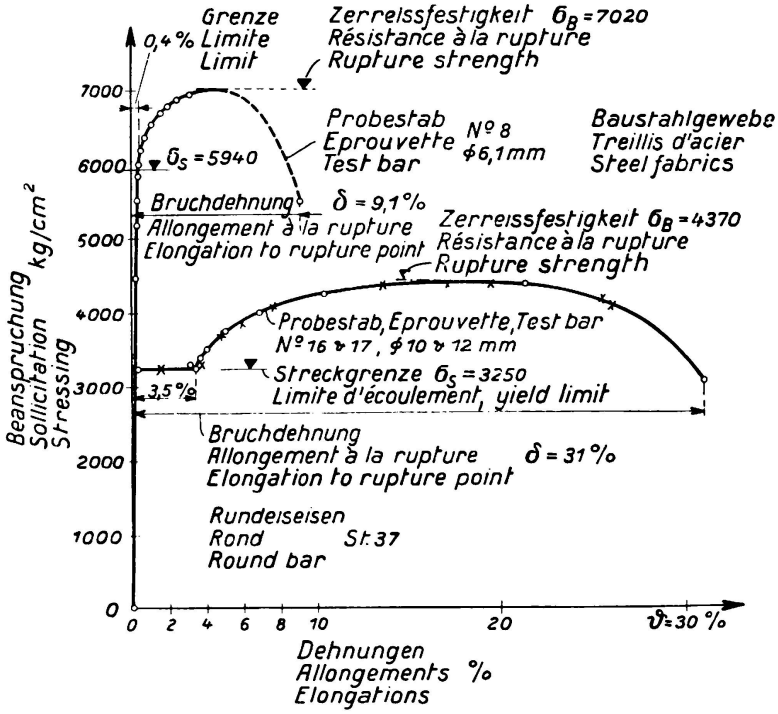


Fig. 16.

Spannungs-Dehnungslinien von Baustahlgewebe und Rundeisen St. 37.

2. Die Betonstraßendecke wird aber auch durch Formänderungen infolge der Verkehrslasten im Regelverkehr beansprucht. Auf Biegung beanspruchte Plattenstreifen mit Baustahlgewebe (Dresdner Versuche 1934) führten zur Unterscheidung von folgenden drei Bereichen (Fig. 17): *die ungerissene Platte (Rißbreite* $b_1 = 0$*), die Platte mit Haarrissen (Rißbreite* $b_2 < b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ *mm, vgl. Gl. 40) und die Platte mit feinen Rissen* ($\frac{1}{8}$ *mm* $< b_R < \frac{1}{4}$ *mm).*

1. Bereich: Ungerissene Platte. Bis zu einer Eisendehnung oder Betondehnung von $\varepsilon = 0{,}02$ %, also einer Eisenspannung von $\sigma = \varepsilon \cdot E = 420$ kg/cm² bleibt die Platte ohne Betonzugrisse. (Untere Rißgrenze auf Grund Dresdner Versuche mit unbewehrten Betonbalken $55 \cdot 15 \cdot 10$ cm³ und Baustahlgewebe-Platten).

2. Bereich: Die Platte mit Haarrissen. Für die nach Gl. 40 zulässige Rißbreite $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm berechnet sich bei einer Gesamtlänge der mittleren gerissenen

Strecke (der untersuchten Balken s. Fig. 18) von 950 mm und bei 11 Rissen die Summe der Rißbreiten an dieser Grenze zu:

$$11 \cdot \frac{1}{8}\,\text{mm} = 1{,}375\,\text{mm}$$

und die Eisen-Dehnung auf dieser Strecke zu:

$$\varepsilon_1 = 1{,}375\ \text{mm} : 950\ \text{mm} = 0{,}145\ \%.$$

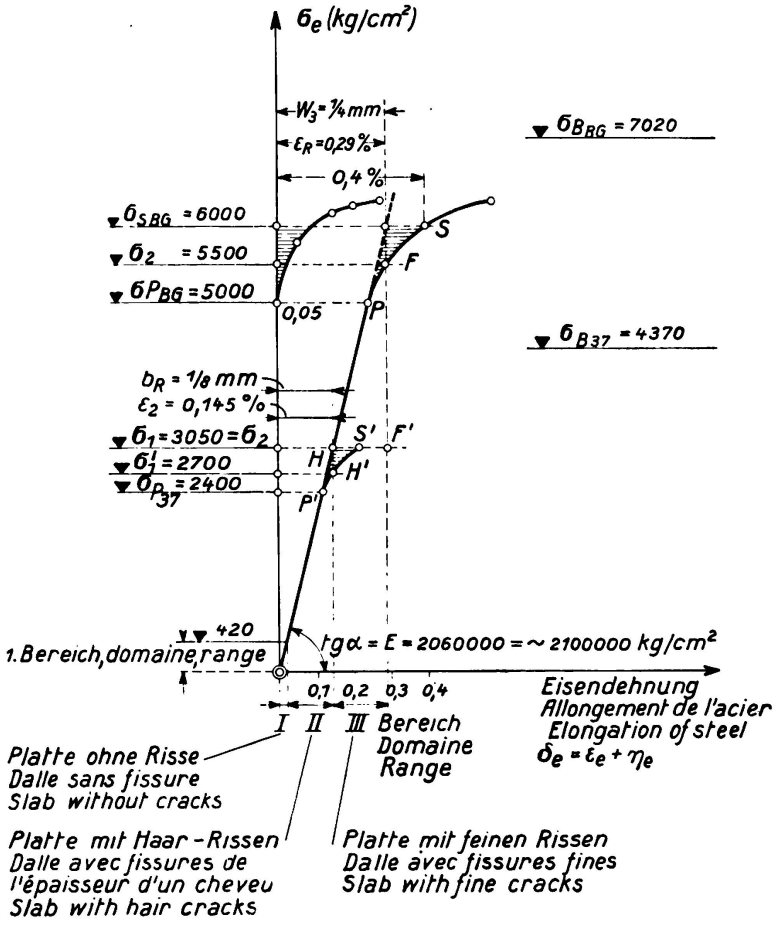


Fig. 17.

Die Spannungs-Dehnungslinien für St. 37 und für Baustahlgewebe und die Rißbreiten nach den Dresdner Versuchen.

Da in Fig. 17 OP'S' die gefundene Spannungs-Dehnungs-Linie für St. 37 und OPS die Linie für das Baustahlgewebe darstellt (vgl. auch Fig. 16), so erhält man für deren Schnittpunkt H' und H mit der Lotrechten im Abstande $\delta = \varepsilon_2 = 0{,}145\ \%$ von der Koordinatenachse die Spannungsordinaten $\sigma_2' = 2700\ \text{kg/cm}^2$ und $\sigma_2 = 3050\ \text{kg/cm}^2$.

Die obere Grenze der Haarrißbreite $b_R = \frac{1}{8}$ *mm wird somit bei Baustahlgewebe auf einer um 13 % höheren Laststufe erreicht, als bei St. 37.*

3. Bereich: Die Platte mit feinen Rissen. Als obere Grenze der Breite der „feinen Risse" möge das doppelte Maß von $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm, also $b_3 = \frac{1}{4}$ mm

angenommen werden. In diesem Bereich ist der Rostschutz nach den bisherigen Erfahrungen zwar nicht mehr völlig, aber doch in der Regel noch gewährleistet. Diese obere Grenze $b_3 = \frac{1}{4}$ mm wird bei der Eisendehnung $\varepsilon_3 = 2 \cdot \varepsilon_2 = 2 \cdot 0{,}145\,\% = 0{,}29\,\%$ erreicht. Zu dieser Abscisse gehören in Fig. 17 die Punkte F′ und F der beiden Linienzüge mit den Koordinaten $\sigma'_3 = \sigma_{s37} = 3070$ kg/cm² und $\sigma_3 = 5500$ kg/cm².

Die obere Grenze ($b_3 = \frac{1}{4}$ mm) der feinen Risse wird bei St. 37 bereits an der Streckgrenze $\sigma_s = 3000$ kg/cm² erreicht, dagegen bei dem Baustahlgewebe erst bei $\sigma_e = 5500$ kg/cm², also bei einer um 80 % höheren Laststufe. *Die Rostsicherheit, die von der Rißbreite b_R abhängt, ist daher bei Baustahlgewebe größer als bei St. 37 (unter der Annahme gleicher Eisenquerschnitte).*

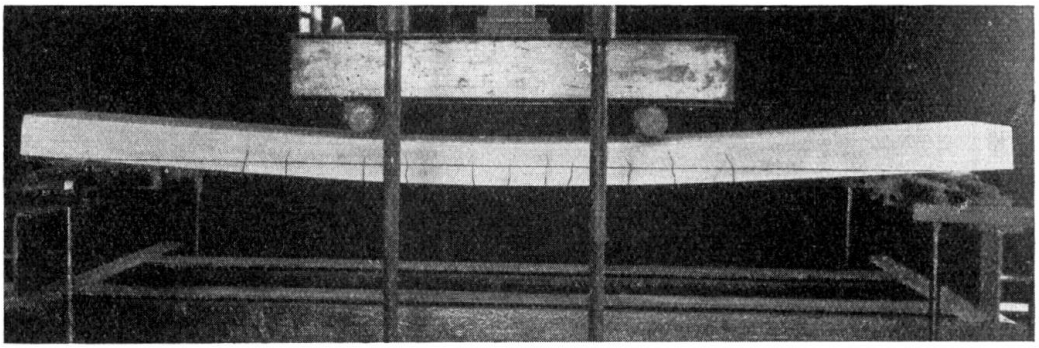


Fig. 18. Platte mit Baustahlgewebe bewehrt (Dresdner Versuche 1934).

F. Schwingungs-Beanspruchung von Eisenbetonbauteilen bei Verwendung hochwertiger Stähle.

Um aus den Ergebnissen von Dauerversuchen mit auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen unter Verwendung von Baustählen mit hoher Streckgrenze bestimmte Folgerungen hinsichtlich des Sicherheitsgrades zu ziehen, wird folgendes Verfahren vorgeschlagen:

1. Als sogenannte *Verkehrssicherheit* wird der Ausdruck

$$\nu = \frac{w_V}{w_k} \tag{43}$$

eingeführt. Hierin bedeutet w_V die bei dem Dauerversuch gefundene, größte Schwingungsweite, die gerade noch unendlich oft ertragen wird,[18] und w_R die größte, denkbare Schwingungsweite, die der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Bezeichnet σ_o die obere und σ_u die untere Spannungsgrenze beim Schwingungsversuch (in den Normen DIN 4001 Oberspannung und Unterspannung genannt), so ist

$$w_V = \sigma_o - \sigma_u. \tag{44}$$

Da nach der statischen Berechnung unter Berücksichtigung der Stoßzahl die zulässige Spannung nicht überschritten werden soll, bildet diese die obere

[18] Nach den umfangreichen Dauerversuchen mit Baustählen darf in dem hier vorliegenden Bereich angenommen werden, daß die Schwingungsweite von der statischen Vorspannung (Mittelspannung) nahezu unabhängig ist.

Spannungsgrenze und die Beanspruchung durch die ständige Last allein die untere Spannungsgrenze in der statischen Berechnung, so daß

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g \tag{45}$$

ist.

2. Zur *Ermittelung der Schwingungsweite bei der statischen Berechnung* wird ein bestimmter, möglichst ungünstiger Fall zu Grunde gelegt, der durch folgende beiden Annahmen gekennzeichnet ist:

a) $\sigma_p : \sigma_g = 2 : 1$.

b) Als Stoßzahl möge der nach DIN 1075 größte, in Betracht kommende Wert $\varphi = 1{,}4$ angenommen werden. Dann ist in diesem Grenzfall

$$\sigma_{zul} = \sigma_g + \varphi \cdot \sigma_p = \sigma_g + 1{,}4\ (2 \cdot \sigma_g) = 3{,}8\ \sigma_g \tag{46}$$

und

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g = \sigma_{zul} \left(1 - \frac{1}{3{,}8}\right) = 0{,}737\ \sigma_{zul}. \tag{47}$$

Dann lautet nach Gl. 44 und 47 der Ausdruck der Verkehrssicherheit (Gl. 43):

$$\nu = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_{zul} - \sigma_g} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{0{,}737\ \sigma_{zul}}. \tag{48}$$

3. Als erforderlicher Verkehrssicherheitsgrad wird $\nu = 2$ vorgeschlagen. Dies bedeutet, daß im Falle des Dauerbruches die Schwingungsweite doppelt so groß ist, wie die Schwingungsweite, die nach der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Ein Vergleich mit den in den Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (B.E.) der Reichsbahn, 1934, niedergelegten Vorschriften (γ-Verfahren) führt zu dem Ergebnis, daß diese Wahl des Sicherheitsgrades eine größere Sicherheit gewährleistet, als für stählerne Eisenbahnbrücken gefordert wird (besonders mit Rücksicht auf den ungünstigen Einfluß der Nietverbindungen und der Schweißverbindungen).

4. Nach diesem Verfahren sind die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche mit Isteg-Stahl in Übersicht V zusammengestellt, in der die Grundwerte der Versuchsplatten zu entnehmen und die Werte w_V, w_R und ν nach Gl. 44, 47 und 48 berechnet sind (Fig. 19).

Ergebnis: Der hochwertige Baustahl St. 60 in Verbindung mit gewöhnlichem Beton mit $W_{b28} = 120$ kg/cm² ergibt einen Sicherheitsgrad $\nu = 2{,}05$ im Vergleich zu $\nu = 2{,}9$ bei Verwendung von St. 37. Der Sicherheitsgrad der beiden Platten mit Isteg-Stahl liegt mit $\nu = 2{,}5$ und 2,2 zwischen diesen beiden Werten. Durch Verwendung von hochwertigem Beton mit $W_{b28} = 225$ kg/cm² wird hier der Sicherheitsgrad gegenüber gewöhnlichem Beton von 2,2 auf 2,5 erhöht.

5. Die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche 1934 mit Baustahlgewebe-Platten wurden nach dem gleichen Verfahren ausgewertet (Reihe a′ bis d′).

Ergebnis: Die Platte mit St. 37 und gewöhnlichem Beton ergab hier einen etwas kleineren Sicherheitsgrad, nämlich $\nu = 2{,}57$. Die beiden Baustahlgewebe-Platten der Reihe b′ und e′, die mit der außergewöhnlich großen Eisenspannung $\sigma_e = 2620$ kg/cm² bzw. 2400 kg/cm² bemessen waren, weisen einen zu kleinen Sicherheitsgrad auf, nämlich die Werte $\nu = 1{,}23$ und 1,29, also wesentlich

weniger als $\nu = 2$. Dagegen hat die Baustahlgewebe-Platte der Reihe d', die mit $\sigma_e = 1950$ kg/cm² bemessen wurde und bei der hochwertiger Beton mit $W_{b28} = 225$ kg/cm² verwendet wurde, den Sicherheitsgrad $\nu = 1{,}88$. Unter der Annahme eines ungefähr linearen Verlaufes der Gesetzmäßigkeit ist dann bei der Bemessung mit $\sigma_e = 1800$ kg/cm² und bei $W_{b28} = 225$ kg/cm² der Sicherheitsgrad $\nu = 1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03$ zu erwarten.

6. Mit dieser Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche ist der Beweis erbracht, *daß die zulässige Stahlspannung bei Platten mit* $\sigma_e = 1800$ *kg/cm² auch bei bewegten Lasten zutreffend gewählt ist* unter der Voraussetzung, daß die Mindest-Würfelfestigkeit $W_{b28} = 225$ kg/cm² gewährleistet wird. Mit dieser Forderung hinsichtlich der Betongüte ist auch nach den bisherigen Erfahrungen ein hinreichender Riß-Sicherheitsgrad anzunehmen.

Da bezüglich der Balken für bewegliche Lasten entsprechende Versuche noch nicht vorliegen, wird vorgeschlagen, die Beanspruchung für Balken nach wie vor bei $\sigma_e = 1500$ kg/cm² zu belassen.

Übersicht V.

Bewehrungs- und Betonart	Versuchsreihe	Plattendicke d (cm)	Bemessungs-Grundlagen $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$	Betongüte $W_{b\,28}$ Soll	Betongüte $W_{b\,28}$ Ist	Baustahlart σ_S	Baustahlart max σ_e	Plastizitäts-Faktor $\beta' = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_S}$	w_V	w_R	Verkehrssicherheit $\nu = \frac{w_V}{w_R} = \operatorname{tg}\alpha$
Isteg + hochw. Beton	d	11,5	64/1850	*200*	*260*	4500	5800	1,29	3440	1365	2,52
Isteg + Beton	c	14,2	47/1750	120	118	4500	5600	1,24	2840	1290	2,20
St. 60 + Beton	b	13,7	47/1750	120	123	4300	4920	1,14	2640	1290	2,05
St. 37 + Beton	a	14,1	40/1200	120	123	2950	3440	1,16	2570	884	2,91
Baustahl-Gewebe + hochw. Beton	d'	13,8	64/*1950*	*210*	*239*	5900	7120	1,21	2700	1435	1,88 [19]
desgl. + Beton	b'	17,4	41/*2620*	160	219	5800	8160	1,41	2360	1920	1,23
desgl. + Beton	e'	10,8	52/*2400*	180	195	6150	7740	1,26	2280	1770	1,29
St. 37 + Beton	a'	14,0	39/1150	130	115	2400	3200	1,33	2180	847	2,57

[19] $1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03$.

G. Die zulässigen Spannungen von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1. Die in Übersicht VI angegebenen zulässigen Spannungen wurden am 14. Januar 1935 vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton auf Grund der hier erörterten Ergebnisse der Dresdner Versuche festgelegt und sodann von den maßgebenden Behörden amtlich vorgeschrieben. Nach den seitdem gewonnenen Versuchs-Erkenntnissen und den vorliegenden Darlegungen sei noch hinzugefügt:

a) Auf Grund der Stuttgarter Plattenversuche mit hochwertigem Baustahl ist es berechtigt, bei St. 52 und den entsprechenden Sonderstählen

Übersicht VI.

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 [20]	Mindest-bruch-dehnung	Mindest-würfel-festigkeit des Betons	$\sigma_{e\,z\,l}$ bei Platten	$\sigma_{e\,z\,l}$ 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 [22]
2	St. 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	Bei vorwiegend ruhenden Lasten und nur bei Hochbauten ohne Witterungseinflüsse
3	Sonder-stahl [21]	3600	14 [25]	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	
4	Sonder-stahl [21]	5000	14 [26]	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	

[20] *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.

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

[22] Entspricht des bisher bestehenden Bestimmungen.

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

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

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

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

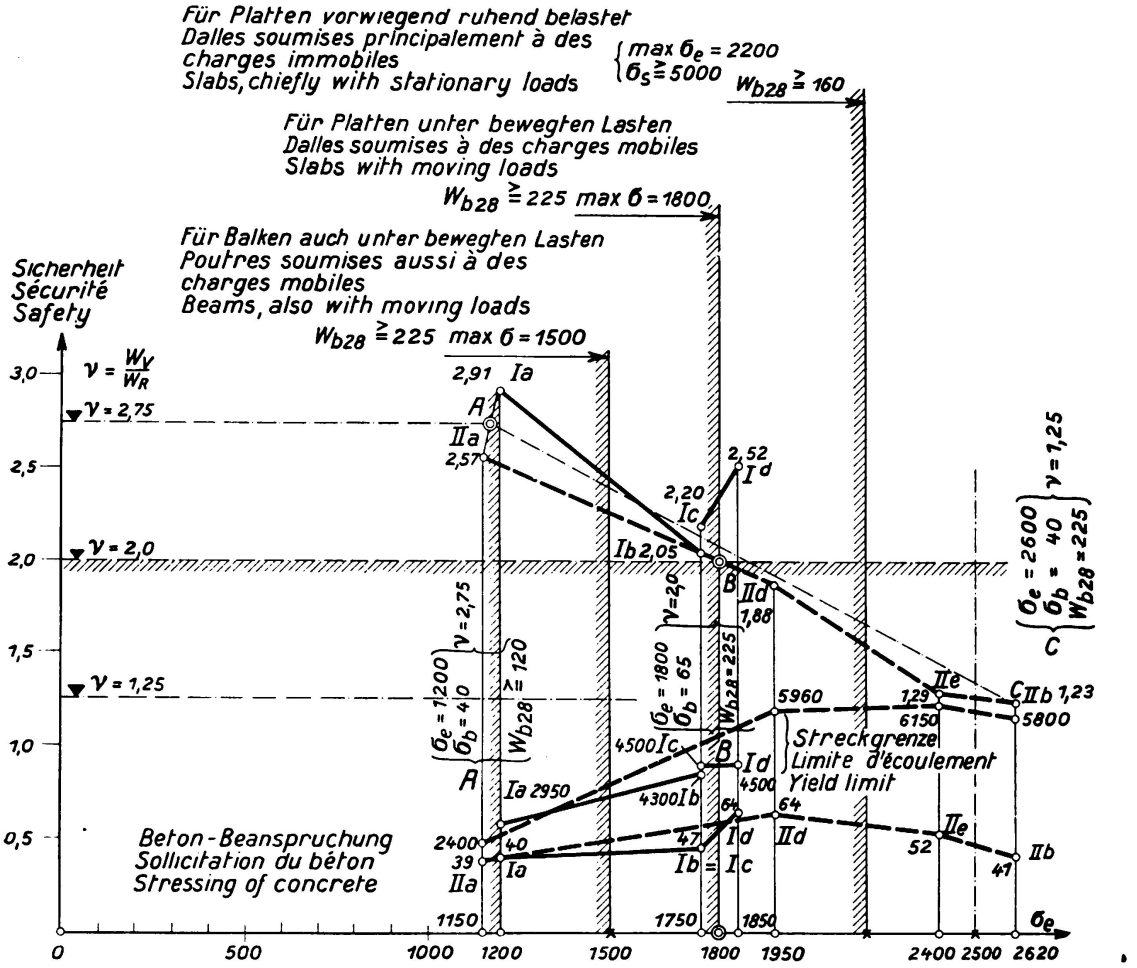


Fig. 19.

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

und bei $W_{b\,28} \geqq 225$ kg/cm² für *Platten (2. Zeile, 6. Spalte) den Wert* $\sigma_{e\,zul} = 1500$ *kg/cm² auf 1800 kg/cm² und zwar auch bei bewegten Lasten zu erhöhen.*

b) *Die einschränkende Bestimmung der Fußnoten 23 und 24* mit dem festen Grenzwert $F_e = 3{,}14$ cm² sollte auf Grund unserer Gl. 28 und 40 durch eine tiefer begründete Vorschrift ersetzt werden, was aber erst auf Grund weiterer Versuche möglich ist.

2. Die kritische Betrachtung der Bruchsicherheit von Eisenbetonbalken (s. unter D, II und Fig. 13 und 14) führte zu folgenden Ergebnissen:

a) Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken, bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden.

b) *Sobald die Bewehrungsgrenze* μ_G, *die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche für St. 37 und hochwertigen Stahl festgelegt ist, kann dieser erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden.*

c) Jenseits dieser Grenze, also *im zweiten Bereich*, in dem die Beton-Druckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist (seltener Fall), kann ein *neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung* zugrunde gelegt werden. *Die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen wird dann möglichst vermieden* und damit eine *Verbesserung der baulichen Gestaltung* erzielt.

Unsere Versuche mit hochwertigen Stählen im Eisenbetonbau führten somit zu der Erkenntnis, daß *unter Wahrung der Riß- und Bruchsicherheit eine beträchtliche Steigerung der zulässigen Beanspruchung, also der Ausnutzung der Baustoffe berechtigt ist* (s. Übersicht VI), ferner zu *einer kritischen Prüfung der Sicherheit* und endlich zur Anregung der *Ergänzung unseres üblichen Rechnungsverfahrens, um die bauliche Durchbildung zu verbessern.* Durch diesen *Ausbau auf versuchsmäßiger Grundlage* kann eine bisher vorhandene Lücke unseres Wissens über den Eisenbeton geschlossen werden.

Zusammenfassung.

Die Frage der Verwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbetonbau wurde hauptsächlich erst durch die neueren Dresdner Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu einem gewissen Abschluß gebracht. Die Rißbreiten wurden in 23-facher Vergrößerung photographisch aufgenommen und die Rißtiefen genau gemessen.

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 (Pilzdecken-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. Je kleiner aber der *Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Rippenbreite ist, umso größer ist die Rißsicherheit und umso kleiner die *Rißtiefe*. Da andererseits die *Rißbreite* mit der Rippenbreite wächst, wird der Verbreiterung der Rippe durch die Festlegung einer zulässigen Rißbreite bei der Gebrauchslast (z. B. von $^1/_8$ mm) eine Grenze gezogen. Diese rein statistischen Feststellungen führen zu der *physikalischen Vorstellung*, daß beim Auftreten des Risses der gerissene Querschnittsteil (Rißtiefe t · Rippenbreite b_o) 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. Erhöhte Rißsicherheit darf bei I- und kastenförmigen Querschnitten erwartet werden. *Vorwiegend ruhend beanspruchte Plattenbalken mit St. 52* bieten bei 1800 kg/cm² zulässiger Eisenspannung die gleiche Rißsicherheit wie bei St. 37 mit 1200 kg/cm².

Die gefundenen *Bruchlasten* führten am 14. I. 1935 zur Aufstellung einer *Tafel für die zulässigen Spannungen bei Stahl mit hoher Streckgrenze* durch den

Deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Übersicht VI) und zu folgenden weiteren Ergebnissen. *Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken,* bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden. Sobald die Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche festgelegt ist, kann der erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden. *Im zweiten Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist* (seltener Fall), kann ein neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung eingeführt werden, um die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen möglichst zu vermeiden und damit die bauliche Gestaltung zu verbessern.

Für *bewegte Lasten* ergab die Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche, daß für St. 52 bei Platten als Eisenspannung 1800 kg/cm² zulässig ist bei einer Mindestwürfelfestigkeit von 225 kg/cm². Bei Plattenbalken wird hierfür nach wie vor 1500 kg/cm² empfohlen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 3

Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau.

Aciers à haute résistance dans le béton armé.

High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. R. Saliger,
Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

A. Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung.

Aus den zahlreichen Versuchen an Säulen mit Längsbewehrung und Bügeln[1] wissen wir, daß die Ausnützung der Stauchgrenze der Längsbewehrung in der Regel nicht möglich ist. Die Stauchgrenze wird nur bei umschnürten Betonsäulen erreicht. Der Grund für diese Tatsache liegt darin, daß die Bruchstauchung des Betons nicht jene Stauchung erreicht, die in der Stauchspannung der Bewehrungsstäbe vorhanden ist. Die Zerstörung des Betons erfolgt daher früher und die Längsstäbe knicken aus. Bei diesen Säulen ist die Spannung der Längsbewehrung durch das Verhältnis von $E_e : E_b$ gegeben und es bildet keinen wesentlichen Unterschied, ob die Längsbewehrung aus Weicheisen oder höherwertigem Stahl besteht. *Die Anwendung höherwertigen Stahls ist daher im allgemeinen nur bei umschnürten Betonsäulen gerechtfertigt,* die größerer Stauchung fähig sind.

a) Versuche an umschnürten Betonsäulen mit hochwertigen Stahleinlagen.

Die Arbeiten umfassen, abgesehen von den Untersuchungen an betonumschnürten Gußeisensäulen, mehrere Versuchsreihen, die von 1929 bis 1933 ausgeführt worden sind und über die andernorts berichtet worden ist.[2]

Die erste Reihe betrifft fünf verschiedene Säulenbauarten in je zwei gleichen Ausführungen, zusammen zehn Säulen von 1,2 m Länge, Querschnitt 16eckig mit 34 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 700 bis 740 cm², Prismenfestigkeit des Betons 227 kg/cm², Längsbewehrung aus hochwertigem Rundstahl von durchschnittlich 7,35 t/cm² Streckspannung, Bewehrungsanteil 4,3 bis 8,8 %, Umschnürung bei acht Säulen aus Stahl mit einer Streckgrenze von 5,2 t/cm² in Umschnürungsanteilen von 0,5 bis 2,0 %, bei zwei Säulen aus Eisen mit $\sigma_s = 2{,}6$ t/cm² und dem Umschnürungsanteil von 2,1 %.

[1] *Bach:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V.D.I., Hefte 29 und 166, *Saliger:* Zeitschrift für Betonbau 1915, Hefte 2 bis 4, *Commissio du Ciment arme*, Paris 1907, *Emperger:* Versuche an Säulen aus Eisenbeton 1908. *Spitzer:* Heft 3 des österr. Eisenbetonausschusses 1912, *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, *Deutscher Ausschuß* für Eisenbeton, Hefte 5, 10, 14, 21, 28 und 34, *Probst:* Vorlesungen über Eisenbeton, 1. Band, Berlin 1917.

[2] Beton und Eisen 1930, Hefte 1 und 17, Bauingenieur 1931, Hefte 15 und 16, Österr. Eisenbetonausschuß Heft 13, Bericht auf dem Internat. Kongreß für Beton und Eisenbeton in Lüttich 1930 u. a.

Die zweite Reihe umfaßt sechs verschiedene Säulenbauarten in je zwei Gleichstücken von 1,2 m Länge, Querschnitt achteckig mit 35 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 760 cm², Prismenfestigkeit 204 kg/cm², Rundstahllängsbewehrung 3,8 bis 11,2 %, Streckgrenze 7,7 t/cm². In sechs Säulen war die Längsbewehrung in der Mitte gestoßen und geschweißt. Die Umschnürung bestand aus Bandeisen mit einer Streckspannung von 2,9 t/cm², der Umschnürungsanteil war bei allen Säulen 1,1 %.

Die dritte Versuchsreihe betraf sechzehn Säulen von 3,0 m Länge. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 116 kg/cm². Die Längsbewehrung bestand bei vierzehn Säulen aus Rundstahl mit einer Streckgrenze von 4,25 t/cm², bei zwei Säulen mit einer Streckgrenze von 2,77 t/cm². Der Längsbewehrungsanteil betrug 3,8 bis 14,8 %. Die Umschnürung bestand bei sechs Säulen aus Rundstahl mit 5,2 t/cm² Streckgrenze, bei zehn Säulen aus Stahl $\sigma_s = 2{,}5$ t/cm². Der Umschnürungsanteil lag zwischen 0,5 und 2,2 %.

Weitere Versuche umfaßten zehn Säulen von je 3 m Länge, deren Bewehrung aus fertigen Walzprofilsäulen mit einer Streckgrenze von 2,67 t/cm² und einem Bewehrungsanteil von 3,7 bis 11,9 % bestand (betonumschnürte Stahlsäulen). Der Kernquerschnitt betrug bei acht Säulen 680 bzw. 952 cm², bei zwei Säulen mit quadratischem Außenquerschnitt 490 cm². Die Betonfestigkeit betrug 146 kg/cm². Die Umschnürungseisen hatten eine Streckspannung von 2,5 bis 2,9 t/cm² und der Umschnürungsanteil betrug 0,6 bis 1,3 %.

Die fünfte Versuchsreihe behandelte sechs Säulen von 1,5 m Länge und vierzehn Säulen von 3 m Länge, 34 cm Schaftdicke und rund 760 cm² Kernfläche. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 211 kg/cm². Die Längsbewehrung aus Rundstahl hatte bei vier Säulen eine Streckgrenze von $\sigma_s = 2{,}4$, bei sechzehn Säulen $\sigma_s = 6{,}16$ bis 6,92 t/cm² mit Bewehrungsanteilen von 4,6 bis 11,0 %. Die Umschnürung bestand aus Stahl mit $\sigma_s = 2{,}0$ bis 2,3 t/cm² in der Stärke von 0,5 bis 2,1 %.

b) Folgerungen aus den Versuchen und aus theoretischen Überlegungen.

1. *Geltungsbereich.*

Die Längsbewehrung in den genannten Versuchen bestand aus Stahl mit Streckgrenzen von 2,2 bis 7,7 t/cm², mit Bewehrungsanteilen von 4 bis 14 %. Für die Umschnürung diente Stahl von 2,0 bis 5,2 t/cm² mit Anteilen von 0,5 bis rund 2 %. Die Versuche umfassen sonach den ganzen Bereich der Bewehrungsanteile und Bewehrungsgüten, der in der Praxis in Betracht kommt.

2. *Ausnützung der Längseinlagen.*

Die Bruchstauchung der umschnürten Eisenbetonsäulen übertrifft in der Regel die Zusammendrückbarkeit des nicht bewehrten Betons erheblich. Sie ist bei genügend starker Umwehrung so groß, daß die Stauchgrenze der Längseinlagen erreicht oder die begriffmäßige Streckgrenze sogar überschritten wird. Nennenswerte Unterschiede zwischen der Stauchgrenze beim Druckversuch und der Streckgrenze beim Zugversuch des Stahls haben sich nicht gezeigt. Bei den umschnürten Säulen besteht die Möglichkeit der vollen Ausnützung von Längseinlagen aus hochwertigem Stahl. Das Verhalten der betonumschnürten Stahlsäulen ist das gleiche wie das einer schlaffen Längsbewehrung. Knickung der

Einzelstäbe oder der einbetonierten Stahlsäule kommt bei sachgemäßer Bauart nicht in Betracht. Bei großer Schlankheit kann für die Säule als Ganzes Knickgefahr bestehen.

3. *Notwendige Stärke der Umschnürung.*

Die Stauchgrenze der Längsbewehrung konnte bei allen jenen Säulen vollständig ausgenützt werden, deren Umschnürungsstärke $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}05\ F_e \cdot \sigma_{stauch}$ und wenn $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}1\ F_k \cdot \sigma_p$ oder

$$\mu_u \geqq 0{,}05\ \mu \cdot \frac{\sigma_{stauch}}{\sigma_{u\,streck}} \quad \text{und} \quad \mu_u = 0{,}1\ \frac{\sigma_p}{\sigma_{u\,streck}}\ ^{3}.$$

Hierin bedeutet σ_p die Prismenfestigkeit des Betons.

Sinkt die Umschnürungsstärke (ausgedrückt durch $F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$) unter einen bestimmten Wert, so kann die Stauchgrenze der Längsstäbe nicht sicher erreicht werden. Ist die Umschnürungsstärke wesentlich größer, so ist der Säulenbeton höherer Stauchung fähig und damit erlangen die Längsstäbe Pressungen, die die begriffmäßige Stauchgrenze überschreiten können. Unter sonst gleichen Umständen ist die Umschnürung mit hochliegender Streckgrenze wirksamer als solche aus weichem Eisen.

4. *Wirkung der Umschnürung.*

Die Umschnürung hat eine zweifache Aufgabe: Die Vermehrung der Festigkeit des Betons durch eine kreisrunde Umschnürung ist $N_u = a \cdot F_u \sigma_{u\,streck}$. Hätte der Beton keine Eigenfestigkeit und zeigte er das Verhalten einer Flüssigkeit, so wäre $N_u = \frac{1}{2} F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$, also $a = \frac{1}{2}$. Für Beton ergibt sich aus Versuch und Theorie, wenn m die Poisson-Zahl bedeutet, $a = \frac{m}{2} = 1{,}5$ bis 4, wobei der kleinere Wert für hohe Pressungen in hochwertigem Beton und der größere Wert bei niedrigen Pressungen in geringwertigem Beton gilt. Je höherwertiger der Beton ist, desto geringer wird der die Umschnürungswirkung ausdrückende Beiwert a. Im Mittel kann mit $a = 2$—3 gerechnet werden. Die Wirkung der Umschnürung wächst mit der Streckgrenze $\sigma_{u\,streck}$ der Umschnürung. Die genannte erste Aufgabe der Umschnürung beruht also auf einer Vermehrung der Druckfestigkeit des Betons um $\Delta\sigma_p = \frac{N_u}{F_k} = 2{,}5\,\mu_u \sigma_{u\,streck}$ i. M. Die zweite Aufgabe der Umschnürung ist die Sicherstellung genügend großer Formänderungen des Betons, die Erreichung der Stauchgrenze der Längsbewehrung, die gemeinsame Wirkung der beiden Stoffe überhaupt und schließlich die Verhinderung des Ausknickens der Längsstäbe. Bei Pressungen bis zur Eigenfestigkeit des Betons ist die Beanspruchung der Umschnürung gering, bei größern Stauchungen steigt die Spannung der Umwehrung rasch an bis zur Streckgrenze und allenfalls bis zum Zerreißen.

---

[3] Die Auffassung, daß eine wesentlich stärkere Umschnürung, etwa 2 bis 3 %, notwendig sei, um die vollständige Ausnützung der Prismenfestigkeit und der Stauchgrenze der Längsbewehrung sicherzustellen, ist durch die Versuche nicht gedeckt; siehe *Freudental:* Verbundstützen für hohe Lasten, Berlin 1933.

5. *Rißbildung.*

Bis zur Rißbildung in der Schale wirkt die gesamte Querschnittfläche des Betons (Kern- und Deckschicht) und der Längsstäbe in der gleichen Weise wie bei einer gewöhnlichen längsbewehrten Eisenbetonsäule im Verhältnis der Dehnmaße $E_c : E_b$ ohne nennenswerte Beeinflussung durch die Umschnürung. Die Längsrisse treten bei Betonpressungen auf, die ungefähr der Prismenfestigkeit gleich sind. Die Querdehnung ε_q des Betons und somit auch der Schale beträgt etwa $\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m}$. Nimmt man die Dehnfähigkeit des Betons $\varepsilon_q = (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4}$ und $m = 7$ an, so ergibt sich $\varepsilon = 7 \cdot (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4} \approx (1 \text{ bis } 1{,}5) \cdot 10^{-3}$, das heißt das Aufreißen der Schale ist bei einer Säulenverkürzung von 1 bis 1,5 mm/m zu erwarten. Für mindern Beton wird ε_q kleiner und m größer und umgekehrt für hochwertigen Beton, sodaß die angegebene Säulenstauchung als Durchschnittswert gelten kann. Einer Verkürzung von 1 bis 1,5 mm/m entspricht eine Längsspannung im Säulenbeton in der Größenordnung von 100 bis 250 kg/cm², das ist die Prismenfestigkeit des Betons. Nach Überschreiten der Prismenfestigkeit des Betons beginnt das Abfallen der Schale. Die Rißlast kann ausgedrückt werden durch:

$$N_{Riß} = (F_b + n \cdot F_e)\, \sigma_p .$$

Die Sicherheit gegen die Rißbildung ist also:

$$s_R = \frac{N_{Riß}}{N_{zul}}.$$

Bei Steigerung der Last über N_{Riss} fällt die Schale ab.

6. *Grenzfall.*

Umschnürte Säulen, deren Tragkraft als gewöhnliche längsbewehrte Betonsäulen (mit Einbeziehung der außerhalb des Kerns liegenden Betonschale) größer ist als jene des umschnürten Betons (ohne Berücksichtigung der Betonschale), gehen mit der Rißbildung und dem Ablösen der Schale zu Bruch. Die Rißlast ist in diesem Fall die Höchstlast. Je stärker die Umschnürung und je geringer der Anteil des Schalenquerschnittes am Gesamtquerschnitt ist, desto höher liegt die Bruchlast über der Rißlast.

7. *Bruchlast und zulässige Baulast.*

In allen Fällen, in denen die Bedingungen unter Punkt 3 erfüllt sind, ist die Tragkraft der Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung durch die Summe der Widerstände gegeben, die von der Prismenfestigkeit des Betonkerns, dem Widerstand der Längsbewehrung (ohne Knickabminderung) und vom Zugwiderstand (der Streckgrenze) der Umschnürung gebildet wird.

$$N_{Bruch} = F_k\, \sigma_p + F_e\, \sigma_{e\ stauch} + 2{,}5\, F_u \cdot \sigma_{u\ streck} \qquad (1)$$

bei s-facher Sicherheit ist

$$N_{zul} = \frac{N_{Bruch}}{s}.$$

Bei im wesentlichen ruhiger Belastung ist der Sicherheitsgrad $s \cong 2{,}5$ vollkommen ausreichend. Nach der Erfahrung ist bei guter Ausführung ein Mindestwert der Betonfestigkeit im Bauwerk $\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\sigma_{p\ mittel}$ zu erwarten.

Damit ergibt sich:

$$N_{zul} = \frac{F_k\,\sigma_{p\ mittel}}{3{,}5} + \frac{F_e\,\sigma_{e\ stauch}}{2{,}5} + F_u\,\sigma_{u\ streck} \tag{2}$$

Diese Beziehung kann *ohne Festsetzung zulässiger Beanspruchungen* zur Berechnung der zulässigen Baulast oder nach entsprechender Umformung zur Bestimmung der Abmessungen auf Grund der Stoffgüten und des Sicherheitsgrades verwendet werden. Will man in der bisher üblichen Weise mit zulässigen Beanspruchungen arbeiten, so gelangt man zur Formel:

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + F_e \cdot \sigma_{e\,zul} + 2{,}5\,F_u \cdot \sigma_{u\,zul} \tag{2a}$$

Setzt man $\frac{\sigma_{e\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n$ und $\frac{\sigma_{u\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n_u$, so erhält man

$$\left.\begin{aligned} N_{zul} &= (F_k + n\,F_e + 2{,}5\,n_u\,F_u)\ \sigma_{b\,zul} \\ &= (1 + n\ \mu + 2{,}5\,n_u\,\mu_u)\ F_k\,\sigma_{b\,zul} \end{aligned}\right\} \tag{2b}$$

8. *Anteile des Betons und der Stahlbewehrung an der Tragkraft.*

Der Anteil des Stahls an der Tragkraft ist innerhalb des durch Versuche gedeckten Bereichs umso größer, je stärker die Längsbewehrung und Umschnürung und je höherwertiger der Stahl ist. Beispielsweise ergeben sich für $\sigma_{e\,stauch} = 6000$, $\sigma_{u\,streck} = 4000$ und $\sigma_p = 200$ kg/cm², $n = 30$ und $n_u = 20$ und bei der Annahme $\mu_u = \frac{\mu}{6}$ die in der Zahlentafel zusammengestellten Werte. σ_b bedeutet hierin den durch die Umschnürung hervorgerufenen, gegenüber der Prismenfestigkeit vermehrten Druckwiderstand des Betons. Die Rißlast ist mit $F_b = 1{,}4\,F_k$ berechnet, die Rißsicherheit s_R bei $s = 2{,}5$ facher Bruchsicherheit.

Aus der Tafel ist folgendes zu erkennen: Unter den getroffenen Annahmen steigt bei 12 % Längebewehrung und 2 % Umschnürung die mittlere Bruchpressung (bezogen auf die Kernfläche) auf $\sigma = 5{,}6\,\sigma_p$. Bei einer Prismenfestigkeit von $\sigma_p = 200$ kg ergibt dies eine mittlere Bruchpressung von $\sigma = 5{,}6 \cdot 200 = 1120$ kg/cm², das ist mehr als die Tragkraft einer Flußeisensäule mit dem gleichen umschriebenen Querschnitt bei mittleren Schlankheitsverhältnissen. Der Anteil des Betondruckwiderstandes sinkt mit zunehmender Bewehrung, während der Anteil des von den Stahleinlagen aufgenommenen Druckwiderstandes steigt, in der vorliegenden Zahlentafel bis 82 %. Solche Säulen wirken fast wie reine Stahlsäulen, obwohl der Beton eine unbedingte Notwendigkeit ist.

c) *Anwendung höherwertiger Stähle in Druckgliedern und Säulen.*

Die Verwendung hochwertiger Stähle in Säulen, Bogen und andern Druckgliedern schafft erweiterte Möglichkeiten in der Querschnittbemessung. Hinsichtlich der erforderlichen äußern Abmessungen kann der Wettbewerb mit dem reinen Stahlbau umso leichter aufgenommen werden, je höherwertiger die Bewehrung ist. Die Verbindung mit hochwertigem Beton erweist sich fast immer

$\mu = \frac{F_e}{F_k} =$	0,03	0,06	0,12
$\frac{N_b}{F_k\ \sigma_p} =$	1	1	1
$\frac{N_e}{F_k\ \sigma_p} =$	0,9	1,8	3,6
$\frac{N_u}{F_k\ \sigma_p} =$	0,25	0.5	1,0
$\frac{N_{Bruch}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,15	3.3	5,6
$\frac{\sigma_b}{\sigma_p} =$	1,25	1.5	2,0
Anteil des Betons " der Längseisen } Bewehrung " " Umschnürung }	47 42 } 53 11 }	30 55 } 70 15 }	18 % 64 } 82 % 18 }
$\frac{N_{Riss}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,03	2,65	3,90
$\frac{N_{Riss}}{N_{Bruch}} =$	0,95	0,80	0,70
$s_R =$	2,4	2.0	1,7

als notwendig, wenn auch der auf den Beton entfallende Kraftanteil verhältnismäßig gering ist. In der Fig. 1 sind maßstäblich die Querschnitte dargestellt, die unter verschiedenen Annahmen für eine Belastung von 1000 t erforderlich sind:

1. Eine gewöhnliche längsbewehrte Säule aus Baubeton mit $\sigma_{b\,zul} = 35$ kg/cm² und mit einem St. 37-Bewehrungsanteil von $\mu = 0{,}8$ %.
2. Desgleichen bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm².
3. Eine umschnürte Betonsäule aus hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm² und St. 37-Bewehrung.
4. Eine betonumschnürte Stahlsäule aus Walzprofilen St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400$ und $\sigma_{b\,zul} = 60$ kg/cm².

5. Eine umschnürte Eisenbetonsäule aus hochwertigem Beton ($\sigma_{b\,zul} = 60\,kg/cm^2$) und aus Stahl mit $\sigma_s = 6000$ ($\sigma_{e\,zul} = 2400\,kg/cm^2$) bei 2,5-facher Sicherheit.

6. Eine reine Stahlsäule aus St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400\,kg/cm^2$. Die gestrichelte Linie stellt die allfällig notwendige Umkleidung der Säule dar.

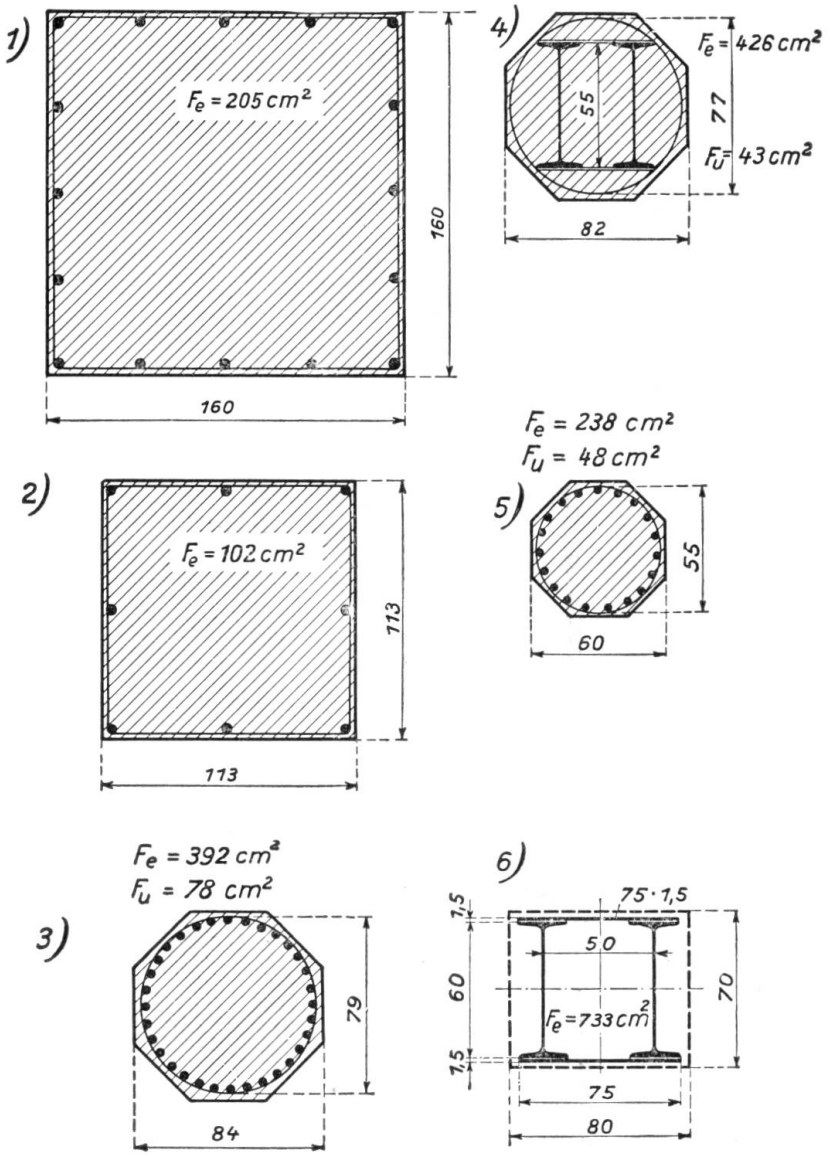


Fig. 1.

Bei der *baulichen Durchbildung* von Druckgliedern mit hochwertiger Stahlbewehrung werden besondere Maßnahmen am Platze sein. Eine Übertragung der Längskräfte durch Haftung allein, wie sie im regelrechten Eisenbetonbau üblich ist, wird nicht möglich sein. Die Längsstäbe sind am besten durch Stumpfschweißung zu verbinden. Für die Eintragung größerer Einzelkräfte in die Säulen erscheint ebenfalls eine besondere Durchbildung erforderlich. Die Verbindung der Längsstäbe zu einem starren Gerippe erfolgt zweckmäßig durch angeschweißte Ringlaschen. Für die Anschlüsse der Träger an die Säulen und für den gesamten Zusammenbau hat Dr. *Bauer* eine Reihe beachtenswerter Vorschläge

erstattet. Das aus den Längsstäben und der Umschnürung bestehende Bewehrungsgerippe ist in den Werkstätten herzustellen und am Bauplatz wie eine Stahlsäule zu versetzen.

In vielen Fällen wird es vorteilhaft sein, die aus Säulen und Trägern bestehenden leichten Stahlbaugerippe in der üblichen Ausführung, geschweißt, genietet oder verschraubt mit gewöhnlicher oder hochwertiger Rundstahlbewehrung zu vereinen, um eine möglichst weitgehende Anpassung der Stoffverteilung an die Kraftwirkungen und damit wirtschaftliche Vorteile zu erzielen. Diese Verbundbauweise, die wiederholt angewendet wurde, u. a. in Österreich, England und Amerika, ist als gesunde Weiterentwicklung sowohl des Stahlbaus wie des Eisenbetonbaues zu werten, indem sie eine technisch richtige Vereinigung beider darstellt und die tote Umbetonierung der Stahlbauten, die zum Feuer- und Rostschutz sehr häufig notwendig ist, zur Kraftübertragung voll heranzieht.

B. Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung.

a) *Versuche.*

Die Versuche von 1912 und 1913[4] an Plattenbalken mit 2,7 m Länge und Bewehrungen von 1,5 % ergaben bei den ausgewiesenen Streckspannungen des Eisens von 2,5 bis 3,5 t/cm² ein Verhältnis der höchsten Eisenspannung zur Streckgrenze $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}05$ bis 1,09.

Die grundlegenden Versuche mit der Istegstahlbewehrung[5] wurden 1927 und 1928 durchgeführt und ergaben, daß bei einer Verwindung, deren Ganghöhe der 12,5-fachen Eisendicke gleich ist, die Größtwirkung erzielt wird und zwar eine Steigerung der Streckgrenze gegen unverwundenen Stahl auf das 1,5-fache, der Zugfestigkeit auf das 1,1-fache und daß hiebei das Dehnmaß des Eisens auf $E_c = 1700$ t/cm² vermindert wird. 8 Balken mit dem Querschnitt 20 · 30 cm dienten zur vergleichsweisen Ermittlung des Haftwiderstandes des Istegstahls, an weitern 12 Eisenbetonbalken mit den Querschnitten 10 · 20, 15 · 20 und 20 · 20 cm und mit drei Bewehrungsstärken von 0,4 bis 1,8 % wurde festgestellt, daß die Istegstahlbewehrung 1,43 bis 1,5 mal so große Spannungen aufnahm wie gleiche Balken mit St. 37-Bewehrung, weiter daß das Verhältnis $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}2$ bei den schwachen Bewehrungen betrug und 1,1 bei den stärkern Bewehrungen. An 4 Vergleichsdecken mit Isteg- und St. 37-Bewehrung in der Stärke von 0,24 bzw. 0,38 % wurde ein Verhältnis der Stahlspannungen im Bruchzustand von 1,53 ermittelt. Das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ betrug 1,3 im Mittel bei allen 4 Decken.

Ein im Jahr 1928 durchgeführtes Versuchsprogramm[6] umfaßte 36 Balken mit plattenbalkenförmigem Querschnitt von 2,7 m Länge. 8 Balken waren mit St. 48, 6 Balken mit St. 80, 4 Balken mit Istegstahl und für Vergleichszwecke 8 Balken mit St. 37 bewehrt. Vorgesehen waren zwei Betongüten mit 150 und 300 kg/cm² Würfelfestigkeit. Die Längsbewehrungen betrugen rund 0,5, 1,1 und 1,7 %. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende: Die Güte des verwendeten Bewehrungsstahls beeinflußt nicht die Durchbiegung und Rißbildung bei gleicher

[4] Schubwiderstand und Verbund, bei Springer in Berlin 1913 und Zeitschrift für Betonbau 1913, Hefte 8 und 9 und 1914, Heft 1.

[5] Beton und Eisen, 1928, S. 233 u.f.

[6] Bauingenieur 1929, Heft 7.

Eisenbeanspruchung unterhalb der Streckgrenze. Die Güte des Betons hat im Bereich der vergleichbaren Eisenspannungen ebenfalls nur geringen Einfluß. Die Tragkraft hing bei allen Arten des hochwertigen Stahls, soweit der Bruch infolge der Momentenwirkung erfolgt ist, von der Streckspannung ab, in der gleichen Weise wie bei St. 37-Bewehrung. Die Ansprüche an den Verbund haben sich als umso größer erwiesen, je höher die Eisenspannung liegt. Große Betonfestigkeit vermehrt unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung und erhöht die Tragkraft, wenn diese vom Verbund abhängt.

Bei den im Jahr 1932 ausgeführten Versuchen[7] wurden 8 mit St. 55 bewehrte Balken mit T-Querschnitt verwendet. Die Streckgrenze betrug $\sigma_s = 3{,}7$ t/cm², die Zugfestigkeit der Bewehrung 6,2 t/cm². Die Würfelfestigkeit war 26,5, die Prismenfestigkeit 218 kg/cm², die Stauchungen wurden bis 2 ‰ im Mittel gemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrung	μ =	0,34	0,73	1,1	1,45 %
Rißbildung bei der rechnerischen Eisenspannung	σ_e =	1200	800	800	650
Rechnerische Eisenspannung beim Bruch	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,3	1,2	1,1	1,03

Die in den Jahren 1930 bis 1932 durchgeführten Dauer- und ruhigen Biegeversuche[8] betrafen 32 Balken mit T-förmigem Querschnitt in 8 verschiedenen Bewehrungen mit je 4 Gleichstücken. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrungsanteil	μ =	0,56	0,85	1,4 %	
		Istegstahl	St. 37	St. 55	Istegstahl
Anrißspannung im Mittel		1100	900	700	700 kg/cm²
Höchstspannung $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$	=	1,45	1,12	1,10	1,23

In Eisenbetonplatten mit Streckmetallbewehrung[9] von 4300 bis 5300 kg/cm² Zugfestigkeit ohne Streckgrenze und Bewehrungsanteilen von 0,27 bis 0,57 % ergaben höchste Eisenspannungen beim Bruch von $\sigma_e = 4600$ bis 5000 kg/cm² (i. M. = Zugfestigkeit).

Die Vergleichsversuche an Balken mit St. 37-Bewehrung und an Balken mit Torstahlbewehrung[10] hatten folgendes Ergebnis:

	St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}8$		Torstahl mit $\sigma_s = 4{,}6$ t/cm²			
μ =	0,69		0,37	0,70		1,43 %
σ_p	94	162	94	94	162	162 kg/cm²
$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,11	1,27	1,19	1,07	1,30	1,10

[7] Heft 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung und an streckmetallbewehrten Platten, Wien 1933.

[8] Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

[9] Heft 14 des österr. Eisenbetonausschusses 1933.

[10] noch nicht veröffentlicht.

Weitere wichtige Aufschlüsse über das Verhalten hochwertigen Stahls ergaben die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton,[11] wobei die Bewehrungen aus St. 37, St. 48 und Si-Stahl bestanden und weiter des österreichischen Eisenbetonausschusses.[12]

Aus den letztgenannten wird folgendes Ergebnis erwähnt:

Bewehrungsanteil $\mu =$	0,39	0,78	1,77	2,65 %
Bei St. 55 und geringerem Beton $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,35	1,14	<1	<1
Bei St. 55 und höherwertigem Beton $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,45	1,31	1,21	1,08
Bei Istegstahl und höherwertigem Beton $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,60	1,48	1,34	1,17

b) *Durchbiegung und Rißbildung.*

Innerhalb des Versuchsbereiches, der Stahl von $\sigma_s = 2{,}2$ bis nahe 5 t/cm² umfaßt, verhalten sich Balken mit höherwertiger Stahlbewehrung hinsichtlich Durchbiegung und Rißbildung ebenso wie Balken mit St. 37 bei den gleichen unterhalb der Streckgrenze gelegenen Spannungen und unter der Voraussetzung, daß die Form und Oberfläche der Bewehrungsstäbe sowie die Güte und Beschaffenheit des Betons dieselben sind. Die ersten Risse traten bei Biegezugbeanspruchungen (berechnet nach Zustand I mit jenem Beiwert n, der dem Verhältnis $E_e : E_b$ bei kleinen Beanspruchungen entspricht) auf, die mit der an nicht bewehrten Betonbalken nachgewiesenen Biegezugfestigkeit des Betons ungefähr übereinstimmt. Die unmittelbar vor der ersten Rißbildung vorhandene tatsächliche Eisenspannung ergibt sich aus der Dehnfähigkeit des Betons. Diese beträgt am Balkenrand 1 bis $3 \cdot 10^{-4}$ und damit ergibt sich die tatsächliche Spannung der vom Rand etwas abliegenden Bewehrungsstäbe mit $\sigma_{ez} = 150$ bis 500 kg/cm². Die Eisenspannung $\sigma_{e\,II}$, die nach dem gedachten vollständigen Aufreißen der Betonzugzone unter dem Rißmoment sich ergibt (berechnet nach Zustand II mit $n = 15$), ist mit dem Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{bh}$ stark veränderlich. b bedeutet hierin die Breite der Betonzugzone. Größenordnungsmäßig gilt die Betrachtung auch für Plattenbalken, wobei b die Breite des Betonsteges bedeutet. Ist die Betonzugfestigkeit $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$,[13] so gilt annähernd folgende in Fig. 2 dargestellte Beziehung:[14]

$$\sigma_{e\,II} = \left(1 + \frac{0{,}035}{\mu}\right) \sigma_p \qquad (3)$$

Vor der ersten Rißbildung werden die Spannungen vom Beton auf das Eisen durch Haftkräfte übertragen. Diese sind wegen der nicht vollständig gleichmäßigen Beschaffenheit des Betons und der Eisenoberfläche ungleich verteilt. An einer Stelle zeigen die Bewehrungsstäbe Gleitbestreben, das der Vorbote des ersten Risses ist. Zwischen zwei benachbarten Rißstellen herrscht die in Fig. 3

[11] Heft 66, (1930).
[12] Heft 7 (1918), Heft 14 (1933).
[13] Mittelwert aus zahlreichen Versuchen.
[14] Vgl. *Saliger:* Der Eisenbeton, 6. Auflage, S. 165 u. f.

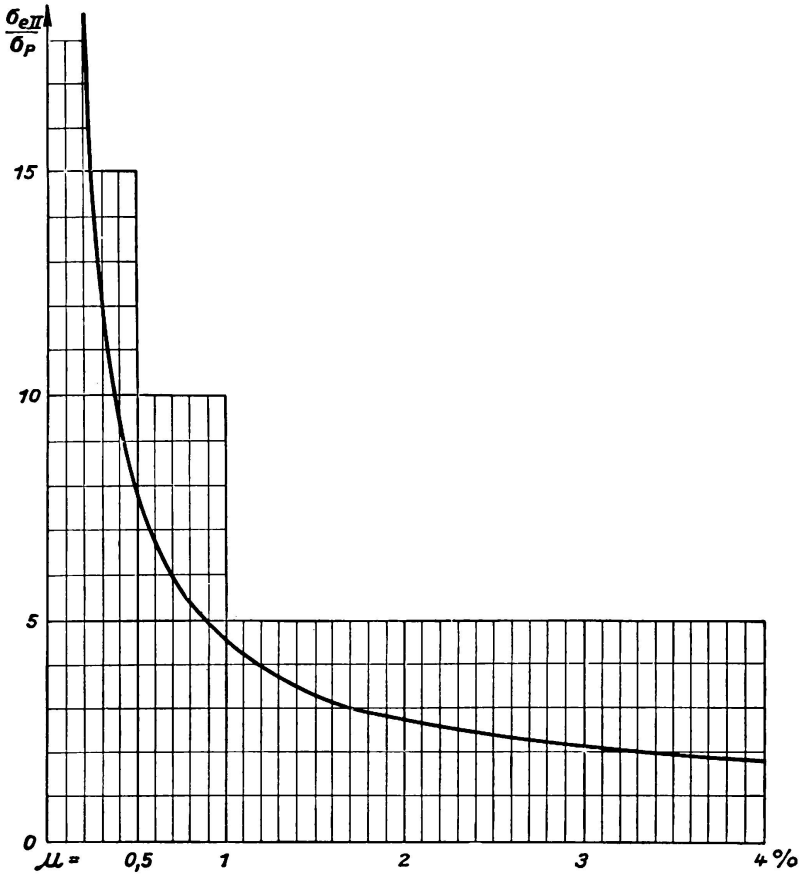

σeII/σP
15
10
5
0
μ = 0,5
1
2
3
4 %

Fig. 2.

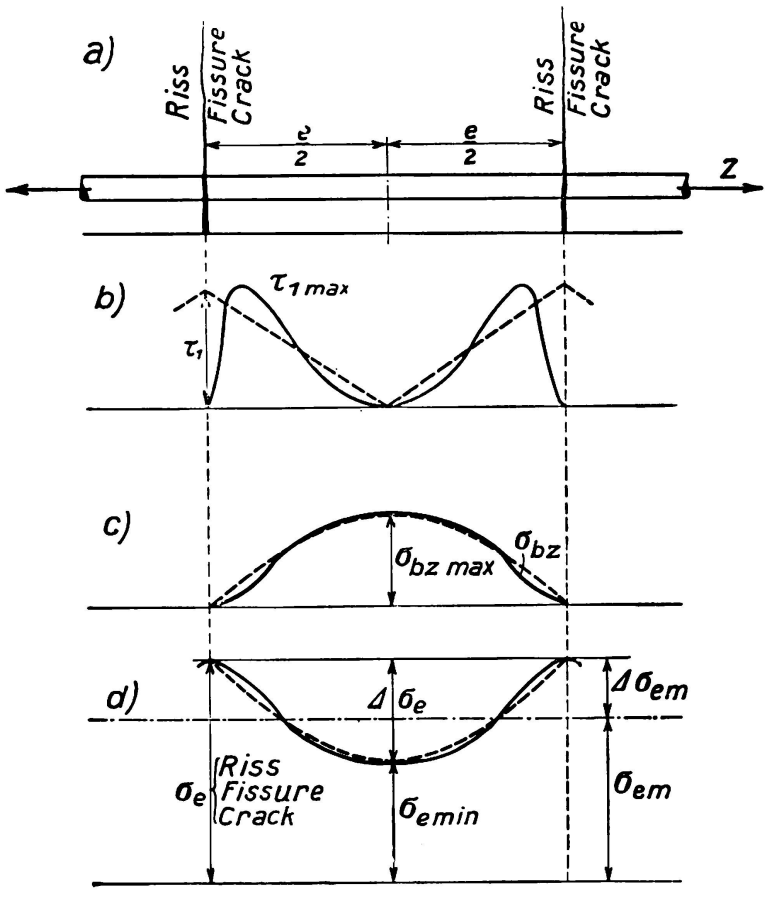

a)
Riss
Fissure
Crack
e/2
e/2
Riss
Fissure
Crack
z
b)
τ1 max
τ1
c)
σbz max
σbz
d)
Δ σe
Δ σem
σe
Riss
Fissure
Crack
σemin
σem

Fig. 3.

dargestellte Verteilung der Haft- (Gleit- und Reibungs-) Spannungen τ_1, der Betonzugspannungen σ_{bz} und der Eisenspannung σ_e. Ersetzt man die krumme Linie τ_1 durch Geraden, wie gestrichelt, so gilt für den Rechteckquerschnitt, wenn die vom Beton auf die Zugbewehrung mit dem Umfang u durch Haftung übertragene unterschiedliche Zugkraft ΔZ ist, die Beziehung:

$$\Delta Z = F_e \cdot \Delta \sigma_e = \frac{b d^2 \sigma_{bz\,max}}{6 z} = \frac{u e \tau_{1\,max}}{4}$$

Hieraus berechnet sich der wahrscheinliche mittlere Abstand der Risse:

$$e = \frac{2 b d^2 \sigma_{bz\,max}}{3 u z \tau_{1\,max}} \tag{4}$$

Mit $z = 0{,}9\,h$ und $h = 0{,}9\,d$ erhält man

$$e = \frac{0{,}9\,bh\,\sigma_{bz\,max}}{u \tau_{1\,max}} \tag{4 a}$$

Die Ausdrücke sagen aus, daß der Rißabstand bei gleichbleibender Haftfläche u mit der Balkenhöhe und Breite zunimmt. Für Rundeisen ist, wenn m die Zahl der Bewehrungsstäbe ist,

$$u = m\,d_e\,\pi = \frac{4 F_e}{d_e}$$

Mit $\mu = \frac{F_e}{bh}$ wird

$$e = \frac{0{,}23\,d_e \cdot \sigma_{bz\,max}}{\mu \tau_{1\,max}} \tag{4 b}$$

Aus dieser Beziehung ist zu erkennen, daß der Abstand der Risse umso kleiner wird, je größer der Haftwiderstand der Bewehrung im Beton (also bei sehr rauher Oberfläche, bei Istegstahl und Knoteneisen) und je stärker die Bewehrung ist, ferner je dünner die Stäbe sind und je kleiner die Betonzugfestigkeit ist. Da bei kleinerer Zugfestigkeit auch mit geringerem Haftwiderstand gerechnet werden muß, so hebt sich der Einfluß der Betongüte nahezu auf. Führt man die Näherungen ein für $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$, ferner für die Zugfestigkeit $\sigma_z = \frac{\sigma_{bz}}{2} = \frac{\sigma_p}{12}$, womit $\tau_1 = \sqrt{\sigma_p \sigma_z} = 0{,}3\,\sigma_p$, so ergibt sich der mittlere Abstand der Risse bei Rundstabbewehrung zu

$$e = \frac{0{,}13\,d_e}{\mu} \tag{4 c}$$

Für beispielsweise $d_e = 2$ cm und $\mu = 0{,}01$ wird der Rißabstand $e = 26$ cm.

Mit wachsender Belastung des Balkens vermehrt sich die Gleitung der Eiseneinlagen und es tritt die in der Fig. 4 dargestellte Spannungsverteilung auf. In der Nähe der Risse wirkt nur mehr der verhältnismäßig kleine Reibungs- oder Gleitwiderstand der Eisen und erst im weitern Abstand davon gelangt der gesamte Haftwiderstand zur Geltung. Die Länge e_1 ist durch die Dehnfähigkeit des Betons bestimmt und nähert sich bei den höchsten Eisenspannungen einem bestimmten Mindestwert. Je größer die Eisenspannungen sind, desto kürzer ist die Strecke e_1, auf der der volle Haftwiderstand noch wirksam ist.

Die *Rißweite* beträgt

$$\Delta e = k_R \varepsilon_R e_2.$$

Hierin bedeutet $k_2 < 1$ einen Beiwert, der die Verteilung der Eisenspannungen in der Nähe des Risses und die Verzerrung des Betons durch die örtliche Schubspannung infolge des Haftwiderstandes kennzeichnet.[15] ε_R ist die Dehnung des Eisens an der Rißstelle in der Längeneinheit. Mit beispielsweise $\sigma_{eR} = 2100\,kg/cm^2$ ist $\varepsilon_R = 10^{-3}$. Bei $e = 260$ mm unter Annahme $e_2 = \frac{e}{2} = 130$ mm und $k_R = \frac{2}{3}$ ist $\Delta e = \frac{2}{3} \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}09$ mm. Mit $\sigma_{eR} = 3150\,kg/cm^2$ (bei höher-

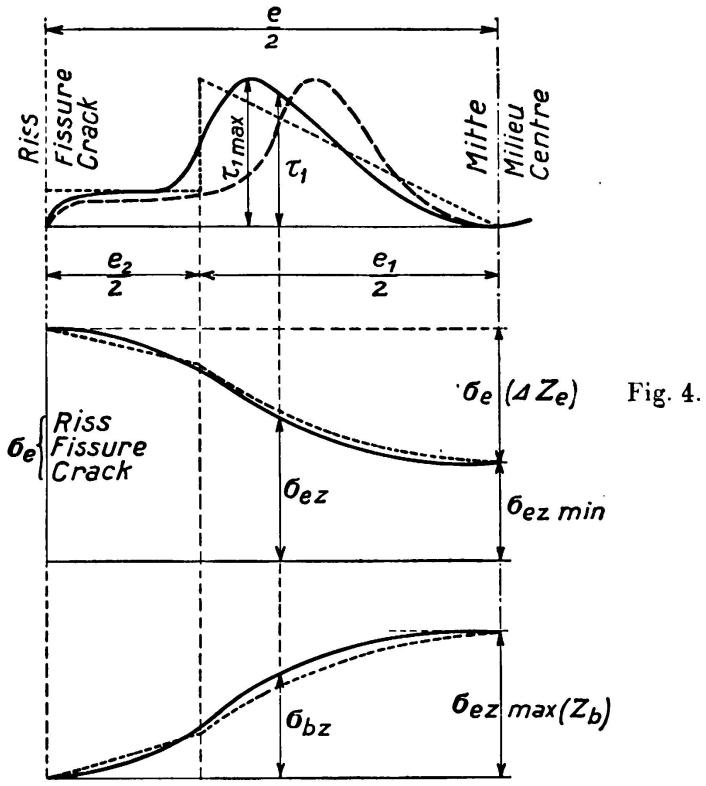


Fig. 4.

wertigem Stahl, unterhalb der Streckgrenze) ist $\varepsilon_R = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$ und mit $k = 0{,}9$ ist die Rißweite $\Delta e = 0{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}18$ mm. Liegen die Risse in geringern Abständen, als oben berechnet oder im vorliegenden Beispiel angenommen, z. B. bei künstlich vermehrter Rauhigkeit der Oberfläche, so sind die Einzelrisse dünner.[16] Im ungünstigsten Fall können die Risse höchstens jene Weite erhalten, die der Eisendehnung im Bereich zwischen zwei Rissen entspricht. Nach den durchgeführten Versuchen[17] sind Rißweiten von 0,2 bis 0,3 mm hinsichtlich des Rostschutzes der Eisen bei höherwertigem Beton noch unbedenklich. Hieraus folgt, daß vom Standpunkt der Rißbildung die Anwendung hochwertiger Stähle und insbesondere solcher mit künstlich rauher Oberfläche,

[15] Die Schubverzerrungen des Betons an den Eiseneinlagen können die scheinbare Dehnfähigkeit des Betons beträchtlich vermehren.

[16] Ausführliche Rißbeobachtungen H. 15 d. österr. Eisenbetonausschusses (Dauerversuche) und Stoßversuche (noch nicht veröffentlicht).

[17] Versuche von *Honigmann:* Beton und Eisen 1935, S. 301.

sowie die Zulassung höherer Beanspruchungen ohne Gefährdung des Dauerbestandes bis etwa 2200 kg/cm² in stärker bewehrten Tragteilen (wie in den Stegen von Plattenbalken) und bis 2500 kg/cm² in schwach bewehrten Balken (wie Rechteckbalken und Platten) möglich ist. Selbstverständlich wird hiebei gute Ausführung und vollständig genügende Sicherheit des Schubwiderstandes vorausgesetzt.

c) *Anspruch an den Schubwiderstand.*

Je höherwertiger der Stahl ist, desto größer wird unter sonst gleichen Verhältnissen der Anspruch des Eisenbetonbalkens an seinen Schubwiderstand und Verbund, entsprechend den aufzunehmenden größern Querkräften. Neue Regeln sind hiefür nicht notwendig. Es reichen vielmehr die aus Versuch und Theorie für St. 37-Bewehrung bekannten Lehrsätze aus. Die aus den Versuchen mit St. 37-Bewehrung abgeleiteten Maßnahmen für die bauliche Durchbildung sind durch die Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung vollständig bestätigt worden. Die Versuche mit hochwertigem Stahl haben insbesondere ergeben, daß die Anwendung höherwertigen Betons nur dann erforderlich ist, wenn die Höhe der Beanspruchung des Betons auf Druck und Schub dies erforderlich macht. Das gleiche gilt hinsichtlich der Haftkräfte. Um diese unter dem zulässigen Maß zu halten, wird es notwendig sein, die Haftfläche durch Vermehrung der Zahl bei Verminderung der Dicke der Bewehrungsstäbe zu vergrößern. Der Krümmungshalbmesser an den Abbiegestellen der Schrägeisen und in den Endhaken muß vergrößert werden, um örtliche Überbeanspruchung des Betons und dadurch angestrebte Sprengwirkungen zu vermeiden. An den Abbiegestellen reicht ein Krümmungshalbmesser von $5 d_e$ fast niemals aus. Er soll auf wenigstens $10 d_e$ vermehrt werden. Die Maßnahmen betreffend die Verbesserung des Verbundes laufen im Übrigen in der gleichen Richtung wie jene zur Sicherstellung des Schubwiderstandes.

d) *Der plastische Bereich im Bruchzustand.*

In stark bewehrten Balken liegt die Bruchursache in der Überwindung der Betondruckzone, während der Zugwiderstand der Bewehrung nicht voll in Anspruch genommen wird. Die Verwendung höherwertigen Stahls ist daher in diesem Fall zwecklos (es wäre denn, daß es gelänge, höherwertigen Stahl mit größerem Dehnmaß E_e herzustellen).

Schwach bewehrte Balken gehen durch Überwindung des Zugwiderstandes zu Bruch. Bei diesen kommen daher die Eigenschaften des höherwertigen Stahls zur Geltung. Deshalb werden hier nur schwache Bewehrungen behandelt. Was unter Zugwiderstand zu verstehen ist, sowie die Grenze, bei der der eine oder andere Widerstand maßgebend ist, und die von den Güteeigenschaften des Betons oder des Stahls abhängt, wird später erläutert.

Die Versuche zeigen, daß auch in schwach bewehrten Balken die Bruchursache das Zerdrücken der Betondruckzone ist. Die Ursache dieser Erscheinung liegt darin, daß infolge starker Streckung der Zugbewehrung die Druckzone sich wesentlich einengt und als Folge davon, die Betonpressungen so stark anwachsen, daß die Druckzone zerstört und damit die Tragkraft erschöpft wird. Damit steht die für starke und schwache Bewehrungen allgemein gültige Tatsache fest, daß

im Bruchzustand stets der Druckwiderstand des Betons überwunden wird, bei starker Bewehrung unmittelbar, bei schwacher Bewehrung mittelbar.

Im Bruchzustand verteilen sich die Pressungen der Druckzone nach der krummen Linie der Fig. 5. Die höchste Spannung ist die Prismenfestigkeit σ_p des Betons. Sie ist aus den bekannten Gründen kleiner als die Würfelfestigkeit σ_w. Aus zahlreichen Versuchen hat sich $\sigma_p = 0{,}7$ bis $0{,}9\ \sigma_w$ ergeben und man kann im Mittel $0{,}75\ \sigma_w$ annehmen. Die wirksame Druckkraft ist $D = k\,b\,x\,\sigma_p$.

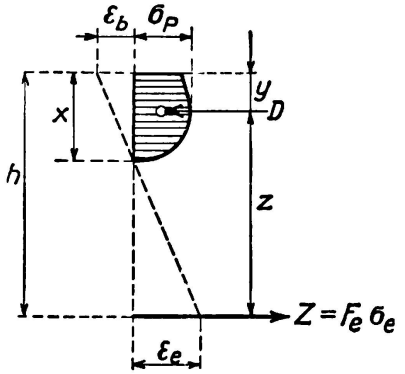


Fig. 5.

Hierin ist der Beiwert k gemäß den durchgeführten Versuchen und je nach dem Formänderungsverhalten des Betons 0,8 bis 0,9. Im Mittel kann $k = 0{,}85$ angenommen werden. Die Lage des Druckmittelpunktes D steht in Beziehung zu k und kann $y = \frac{k\,x}{2}$ gesetzt werden. Die Zugkraft der Bewehrung ist $Z = F_e\,\sigma_e$. Wir bezeichnen den Anteil der Höhe der Druckzone an der Balkenhöhe mit $\xi = \frac{x}{h}$, den Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{b\,h}$ und das Verhältnis der beim Bruch vorhandenen Bewehrungsspannung σ_e zur Prismenfestigkeit des Betons mit $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_p}$. Damit ergibt sich aus den obigen Beziehungen

$$\xi = \frac{\beta\,\mu}{k} \tag{5}$$

Wir nennen $\beta\,\mu$ die Bewehrungsstärke und erkennen, daß der Anteil der Druckzone an der Balkenhöhe in unmittelbarem Verhältnis zur Bewehrungsstärke steht. Da im Bruchzustand schwach bewehrter Balken $\sigma_e \geqq \sigma_s$, also $\sigma_e = \alpha\,\sigma_s$, so wird in der Folge als eindeutiges Kennzeichen der Stoffgüten die Bezeichnung $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} = \frac{\beta}{\alpha}$ eingeführt.

In Stahl mit wirklicher Streckgrenze z. B. St. 55 in Fig. 6 ist im Streckbereich von ε_s bis ε'_s die Eisenspannung ein Festwert, also $\sigma_e = \sigma_s$. Bei größeren Dehnungen $\varepsilon > \varepsilon'_s$ (Verfestigungsbereich) ist $\sigma_e > \sigma_s$.

In Stahl mit begriffmäßiger Streckgrenze, z. B. Istegstahl mit 0,4 % Streckgrenze in Fig. 6 ist $\sigma_e > \sigma_s$, wenn die Dehnung größer als die begriffmäßige Streckung ist.

Aus Fig. 5 ist $\xi = \frac{x}{h} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e}$.

ε_b hat sich aus den Versuchen zu 2 bis $7\,^0/_{00}$ ergeben. Als Mittelwert kann $\varepsilon_b = 5\,^0/_{00}$ angenommen werden. Der Hebelarm der Innenkräfte ist

$$z = h - y = h - \frac{kx}{2} = \left(1 - \frac{k\xi}{2}\right) h = \left(1 - \frac{\beta\mu}{2}\right) h$$

Mit $M = D\,z = Z\,z$ und Einsetzung der obigen Werte ergeben sich die Tragwerte

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{M}{bh^2\sigma_p} = \frac{\beta\mu}{2}(2 - \beta\mu) = \frac{\alpha\beta_s\mu}{2}(2 - \alpha\beta_s\mu) \text{ und} \\ m' &= \frac{M}{bh^2\sigma_s} = \frac{m}{\beta_s} = \frac{\alpha\mu}{2}\cdot(2 - \alpha\beta_s\mu). \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

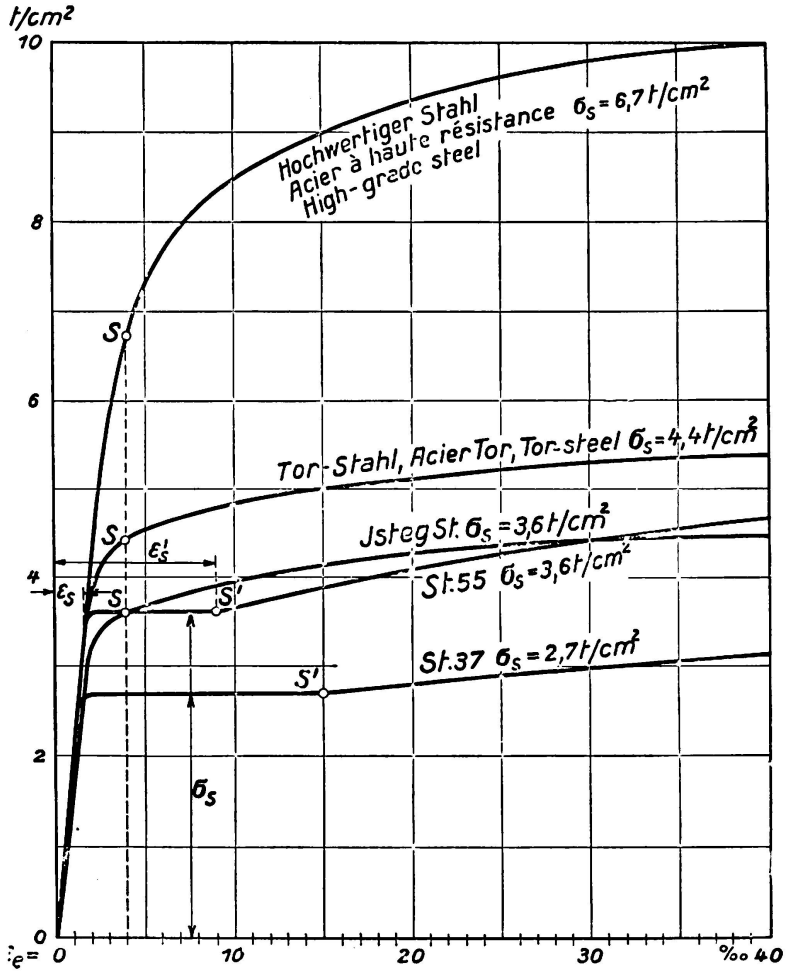


Fig. 6.

1. Fall. $\sigma_e = \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1$ *(schwache Bewehrung).*

Da $\beta_s\mu = k\,\xi$, so ergibt sich im Streckbereich
für St. 55 mit etwa $\varepsilon_e = 1{,}7$ bis $9\,^0/_{00}$, $\xi = 0{,}74$ bis $0{,}35$, $\beta_s\mu \cong 0{,}6$ bis $0{,}3$,
für Istegstahl und andere hochwertige Stähle mit begriffmäßiger Streckgrenze

$$\varepsilon_e = 4\,^0/_{00}, \quad \xi = 0{,}55, \quad \beta_s\mu \cong 0{,}45.$$

Beträgt in einem Balken mit z. B. $\mu = 1{,}4\,\%$ Bewehrung aus St. 55 $\sigma_s = 3500$ und $\sigma_p = 150$ kg/cm², so wird $\beta_s = \frac{3500}{150} = 23{,}2$ und $\beta_s \mu = 23{,}3 \cdot 0{,}014 = 0{,}33$. Dieser Wert liegt zwischen 0,6 und 0,3. Daher ist im Bruchzustand die höchste Eisenspannung der Streckgrenze gleich. Die Bewehrungsgrenze liegt dann vor, wenn $\beta_s \mu = 0{,}6$. Mit den obigen Werten ist $\mu = \frac{0{,}6}{\beta_s} = \frac{0.6}{23{,}3} = 0{,}026$, d. h. ein Balken mit schwächerer Bewehrung als 2,6 % geht durch Überwindung des Eisenzugwiderstandes zu Bruch; bei stärkerer Bewehrung als 2,6 % wird der Zugwiderstand nicht ausgenützt und die unmittelbare Bruchursache liegt im Zerdrücken des Betons. Wir sprechen bei den betrachteten Stählen von schwacher Bewehrung, wenn bei St. 55 $\beta_s \mu < 0{,}6$, bei Istegstahl und andern höherwertigen Stählen mit begriffmäßiger Streckgrenze $\beta_s \mu < 0{,}45$ ist.

Für $\alpha = 1$ ist der früher erwähnte Tragwert

$$m = \frac{M}{b h^2 \sigma_0} = \frac{\beta_s \mu}{2} \cdot (2 - \beta_s \mu) \tag{6a}$$

Hieraus ist zu ersehen, daß der Tragwert nur von $\beta_s \mu$ anhängt. Bei gleicher Betongüte σ_p ist $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ umso größer, je höherwertiger der Stahl ist; desto kleiner kann μ sein, um die gleiche Tragkraft zu erzielen. Wenn wir demnach einen Stahl mit einer Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen andern Stahl mit der höheren Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil μ_2 ersetzen wollen, so bleibt die Tragkraft des Balkens gleich, wenn $\sigma_{s1} \cdot \mu_1 = \sigma_{s2} \cdot \mu_2$ oder wenn $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$.

Allerdings vermehrt sich hierbei der Zahlenwert, der in der üblichen Rechnung mit n (= 15) ermittelten Betonpressung. Da dieser aber kein Maß des Druckwiderstandes und damit der Sicherheit der Betondruckzone ist, so können in der üblichen Rechnung die zulässigen Spannungen vermehrt werden, ohne die Sicherheit des Betondruckgurtes herabzusetzen.

Ist z. B. $\frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} = \frac{2400}{3600} = \frac{2}{3}$, so entsteht $\mu_2 = \frac{2}{3} \mu_1$.

Der verminderten Bewehrung μ_2 entspricht eine Vermehrung der mit n errechneten Betonspannung um durchschnittlich 15 %. Um dieses Maß kann die zulässige Beanspruchung vermehrt werden. Die Höhe der Druckzone im Bruchzustand wird durch den Ersatz einer Stahlbewehrung durch eine andere gleich widerstandsfähige Bewehrung nicht verändert (siehe Gleichung 5). Der Tragwert $m' = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} = \frac{\mu}{2} (2 - \beta_s \mu)$ läßt den Einfluß der Betongüte erkennen. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer wird bei gleicher Stahlgüte $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_{ps}}$. Damit verringert sich, wenn auch nicht bedeutend, die Tragkraft des Balkens oder man benötigt einen etwas größeren Bewehrungsanteil, um die gleiche Tragkraft zu erzielen.

2. Fall. $\sigma_e > \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} > 1$ *(sehr schwache Bewehrung).*

Bei geringer Bewehrungsstärke gelangen die Eisenspannungen im Bruchzustand des Balkens in den Verfestigungsbereich und erhöhen sich deshalb über die Streckgrenze. Der Zugwiderstand der Bewehrung ist größer, als der Streckspannung entspricht. Der Verhältniswert α folgt auf Grund einer an anderer Stelle gegebenen Ableitung[18] angenähert den Beziehungen:

St. 55 $$\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}9 + \frac{0{,}03}{\beta_s \mu} \text{ gültig für } \beta_s \mu = 0{,}07 \text{ bis } 0{,}3$$

Für Istegstahl und andere hochwert. Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze $$\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}93 + \frac{0{,}035}{\beta_s \mu} \text{ gültig für } \beta_s \mu = 0{,}1 \text{ bis } 0{,}6$$

Diesen Beiwerten entsprechen Stahldehnungen im Bruchzustand bis etwa $40\,^0/_{00}$. Sie haben bei den Versuchsbeobachtungen über die Rißverteilung und unter Berücksichtigung der Darlegungen unter Punkt b) Einzelrißweiten in der Größenordnung von 2 bis 5 mm zur Folge. Größere Dehnungen als $40\,^0/_{00}$ kommen im Stahl als Bewehrung in der Regel nicht in Betracht. Daher ist es für die Ausnützung der Stahlfestigkeit und für die Tragkraft des Eisenbetonbalkens ohne Belang, wie weit die Bruchdehnung des Probestabes die genannte größte Dehnung des Stahls im Eisenbetonbalken überschreitet. Der weitere Verlauf der Spannungsdehnungslinie hat im Eisenbetonbalken keine Bedeutung. Es ist daher nicht richtig, für Bewehrungsstähle im allgemeinen größere Bruchdehnungen als ein $40\,^0/_{00}$ mäßig überschreitendes Maß, etwa $60\,^0/_{00}$ zu verlangen. Hat der Bewehrungsstahl kleinere Bruchdehnung, dann wird die Höchstlast beim allfälligen Zerreißen der Bewehrungsstäbe erreicht.[19]

In Fig. 7 sind die $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$-Werte für St. 55 und hochwertige Stähle ohne Streckgrenze dargestellt, zum Vergleich auch die Werte für St. 37. Die Fig. 8 zeigt die Tragfähigkeiten $\frac{M}{b h^2}$ für Beton mit $\sigma_p = 150$ kg/cm² und Bewehrungen aus hochwertigem Stahl mit $\sigma_s = 6{,}7$ t/cm², $\sigma_s = 3{,}6$ t/cm² (St. 55 und Istegstahl, bei letzterem auch für Beton mit $\sigma_p = 100$ und 200 kg/cm², gestrichelt) und zum Vergleich St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm².

Hieraus ist folgendes zu erkennen:

1. Im Bruchzustand überschreitet die Spannung in der Bewehrung die Streckgrenze umsomehr, je kleiner die Bewehrungsstärke $\beta_s \mu$ ist. Bei gleichem $\beta_s \mu$ sind Istegstahl und andere hochwertige Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze höherer Spannungen (im Verhältnis zu ihrer begriffmäßigen Streckgrenze) fähig als St. 55 und dieser höherer Spannungen als St. 37. Allgemein ausgedrückt, besagt dies, je größer die Streckung der Bewehrung ist, desto geringer ist ihre Ausnützbarkeit unter sonst gleichen Verhältnissen.

2. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer ist β_s bei gleicher Stahlgüte.

[18] Beton und Eisen 1936.

[19] H. 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche mit Streckmetallplatten, S. 102 u. f.

Bei gleichem Bewehrungsanteil wird also $\beta_s \mu$ größer und damit $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ kleiner; d. h. die Tragkraft sehr schwach bewehrter Balken vermindert sich erheblich mit abnehmender Betongüte. Hochwertiger Beton vermehrt die Tragkraft beträchtlich. Ist z. B. für Beton mit $\sigma_p = 100$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}20$, so wird für Beton mit $\sigma_p = 200$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}10$. Für St. 55 steigt hierbei die ausnutzbare Spannung von $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}05$ auf 1,20 also um 14 %. Annähernd um das gleiche Maß erhöht sich die Tragkraft.

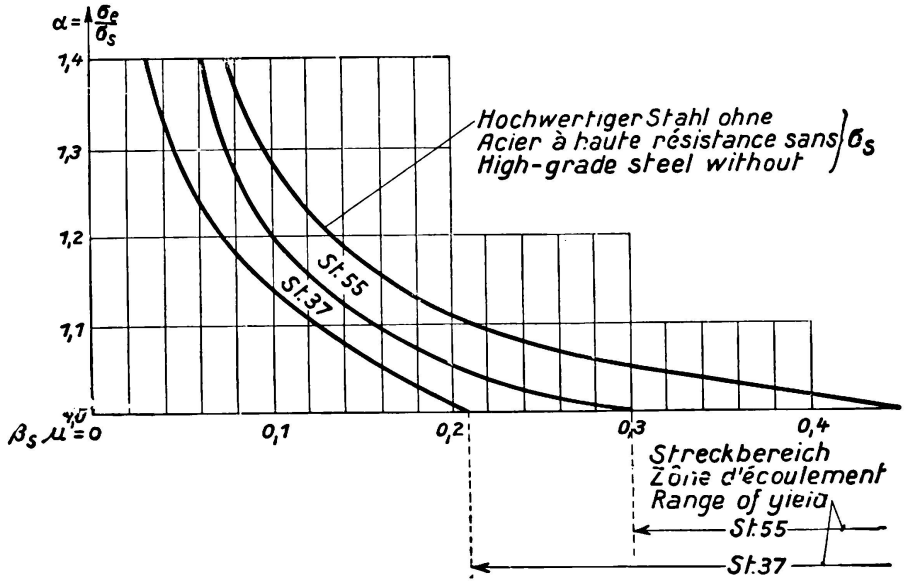


Fig. 7.

3. Ersetzt man eine Bewehrung aus St. 37 mit der Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen höherwertigen Stahl mit der Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$, so ist bei gleichem $\beta_s \mu$ der Beiwert α des höherwertigen Stahls größer, d. h. die Ausnützbarkeit des höherwertigen Stahls ist im Verhältnis zu seiner Streckgrenze stärker und die Tragfähigkeit größer. Ersetzt man beispielsweise eine St. 37-Bewehrung mit $\beta_s \mu = 0{,}20$ durch Istegstahl, so steigt der Beiwert von $\alpha = 1{,}00$ auf 1,11. Die Tragfähigkeit des istegbewehrten Balkens ist demnach um annähernd 11 % höher oder beim Anstreben der gleichen Tragkraft kann der Bewehrungsanteil des istegbewehrten Balkens unter das vorhin berechnete Maß μ_2 herabgesetzt werden.

4. Zahlreiche Folgerungen sind aus der Fig. 8 abzulesen, beispielsweise folgende: Die Tragkraft von Balken mit gleichen Bewehrungsanteilen nimmt weniger zu, als der vermehrten Streckgrenze entspricht, d. h. einer Bewehrung mit doppelt so hoher Streckgrenze entspricht weniger als die doppelte Tragkraft.

Ersetzt man eine Bewehrung durch eine höherwertige, so ist deren Querschnitt zur Erreichung der gleichen Tragkraft erheblich geringer als aus dem umgekehrten Verhältnis der Streckgrenzen zu erwarten wäre. Wird der Beton von 100 kg/cm² Festigkeit durch einen andern Beton von 200 kg/cm² Festigkeit ersetzt, so vermehrt sich dadurch bei gleichbleibendem Bewehrungsanteil die Tragkraft um 20 bis 25 % oder zur Erzielung der gleichen Tragkraft kann die Bewehrung um das gleiche Maß verringert werden.

Aus der Betrachtung des bildsamen Bereichs des Betons und der Bewehrung im Bruchzustand ergeben sich noch eine Reihe weiterer wichtiger Erkenntnisse über den Einfluß hochwertiger Stähle und der Betongüte, die mit dem n-Verfahren nicht gewonnen werden können.

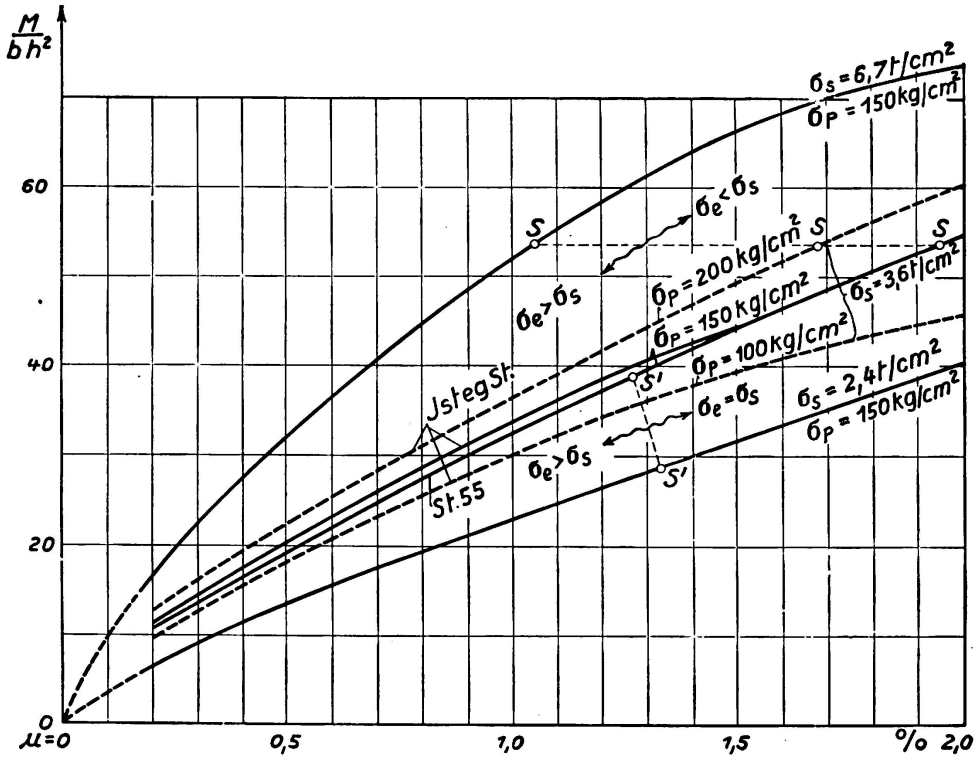


Fig. 8.

e) *Bemessung.*

Die Bestimmung der Abmessungen von Eisenbetonbalken mit hochwertiger Stahlbewehrung kann in der gleichen Weise wie für St. 37-Bewehrung erfolgen. Geht man vom bildsamen Bereich im Bruchzustand aus, so verliert der Begriff der zulässigen Beanspruchug und des Beiwerts n seine Bedeutung. Die Festsetzung zulässiger Spannungen ist immer unsicheres Tasten und Anlaß zu verwickelten Meinungsverschiedenheiten. Die Bemessung erfolgt am einfachsten auf Grund der Stoffgüten $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ und des verlangten Sicherheitsgrades s, nach der aus der Formel 6 sich ergebenden Beziehung:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\alpha\,\beta_s\,\mu\,\sigma\,(2 - \alpha\,\beta_s\,\mu)}} \cdot \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min}}} = \alpha \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min.}}} \qquad (7)$$

$$F_e = \frac{s\,M}{z \cdot \alpha\,\sigma_s} = \mu\,b\,h$$

Hierin ist gemäß einem an anderer Stelle[20] erstatteten Vorschlag

$$\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\,\sigma_{p\,mittel} = 0{,}5 \text{ bis } 0{,}6\,\sigma_{w\,mittel}$$

und im allgemeinen, erforderlichenfalls unter Berücksichtigung eines Stoßzuschlages zu den Lasten, $s = 2$ anzunehmen.

[20] Beton und Eisen 1936.

f) *Schlußbemerkungen.*

Wenn auch nicht zu erwarten steht, daß höherwertiger Stahl die St. 37-Bewehrung im Eisenbeton verdrängen wird, so gibt es doch viele Anwendungsgebiete im Brücken- und Hochbau, auf denen hochwertiger Stahl, in der Regel in Verbindung mit höherwertigem Beton, bedeutende technische und wirtschaftliche Möglichkeiten bietet. Das Haupthindernis für die allgemeinere Anwendung höherwertiger Stähle war bisher die Furcht vor zu starker Rißbildung und daher die Scheu, die Zugbeanspruchungen der Stahlgüte entsprechend unter Einhaltung des üblichen Sicherheitsgrades zu erhöhen. Hemmend wirkt auch die oft gehörte Ansicht, daß höherwertige Stähle, insbesondere solche mit künstlich gehobener Streckgrenze (Istegstahl, Torstahl und dergleichen) stärker rosten und altern und Dauerbeanspruchungen nicht gewachsen seien. Dies ist durch Versuche nicht bestätigt.[21]

Vielfach wirken hier Gewohnheit und gefühlsmäßige Einstellung mit, die mit zunehmender Erfahrung zurücktreten werden, wenn die Überzeugung wächst, daß die Bedenken gegen hohe Eisenspannungen und damit gegen den Dauerbestand bei sachgemäßer Durchbildung und Ausführung der Tragwerke nicht stichhaltig oder stark übertrieben sind. Bisher haben sich nur der Istegstahl in erheblichem Maß und andere höherwertige Stähle auf Sondergebieten durchsetzen können. Dies kann aber nur der Anfang für eine neue Entwicklung im Eisenbetonbau sein.

Zusammenfassung.

Auf Grund von Versuchen und theoretischen Überlegungen wird die Wirkungsweise höherwertiger Stähle in Säulen und Balken gezeigt. Elastische Formänderung, Rißbildung und Beanspruchung der Verbundkonstruktion unter niedrigen Lasten (den Baulasten) unterscheiden sich wesentlich vom Verhalten unter den Höchstlasten (im Bruchzustand). Bei letzteren gelangen beide Stoffe in den bildsamen Bereich.

Die Festsetzung zulässiger Beanspruchungen in der bisher üblichen Rechenweise mit dem Beiwert n (= 10 oder 15) bildet kein zutreffendes Maß der Sicherheit des Tragwerks. Die Annahme zulässiger Spannungen hat ihren Sinn verloren. Es wird daher sowohl für Säulen wie für Balken die Bemessung mit den tatsächlichen Stoffgüten und mit dem erfahrungsgemäß notwendigen Sicherheitsgrad vorgeschlagen.

[21] Dauerversuche an Balken mit St. 37, 55, 80 und Istegbewehrung, Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d

Einfluß von Betonierungs- und Bewegungsfugen.

Influence des reprises de bétonnage et des joints de dilatation.

Influence of concreting and dilatation joints.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId 1

Betonierungs- und Bewegungsfugen in Ingenieurbauten.

Joints de bétonnage et de dilatation dans les constructions du Génie civil.

Concreting and Dilatation Joints in Engineering Structures.

Dr. techn. F. Baravalle,
Ingenieur im Stadtbauamt Wien.

Die neuen Erkenntnisse im Eisenbetonbau, die innerhalb der letzten Jahre durch wissenschaftlich-praktische Forschungen gewonnen wurden, ermöglichten eine stete Steigerung der Betonbeanspruchungen, ohne daß die Sicherheit der Tragwerke beeinträchtigt wurde. Oftmals ist trotz der höheren Betonbeanspruchungen die Sicherheit in Bezug auf die Betonfestigkeiten heute höher als früher.

Dies hat seinen Grund darin, daß:

1. die Güte der Zemente dauernd verbessert wird,
2. die bei den Versuchen gewonnenen wichtigen Erkenntnisse betreffend der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe immer mehr und mehr im praktischen Bauwesen verwertet werden können,
3. dem Wasserzementwert und dem Luftgehalt des Frischbetons bei den Bauausführungen die entsprechende Sorgfalt gewidmet werden kann,
4. es möglich ist, Bewehrungsstähle ohne ausgesprochene Streckgrenze zu verwenden,
5. die theoretischen Grundlagen zur Erfassung der tatsächlich wirkenden Spannungen erheblich weiter erforscht wurden und
6. daß die Kenntnis über den Verlauf der inneren Spannungen in den Eisenbetontragwerken durch die umfassenden Versuchsreihen der letzten Jahre bedeutend erweitert werden konnte.

Gleichlaufend mit einer Erhöhung der zulässigen Inanspruchnahmen des Betons ergeben sich aber viele weitere Fragen und Aufgaben für die konstruktive Durchbildung der Tragwerke. *Es entsprechen die für eine bestimmte Last, Beanspruchungsart oder bauliche Gestaltung ermittelten Tragwerksabmessungen nicht in gleicher Weise für schlanke oder gedrungene, hohe oder niedrige Querschnitte.* Werden die Querschnittsabmessungen vermindert, so werden die Einflüsse der:

1. Durchbiegungen,
2. Tragwerksschwingungen,
3. Knickung,
4. chemischen, mechanischen und thermischen Angriffe erhöht, während die inneren Spannungen durch Temperatureinwirkungen und durch das Schwinden des Betons oftmals verringert werden.

Die Erforschung der inneren Spannungen, der Bildsamkeit des Betons und der Tragwerksschwingungen für Stoßlasten[1] und für millionenfache Lastwechsel[2] innerhalb der verschiedensten Spannungsgrenzen ist bisher so weit gediehen, daß stets eine, zumindest näherungsweise, rechnungsmäßige Erfassung dieser Einflüsse möglich ist. Ebenso lassen sich die durch Temperaturänderungen und durch das Schwinden des Betons entstehenden inneren Spannungen berechnen, doch sind die Größenverhältnisse der Spannungseinflüsse bei verschieden schlanken Bauteilen anders und daher werden sich auch im neuzeitlichen Eisenbetonbau in mancher Hinsicht die bisher gültigen Ausführungsregeln ändern.

Die nachfolgende Gegenüberstellung der Bauausführung von zwei Wasserbehältern der Wiener Hochquellen-Wasserversorgung soll den Einfluß der neueren Erkenntnisse im Eisenbetonbau auf die Ausbildung und Gestaltung der Tragwerke zeigen.

Wasserbehälter Krapfenwaldl.

Der Wasserbehälter Krapfenwaldl[3] wurde in den Jahren 1923 bis 1926 erbaut, hat eine Grundfläche von 27,70 m $\times$ 39,4 m, eine mittlere Höhe von 5,58 m und einen Fassungsraum von 4900 m³. Eine 30 cm starke durchgehende Mittelwand teilt den Behälter in zwei voneinander unabhängige Behälterkammern. Die Anordnung des Tragwerkes (Pilzdecke) im Grundriß und in den Hauptschnitten ist in den Fig. 1 und 2 ersichtlich. Die Grundlage für die Bemessung der Eisenbetonquerschnitte war die „Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton oder Beton bei Hochbauten" 1921. Die höchsten Beanspruchungen treten in der Behälterdecke auf und betragen nach Stadium II (vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone) mit $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ berechnet

$$\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Die entsprechend diesen Beanspruchungen erforderliche Mindestwürfelfestigkeit (Würfel 20 $\times$ 20 $\times$ 20) war $W_{b\,28} = 170$ kg/cm². Die größte Beanspruchung in den Behältersäulen beträgt ohne Berücksichtigung von Wärmeänderungen

---

[1] Versuche mit stoßweise belasteten Eisenbetonbalken von Professor Dr. Ing. *R. Saliger*, Technische Hochschule Wien. — Versuchsbericht in Ausarbeitung.

[2] Dauerversuche an Eisenbetonbalken mit verschiedenen Stahlbewehrungen von Professor Dr. Ing. *R. Saliger*, Technische Hochschule Wien. — Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß, Heft 15, Wien 1935, Ö. I. A. V.

[3] Der Wasserbehälter Krapfenwaldl der Wiener Hochquellenwasserleitung von Professor Dr. Ing. *R. Saliger*, Technische Hochschule, Wien. Beton und Eisen 1926, Heft 13, Österr. Bauzeitung 1926, Heft 17.

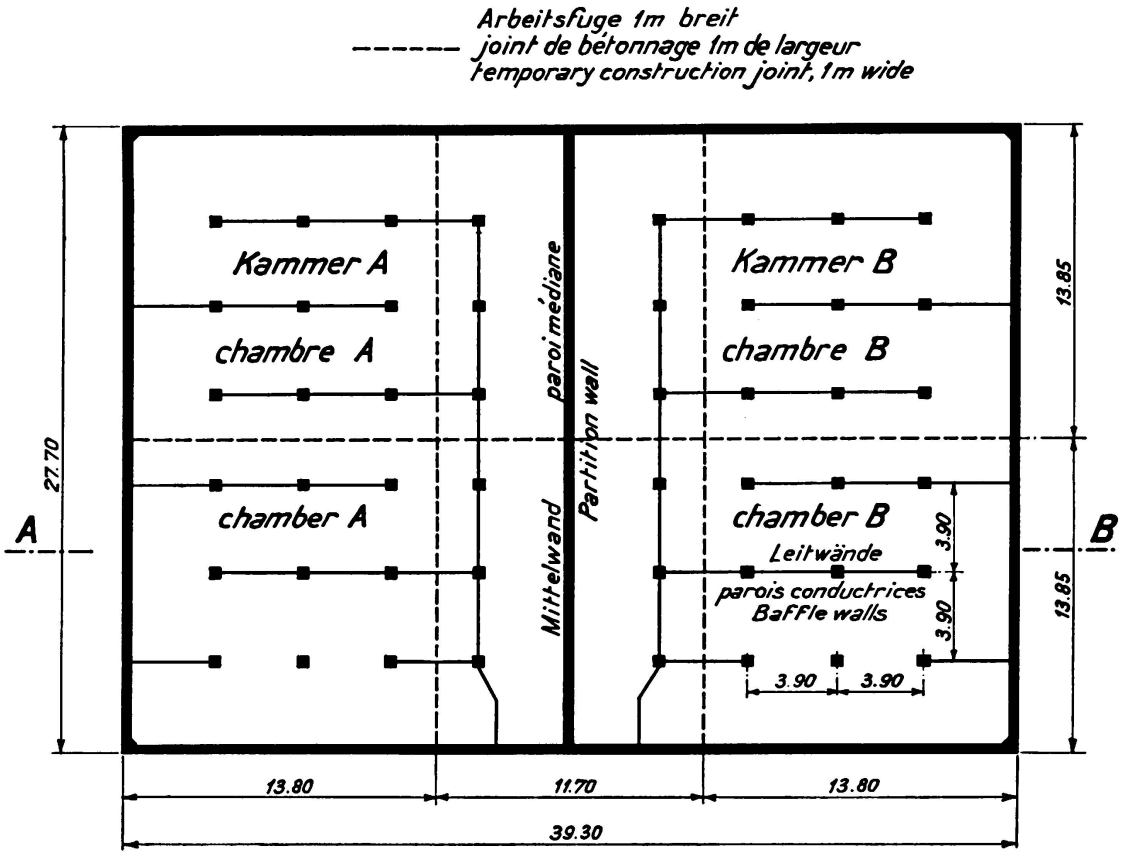


Fig. 1.
Wasserbehälter Krapfenwaldl. Grundriß.

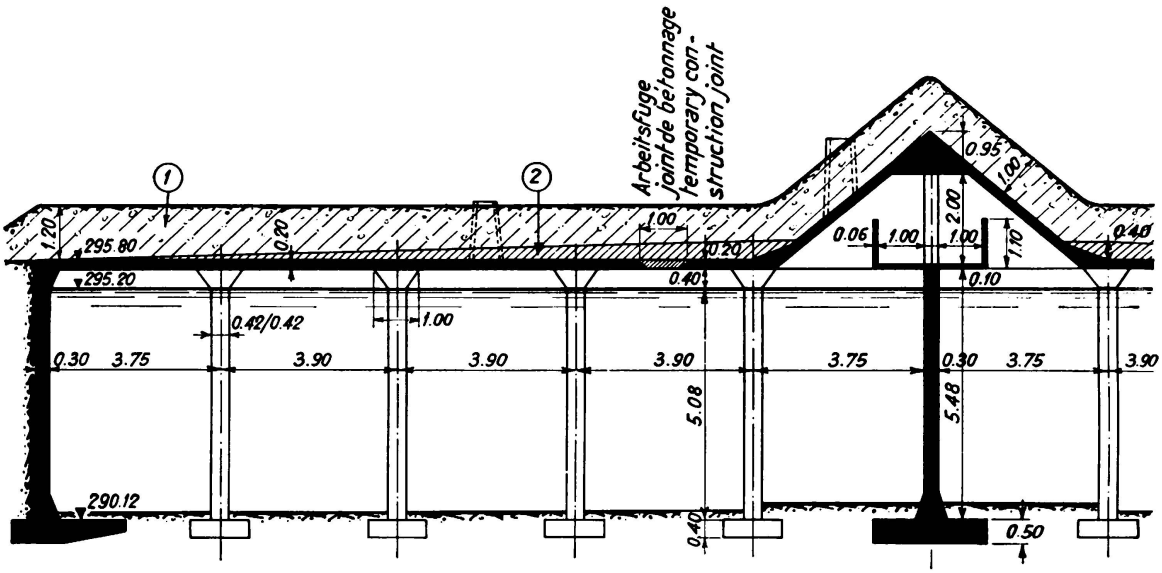


Fig. 2.
Wasserbehälter Krapfenwaldl. Schnitt A-B.
1) Erdschüttung
2) Leichtbeton.

38 kg/cm² bei feldweiser Deckenbelastung; für Vollbelastung auf der ganzen Behälterdecke 25 kg/cm².

Um die Schwindspannungen und die durch ungleichmäßige Setzungen hervorgerufenen Spannungen aus dem Bauwerk tunlichst auszuschalten, wurde von Hofrat Professor Dr. Ing. *R. Saliger* die Anordnung von 1 m breiten Arbeitsfugen *(Baudehnfugen)* empfohlen, die das gesamte Tragwerk des Behälters, Grundkörper ohne Unterbeton, Wände und Decken in sechs Einzelbauteile von je höchstens 13,70 m Längenausdehnung zerlegen (Fig. 1 und 3). Diese Arbeitsfugen zwischen den nunmehr vollständig getrennt hergestellten Einzelbauteilen, in welche die Bewehrungseisen der Decke bzw. die Verteilungseisen in der Wand von beiden Seiten entsprechend weit (mindestens 70 cm) eingreifen, aber *nicht* durchgehen, um ungünstige Vorspannungen im Stahl und Beton zu vermeiden, wurden so lange offen gehalten, als es die Bauausführung gestattete. Die Weite der Fugen ist durch die Länge des erforderlichen Übergriffes der Bewehrungseisen bedingt. Ihre Ausbildung in der Wand und in der Decke ist aus der Fig. 3 ersichtlich. Der für die Ausfüllung der Baudehnfugen verwendete Beton hatte die gleiche Zusammensetzung wie der des anschließenden Tragwerkes.

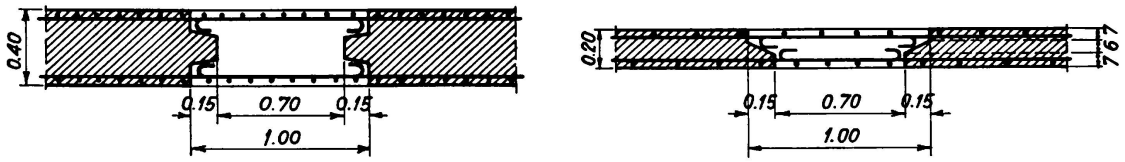


Fig. 3.

Wasserbehälter Krapfenwaldl. Arbeitsfuge in der Wand und in der Decke.

Durch die Einschaltung dieser zielbewußten Baudehnfugen konnten die schädlichen Einflüsse der im jungen Beton am stärksten auftretenden Schwindung vermieden werden und da überdies vor der Ausfüllung dieser Fugen die fertigen Bauteile soweit als möglich eingeschüttet wurden, blieb auch der größte Teil des Einflusses der Tragwerkssetzungen auf die Einzelbauteile beschränkt. Es war durch die Anordnung dieser Baudehnfugen möglich, den Behälter ohne bleibende Dehnfugen (Dauerdehnfugen) auszuführen. Rechnet man nach der Methode des stellvertretenden Rahmen nach dem Festpunktverfahren die Biegemomente und Beanspruchungen, welche in dem Tragwerk bei Wärmeänderungen von $\Delta t = 10^0$ C entstehen, so erhält man die in Tafel I angegebenen Werte.

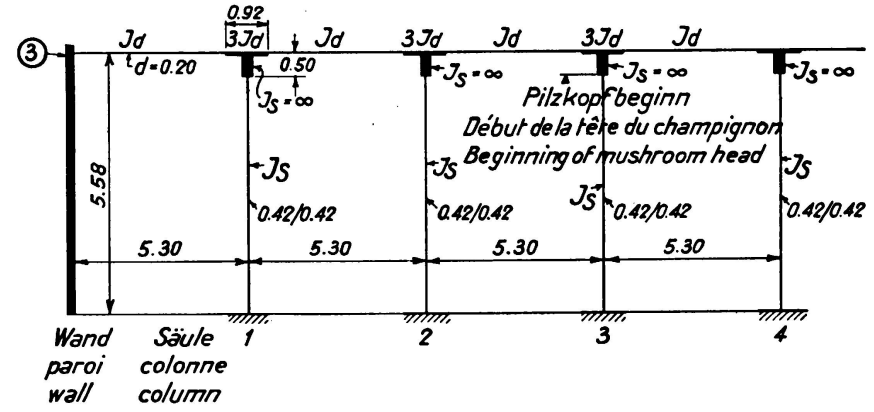
Die Voraussetzungen für die Rahmenberechnung und der Momentenverlauf ist in Fig. 4 dargestellt.

Dieser erhebliche Einfluß der Wärmewirkungen erklärt sich aus der Größe des Tragwerkes und der verhältnismäßig geringen Schlankheit der Vierkantsäulen. Bei einer mittleren Höhe von h = 5,58 m und einer Stärke von d = 42 cm ist das Schlankheitsverhältnis der Säulen $\frac{h}{d} = \frac{558}{42} = 13{,}3$.

Aus der Betrachtung über die Verformung eines Rahmens ohne Berücksichtigung der Verbiegung der Balken lassen sich bei gleicher Säulenschlankheit,

die durch die Verlängerung des Balkens in den unten fest eingespannt gedachten Säulen entstehenden Kräfte und Spannungen entsprechend Fig. 5 berechnen.

$$\frac{H_n \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{H_n \cdot h}{2} \; \frac{\left(\frac{h}{2}\right)^2}{3 \cdot E \cdot J_s} = \frac{\Delta e}{2} = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4}$$



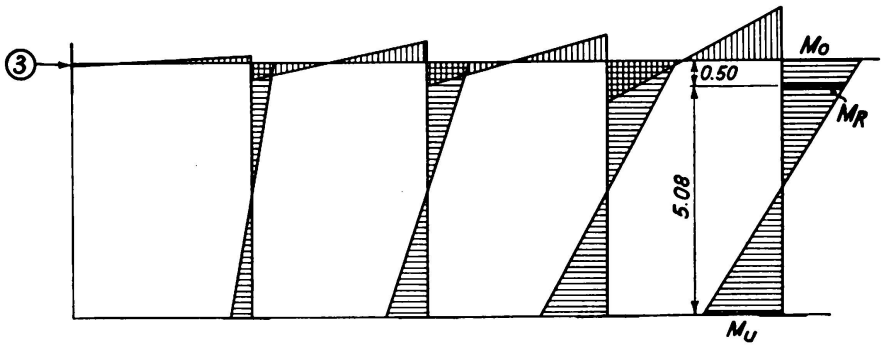


Fig. 4.

Wasserbehälter Krapfenwaldl.

3) Festhaltung, Wand ∞ steif angenommen, M_O, M_R, M_u.

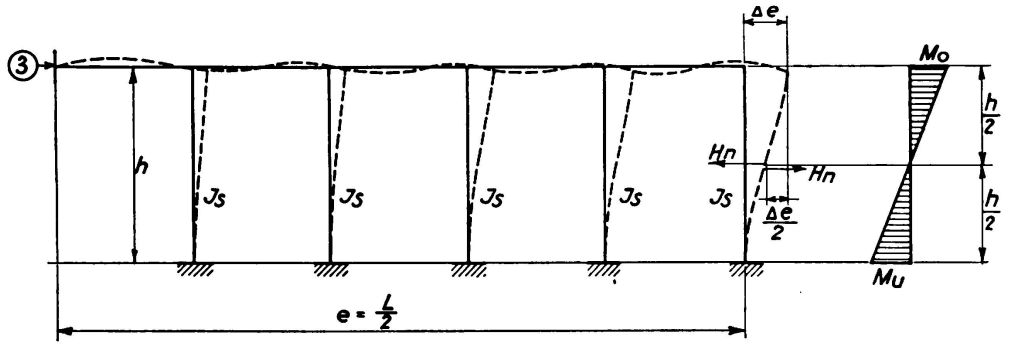


Fig. 5.

Wasserbehälter Krapfenwaldl.

3) Festhaltung, Wand ∞ steif angenommen, M_O, M_R, M_u.

Mit $M = \frac{H_n \cdot h}{2}$ ist nach Stadium I, $E_{bz} = E_{bd} = 210000\ kg/cm^2 = E$ und ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen:

$$M = \frac{H_n \cdot h}{2} = \frac{2 J_s}{d} \cdot \sigma_b \quad \text{und} \quad \frac{2 J_s}{d} \cdot \sigma_b = \frac{w \cdot \Delta t \cdot L}{4} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2}$$

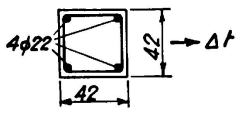
woraus $$\sigma_b = \frac{d \cdot w \cdot \Delta t \cdot L}{4 \cdot 2 \cdot J_s} \frac{3 \cdot E \cdot J_s}{\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{3}{2 \cdot h^2}\ d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L.$$

Für: h = 5,58 m, d = 0,42 m, L = 2 · 4 · 3,90 m = 31,20 m, $\Delta t = 10^0$ C, w = 0,00001, E = 210000 kg/cm² wird $\sigma_b = \frac{3}{2 \cdot 558^2} \cdot 42 \cdot 0{,}00001 \cdot 10 \cdot 210000 \cdot 3120 = 13{,}2\ kg/cm^2$ gegenüber $\sigma_b = 13\ kg/cm^2$ nach der genauen Rahmenberechnung (Fig. 4, Tafel I). Die Größenordnungen der im Tragwerk entstehenden Beanspruchungen durch die Wärmeänderungen lassen sich sonach durch diesen näherungsweise für solche Tragwerkssysteme geltenden Ansatz erfassen (siehe weiters S. 6).

Tafel I.

Wasserbehälter Krapfenwaldl.

In den Säulen durch eine Wärmeänderung von $\Delta t = 10^0$ C entstehenden Biegemomente und Beanspruchungen (gerechnet nach Zustand II: vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone und $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$).

Entfernung von der als feststehend angenommenen Außenwand		Säule 1 3,90	2 7,80	3 11,70	4 15,60 m
Biegemoment in der Tragwerksachse	M_o	0,480	0,968	1,514	1,703
Biegemoment am Pilzkopfbeginn	M_R	0,398	0,800	1,250	1,410
Querschnittsabmessungen und Bewehrung der Säulen am Pilzkopfbeginn		 $F_e = F_e' = 7{,}60\ cm^2$ d = 42 cm h = 39 cm $x_{II} = 10{,}62$ cm $J_{II} = 115356\ cm^4$			
Betondruckspannungen infolge M_R		3,7	7,4	11,5	13,0 kg/cm²
Eisenzugspannungen infolge M_R		147	296	462	520 kg/cm²

Wasserbehälter Lainz.[4]

Dieser derzeit bei Wien im Lainzer Tiergarten im Bau befindliche Wasserbehälter, welcher nach Wissen des Verfassers der größte geschlossene Trinkwasserbehälter der Welt wird, besitzt eine Grundfläche von 25000 m², eine mittlere Höhe von 6,85 m und einen Fassungsraum von 144,000 m³. Eine 35 cm starke durchgehende Mittelwand teilt den Behälter in 2 voneinander unabhängige Behälterkammern A und B. Die Anordnung des Tragwerkes (Pilzdecke) im Grundriß und im Schnitt ist in den Fig. 6 und 11 ersichtlich. Die Grundlage für die Ausbildung des Behälters bildete die im Entwurf bereits fertiggestellte 4. Ausgabe der Österreichischen Eisenbetonnorm B 2302. Das Bauwerk verdient außer seiner wassertechnischen Bedeutung auch bezüglich seiner baulichen Gestaltung und Durchbildung ganz besondere Beachtung.

Die zulässige Betondruckbeanspruchung nach Stadium II (vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone) mit $n = \frac{Ee}{Eb} = 15$ berechnet, ist:

$$\sigma_{bd\ zul} = \frac{W_b\ 28}{3}$$

jedoch höchstens

für die Behälterwände	(d = 35 cm < 40 cm)	80 kg/cm²
„ „ Fußplatten	(d = 45 cm > 40 cm)	100 „
„ „ Decke	(d = 25 cm < 40 cm)	
	beim Belastungsfall I	80 „
	beim Belastungsfall II, 80 · 1,20 = ...	96 „
„ „ Säulen	(d = 45 cm > 40 cm)	
	beim Belastungsfall I	100 „
	beim Belastungsfall II, 100 · 1,20 = ...	120 „

Die zulässige Stahlspannung nach Stadium II (vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone) mit $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ berechnet ist:

beim Belastungsfall I	für Stahl St. 37,11	1200 kg/cm²
	für Istegstahl 1500 · 1,10 . . .	1800 „
beim Belastungsfall II	für Stahl 37,11 : 1200 · 1,25 . .	1500 „
	für Istegstahl 1500 · 1,10 . . .	2000 „

Für die Standberechnung der Außenwände wurden folgende Belastungsfälle in Betracht gezogen:

1. Behälter leer, voller Erddruck, Decke feldweise abwechselnd ohne Überschüttung und mit Überschüttung + Verkehrslast belastet.

[4] Der Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten von Oberstadtbaurat Dr. Ing. *R. Tillmann*. Zeitschrift d. Ö.I.A.V. 1936, Heft 21/22. Der zur Ausführung gelangende Ausschreibungsentwurf wurde auf Grund des von Hofrat Professor Dr. Ing. *R. Saliger* verfaßten Entwurfes für den Wasserbehälter Krapfenwaldl erstellt. Die Bauleitung führt in der M.-Abt. 27 (Städische Wasserwerke) Oberstadtbaurat Dr. Ing. *R. Tillmann* und Baurat Ing. *Zaubeck*. Die Ausführung obliegt der von Professor Dr. Ing. *R. Saliger* und Dr. Ing. *F. Pongratz* beratenen Arbeitsgemeinschaft für den Bau des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten, welche aus nachstehenden Bauunternehmungen besteht: Allgemeine Baugesellschaft A. Porr; Universale Redlich & Berger, Bau-A.-G.; Bauunternehmung H. Rella & Co.; Bauunternehmung F. Switalek's Wwe.; Bauunternehmung G. & W. Gröger.

2. Behälter voll, halber Erddruck, Decke feldweise abwechselnd ohne Überschüttung und mit Überschüttung + Verkehrslast belastet.

Für die Berechnung der *Decken und Säulen* wird

im Lastfall I die ungünstigste Wirkung von

Eigengewicht + volle Überschüttung
Erddruck
Wasserdruck
Verkehrslast (Schneelast)
$\Delta t = \pm 10^0\,C$

im Lastfall II die ungünstigste Wirkung von

Eigengewicht + Halbe Überschüttung
Erddruck
Wasserdruck
Verkehrslast (Halbe Überschüttung + Schneelast)
$\Delta t = \pm 10^0\,C$

berücksichtigt.

Im Hinblick darauf, daß das zufließende Wasser den Behälter in längstens 17 Stunden durchströmt ist eine 50 cm starke Erdüberschüttung zur Isolierung des Wasserbehälters ausreichend.

Eine Ausführung des Tragwerkes ohne Dehnfugen, jedoch wie beim Wasserbehälter Krapfenwaldl, war hier infolge der großen Ausdehnung des Behälters (rund 25000 m² Grundfläche) nicht möglich.

Die Berechnung der Beanspruchungen in der vorhin erwähnten näherungsweisen Art (Fig. 5) ergibt für

$$h = 6{,}85\,m \qquad w = 0{,}00001$$
$$d = 0{,}42\,m$$
$$\Delta t = 10^0\,C \qquad E = 210000\,kg/cm^2$$

$$\text{bei } L = 182{,}55\,m,\ \sigma_b = \frac{3}{2\,h^2} \cdot d \cdot w \cdot \Delta t \cdot E \cdot L = \frac{3}{2 \cdot 685^2} \cdot 42 \cdot 0{,}0001 \cdot 10 \cdot 210000 \cdot 18255 = 52\,kg/cm^2$$

beziehungsweise bei $L = 159{,}65\,m \ldots \sigma_b = 45\,kg/cm^2$ und zeigt, daß die Anordnung von bleibenden Dehnfugen (Dauerdehnfugen) unerläßlich ist. Die Anzahl der erforderlichen bleibenden Dehnfugen konnte jedoch bei gleichzeitiger Anordnung von Baudehnfugen (ähnlich wie beim Bau des Wasserbehälters Krapfenwaldl) erheblich verringert werden, was eine Verminderung der Baukosten wie auch eine Verminderung der späteren Erhaltungskosten in sich schließt.

Die gewählte Anordnung der Baudehnfugen und der Dauerdehnfugen ist in Fig. 6 ersichtlich. Der größte Abstand der Dauerdehnfugen beträgt rd. 40 m und diesem entspricht nach der Näherungsrechnung (Fig. 6) für $\Delta t = 10^0\,C$ eine Betonbeanspruchung von

$$\sigma_b = 11\,kg/cm^2.$$

In den Baudehnfugen sind die einzelnen Bauteile vollständig bis zum Unterbeton getrennt und die Bewehrungseisen der Decke, sowie die Verteilereisen der Wand

greifen von beiden Seiten entsprechend weit ein, laufen jedoch nicht durch, so daß ungünstige Vorspannungen im Stahl und im Beton vermieden werden.

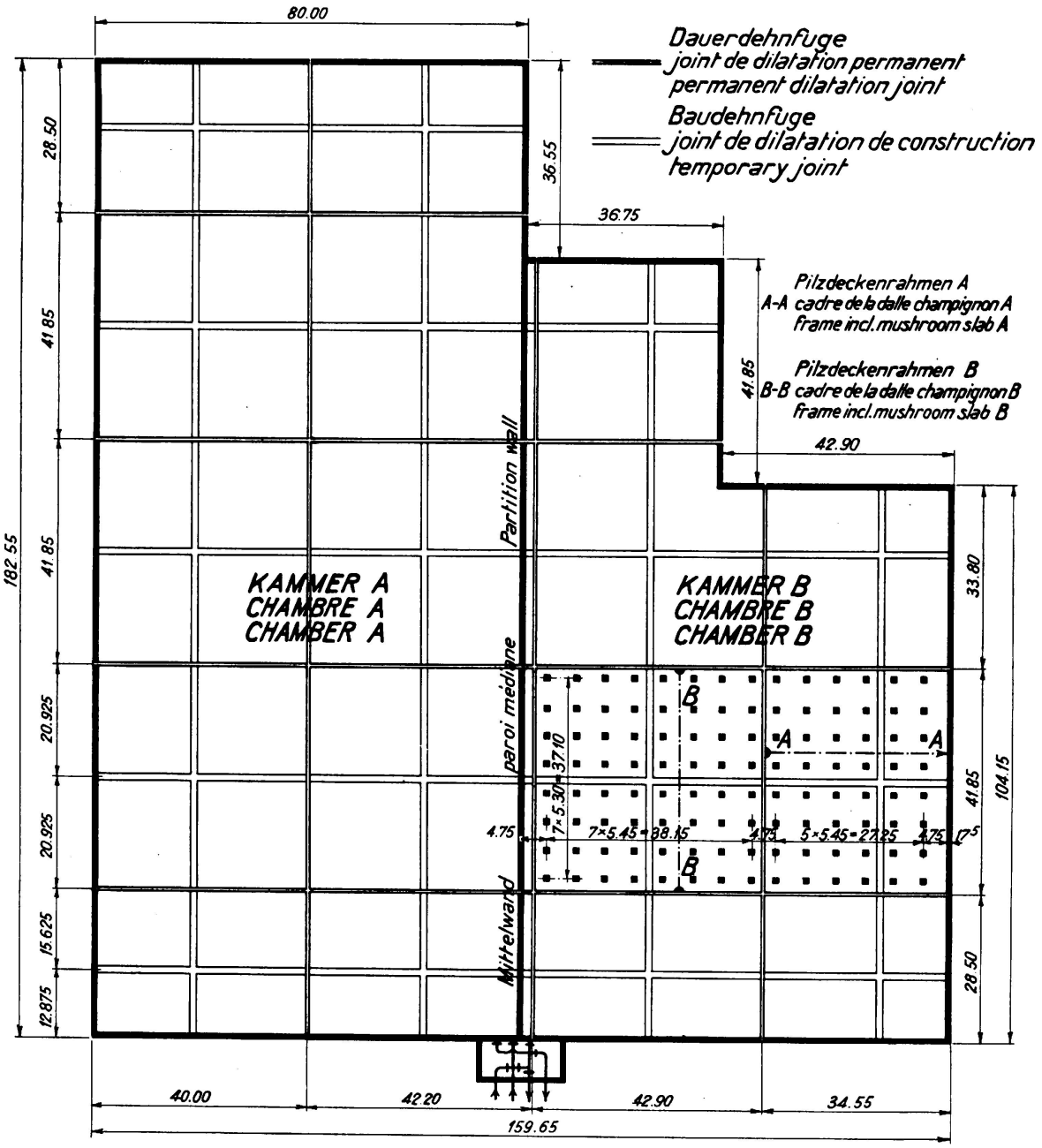


Fig. 6.

Wasserbehälter Lainzer Tiergarten. Grundriß.

Die Ausbildung der Baudehnfugen in der Wand und in der Decke ist in der Fig. 7 ersichtlich.

Ebenso wie beim Wasserbehälter Krapfenwaldl bleiben die Baudehnfugen offen bis die Erdaufschüttung auf die Decke und seitlich an die Wand, bei sorgfältiger Absteifung des Tragwerkes, durchgeführt ist.

Mindestens jedoch sollen die Arbeitsfugen 6 Monate hindurch offen bleiben, damit sich alle verschiedenen schädlichen Einflüsse (Schwindung, ungleiche

Setzung der einzelnen Bauglieder u. s. f.) schon vor ihrer Schließung auswirken können.

Der bei der Betonierung der Baudehnfugen zu verwendende Beton soll die gleiche Zusammensetzung wie der des anschließenden Tragwerkes besitzen.

Bei den Baudehnfugen der Außenwände sind halbkreisförmige Arbeitsschächte (Fig. 7) vorgesehen die in Trockenmauerwerk ausgeführt werden und auch nach der Fertigstellung des Bauwerks zugänglich bleiben, damit stets eine Kontrollmöglichkeit vorhanden ist.

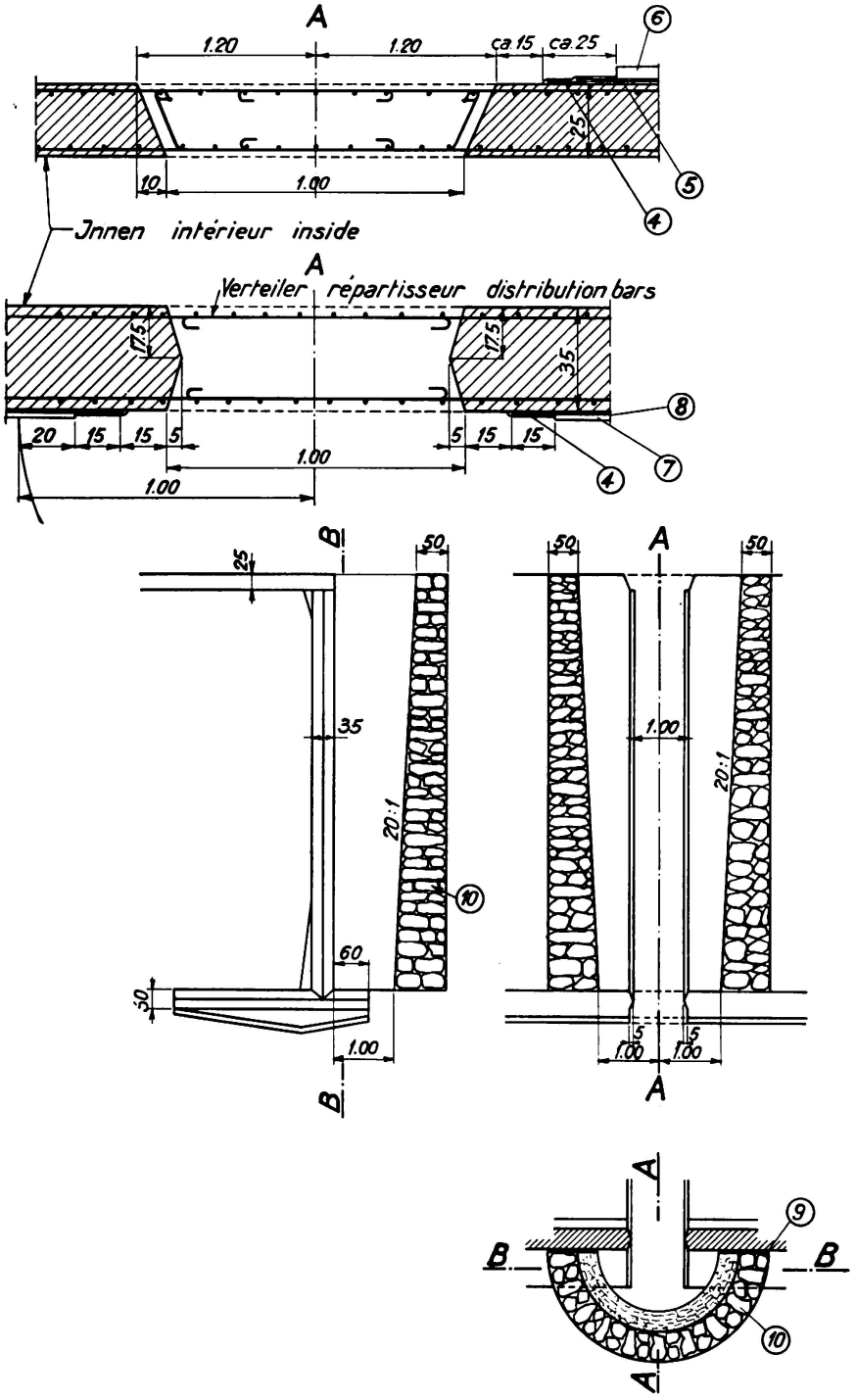


Fig. 7.
Wasserbehälter Lainzer Tiergarten.

4) aufgeklebte Dachpappe
5) Horiz. Isolierung (2Dachpappenlagen)
6) Schutzbeton 4 cm stark
7) Verputz
8) Vertikale Isolierung
9) DoppelteDachpapplage
10) Trockenmauerwerk

Die Ausbildung der Dauerdehnfugen samt der vorgesehenen Isolierung zeigt die Fig. 8.

Bei den Dauerdehnfugen der Außenwände werden rechteckige Kontrollschächte angeordnet und unter den Dauerdehnfugen ist eine ordentliche Drainage vorgesehen (Fig. 8), um eine Durchfeuchtung des Bodens auf jeden Fall zu verhindern. Da der anstehende Blocklehm bei Wasserzutritt quillt und schließlich ganz aufweicht, war bei der Anordnung der Dehnfugen auch die Beschaffenheit des Bodens zu berücksichtigen.

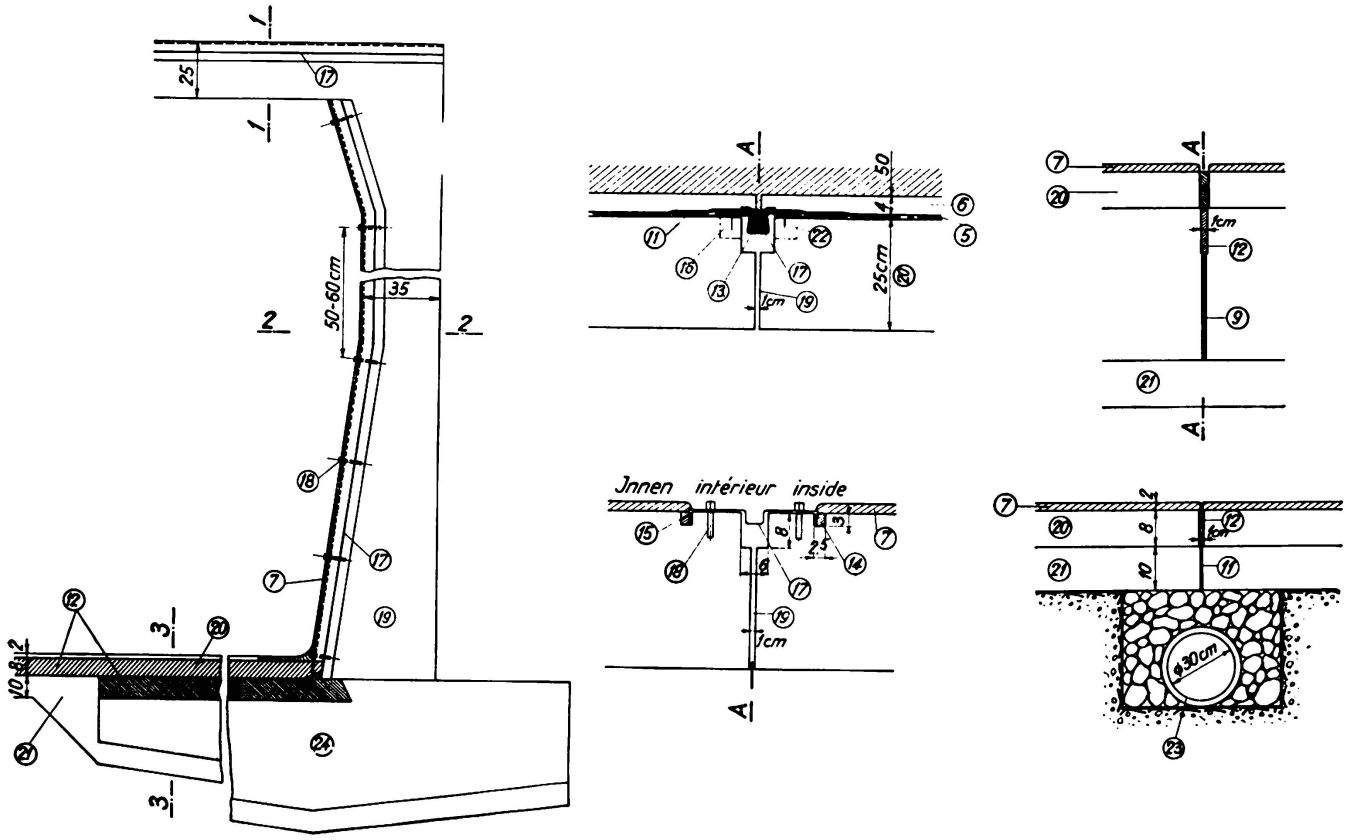


Fig. 8.

Wasserbehälter Lainzer Tiergarten.

11) Dachpappe
12) Asphaltverguß
13) Asphaltkitt
14) mit Zementmörtel ausgegossen
15) geteerter Hanfstrick
16) Holzdübel
17) Cu-Blech
18) Cu-Schrauben
19) Fuge
20) Eisenbetonplatte
21) Unterbeton
22) Nagel oben verlötet
23) Drainage-Tonröhre
24) Fuge mit Dachpappenzwischenlage.

Durch die Teilung des Tragwerkes des Behälters mittels der bleibenden Dehnfugen entstehen zwei grundsätzliche Arten von Rahmentragwerken:

Das Rahmentragwerk A, ein 5 bis 7 Feldrahmen mit 5 bis 7 Säulen (42 cm Geviertquerschnitt), einer festen Wand (entweder Außenwand oder Mittelwand) und einer oben durchlaufenden Pilzdecke (Fig. 6).

Das Rahmentragwerk B, ein 7 Feldrahmen mit 8 Säulen (42 cm Geviertquerschnitt) und einer oben durchlaufenden Pilzdecke (Fig. 6).

Jedes dieser Rahmentragwerke wurde mittels des Festpunktverfahrens als Pilzdeckenrahmen mit unten voll eingespannten Stützen berechnet. Als Breite des betrachteten Rahmentragwerkes ist jeweils die Breite eines ganzen Feldes eingeführt.

Die Aufteilung der errechneten Biegemomente auf die Feld- und Gurtstreifen wurde entsprechend den Österreichischen Eisenbetonvorschriften vorgenommen.

Die in den Rahmentragwerken A und B infolge einer Temperaturänderung von $\Delta t = 10^0$ C entstehenden Biegemomente und Beanspruchungen sind samt den grundlegenden Berechnungsannahmen in den Tafeln II und III und der Fig. 9 angegeben.

Einen Vergleich für die Empfindlichkeit des Tragwerkes des Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten zu jenem des Wasserbehälters Krapfenwaldl geben die durch die Temperaturänderung von $\Delta t = 10^0$ C in einer bestimmten Entfernung von der als feststehend betrachteten Wand, hervorgerufenen Spannungen:

Wasserbehälter Krapfenwaldl (Fig. 4):

$$\text{für } \frac{L}{2} = 15{,}60 \text{ m} \qquad \text{ist nach Tafel I}$$
$$M_R = 1{,}410 \text{ tm}$$
$$\sigma_b = 13{,}0 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$
$$\sigma_e = 520{,}0 \text{ kg/cm}^2.$$

Wasserbehälter im Lainzer Tiergarten (Fig. 9, Rahmen A):

$$\text{für } \frac{L}{2} = 15{,}65 \text{ m} \qquad \text{ist nach Tafel II}$$
$$M_R = 1{,}210 \text{ tm}$$

bei gleichen Säulenabmessungen und Bewehrungen wie beim Wasserbehälter Krapfenwaldl wird

$$\sigma_b = 11{,}1 \text{ kg/cm}^2 \text{ und}$$
$$\sigma_e = 446{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

und bei den tatsächlich ausgeführten Bewehrungen bei gleichen Säulenabmessungen

$$\sigma_b = 8 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e = 248 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Möglichkeit schlanker zu konstruieren umfaßt sonach gleichlaufend die Möglichkeit, in gewissen Grenzen die Dehnfugenentfernungen vergrößern zu können, doch darf dieser Einfluß nicht ohne genauen theoretischen Nachweis überschätzt werden.

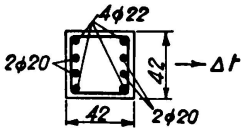
Nachstehend seien nun die Einflüsse der, beginnend in den Punkten 1—6, erwähnten Fortschritte bezüglich der Verbesserung der Betongüte, des Bewehrungsstahles und der genauen theoretischen Kenntnisse auf die Rißgefahr und die Dehnfugenentfernung im Eisenbetonbau besprochen.

Außer dem einen Vorteil, durch die neuzeitliche und zielbewußte Betonbildung die Beanspruchungen erhöhen zu können, wodurch sich die Querschnittsabmes-

Tafel II.

Wasserbehälter im Lainzer Tiergarten.

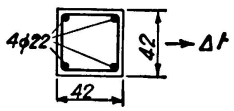
In den Säulen des Rahmens A durch eine Wärmeänderung von $\Delta t = 10^0$ C entstehenden Biegemomente und Beanspruchungen (gerechnet nach Zustand II: vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone und $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$).

Entfernung von der als feststehend angenommenen Außenwand		Säule 1 4,75	2 10,20	3 15,65	4 21,10	5 26,55	6 32,00 m
Biegemoment in der Tragwerksachse	M_o	0,440	0,937	1,450	1,912	2,561	2,518 tm
Biegemoment am Pilzkopfbeginn	M_R	0,365	0,776	1,210	1,595	2,130	2,080 tm
Querschnittsabmessungen und Bewehrung der Säulen am Pilzkopfbeginn		 $F_e = F_e' = 13{,}88\,cm^2$ $d = 42\,cm$ $h = 39\,cm$ $x_{II} = 12{,}77\,cm$ $J_{II} = 192784\,cm^4$					
Betondruckspannungen infolge M_R		2,4	5,0	8,0	10,5	14,1	13,8 kg/cm²
Eisenzugsspannungen infolge M_R		75	157	248	326	435	426 kg/cm²

Tafel III.

Wasserbehälter im Lainzer Tiergarten.

In den Säulen des Rahmens B durch eine Wärmeänderung von $\Delta t = 10^0$ C entstehenden Biegemomente und Beanspruchungen (gerechnet nach Zustand II: vollständig ausgeschaltet gedachte Betonzugzone und $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$).

Entfernung von der Tragwerksmitte		Säule 1 2,65	2 7,95	3 13,25	4 18,55 m
Biegemoment in der Tragwerksachse	M_o	0,252	0,717	1,296	1,470 tm
Biegemoment am Pilzkopfbeginn	M_R	0,210	0,595	1,080	1,215 tm
Querschnittsabmessungen und Bewehrung der Säulen am Pilzkopfbeginn		 $F_e = F_e' = 7{,}60^2$ $d = 42\,cm$ $h = 39\,cm$ $x_{II} = 10{,}62\,cm$ $J_{II} = 115356\,cm^4$			
Betondruckspannungen infolge M_R		1,9	5,5	10,0	11,2 kg/cm²
Eisenzugspannungen infolge M_R		77	220	397	446 kg/cm²

sungen verringern, birgt diese Art der Betonherstellung noch zwei weitere Vorteile in sich:

a) Durch die erhöhte Gleichmäßigkeit des Betons wird die Rißgefahr bedeutend verringert, da schwache Stellen (Nester oder dergleichen) auf ein Mindestmaß gebracht werden oder überhaupt nicht vorkommen.

b) Durch die modernen Rüttelverfahren kann der Zementzusatz und die Wasserbeigabe erheblich geringer gehalten werden und außerdem wird der Luftgehalt des Frischbetons hiedurch vermindert.

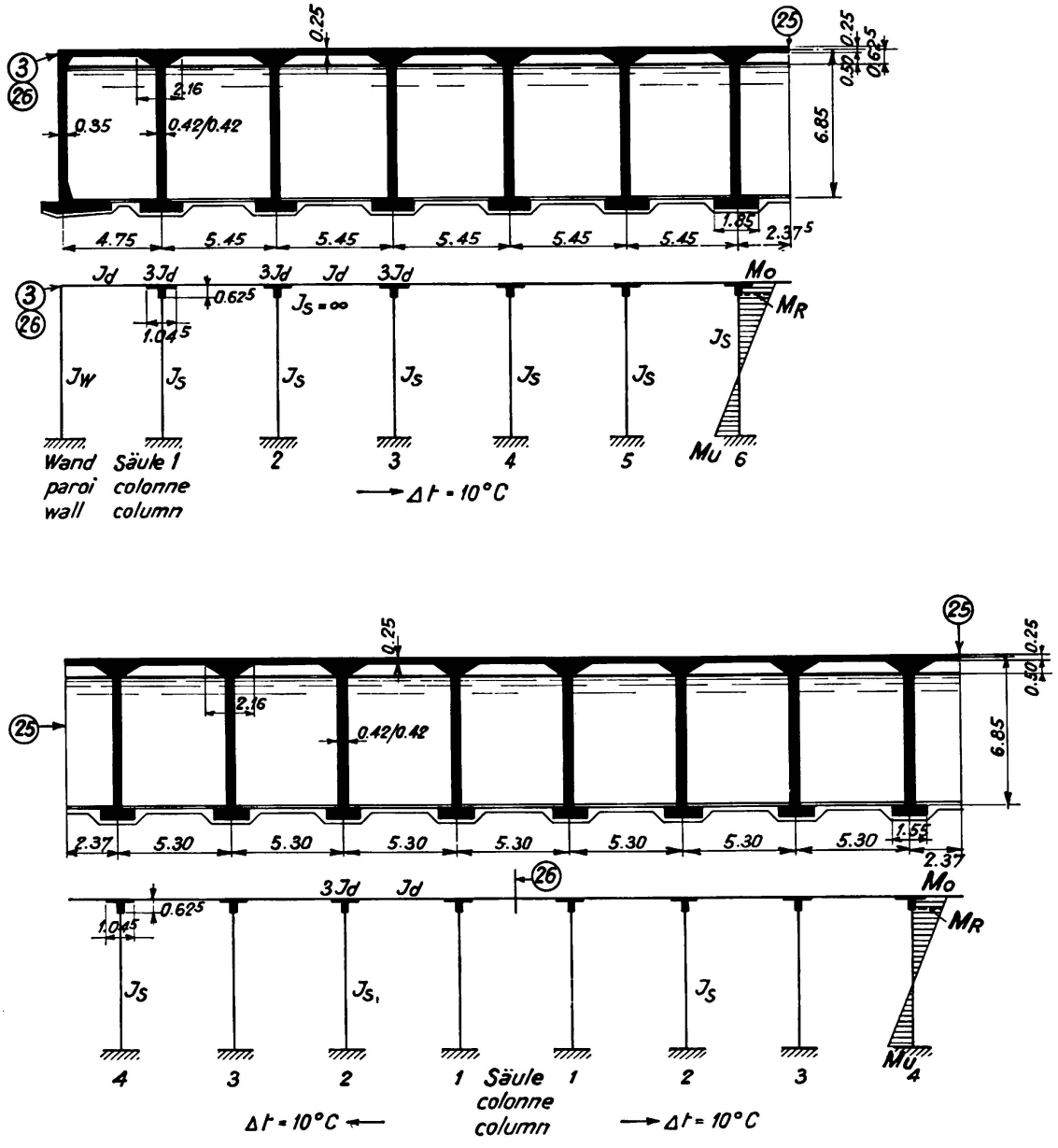


Fig. 9.

Wasserbehälter Lainzer Tiergarten.

25) Dauerdehnfuge

26) Festhaltung für Wärmeänderungen M_o, M_R, M_u.

Beim Bau des „Wasserbehälters Krapfenwaldl" wurde Gußbeton aus gewöhnlichem Grubenschotter und 350 kg Zement je 1 m³ Fertigbeton verarbeitet und die Einbringung desselben erfolgte in der bisher bauüblichen Weise.

Bei dem „Wasserbehälter im Lainzer Tiergarten" erfolgt die Beigabe der Zuschlagstoffe nach Gewicht und in getrennten Körnungen. Die Zementmenge wurde auf Grund eingehender Vorversuche und mit Rücksicht auf die Verarbeitung mit Rüttelgeräten auf 240—270 kg je 1 m³ Fertigbeton festgesetzt.

Durch die Herstellung von Betongemengen von hoher Gleichmäßigkeit und geringem Zementgehalt wird der Einfluß der Schwindspannungen stark verringert. Die Dehnfugenentfernung kann daher in derart ausgeführten Tragwerken entsprechend größer gehalten werden, oder bei Einhaltung der bisher üblichen Fugenentfernungen wird die Rißsicherheit erhöht.

Weiters liegt in der Verwendung von Stählen von hoher Streckgrenze, oder von Stählen ohne ausgeprägte Streckgrenze, kurz zusammenfassend hochwertige Stähle genannt, eine weitere Entwicklungsmöglichkeit.

Eine Konzentration von stärkeren Eisendehnungen und damit die vorzeitige Bildung von klaffenden Rissen wird hiedurch vermieden.

Die Bestimmung der Rißtiefen bei einer von Professor Dr. Ing. *R. Saliger* in Wien durchgeführten Versuchsreihe an Balken mit verschiedener Stahlbewehrung[5] wurde von Dr. Ing. *Jonas Kuodis* mittels dünnflüssiger Farblösungen (vierprozentige Nigrosin Farbenlösung in Alkohol absolutus) durchgeführt und die Ergebnisse in seiner Dissertationsarbeit[6] beschrieben.

Den Schlußfolgerungen entsprechend gehen die bei einem ruhigen Belastungsversuch auftretenden Risse nicht durch den ganzen Balkenquerschnitt, sondern verteilen sich entsprechend Fig. 10. Das Ergebnis des Färbungsversuches am

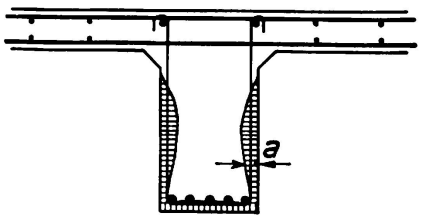


Fig. 10.
Rißtiefen a in Eisenbetonbalken.

Balken 54 a des Professor Dr. Ing. *R. Saliger*'schen Versuchsbalken bei Riß 5 zeigt die Fig. 11. Die Farbe wurde bei dem Versuch bis zum Stillstand der Farbenaufnahmefähigkeit des Risses einwirken gelassen.

Die Berücksichtigung des tatsächlichen Rißverlaufes im Innern der Eisenbetonquerschnitte, der auf Grund der bisher vorliegenden Arbeiten durch eingehende große Versuchsreihen noch genauer zu erforschen ist, gibt sowohl für die Bemessungsweise der Tragwerke wie auch für deren konstruktive Gestaltung neue Richtlinien.

Eine Verringerung der Rißgefahr kann weiters dadurch erreicht werden, daß die Dehnfähigkeit und Zugfestigkeit des Betons gesteigert wird. Jeder Fortschritt in dieser Hinsicht bringt dann zwangsläufig auch einen Fortschritt in der Gestaltungsmöglichkeit mit sich.

---

[5] Versuche mit stoßweise belasteten Eisenbetonbalken von Professor Dr. Ing. *R. Saliger*, Technische Hochschule Wien. — Versuchsbericht in Ausarbeitung.

[6] Noch nicht veröffentlicht.

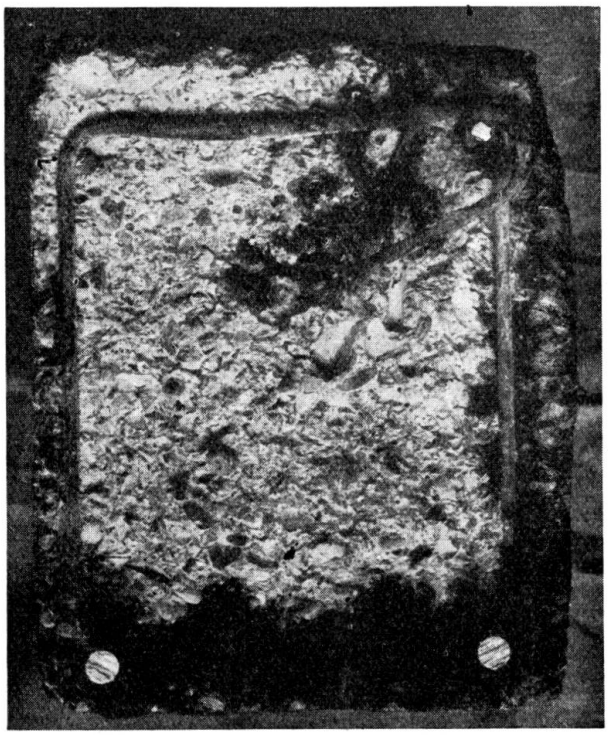


Fig. 11.
Praktische Bestimmung der Rißtiefen in Eisenbetonbalken durch einen Färbungsversuch.

Ein Bauwerk, bei welchem sich die Anordnung von plangemäßen Baudehnfugen während der Herstellung besonders bewährt hat, war jenes der neuen *Großmarkthalle in Ploesti* (Fig. 12).[7]

Die Baudehnfugen hatten hiebei außer der Aufgabe der Ausschaltung der Schwindspannungen noch den besonderen Zweck, Zugkräfte von der Decke fernzuhalten, denn ohne besondere Maßnahmen würde die Kuppelplatte mit ihren Kämpferbalken, die ringsumlaufenden Deckenunterzüge, sowie die Decken selbst für die Bogentragwerke der Kuppel als Zugband wirken.

Die Grundbedingung für die voraussetzungsgemäße Wirkung von bleibenden Dehnfugen ist die freie Beweglichkeit derselben. Wenn das Tragwerk durch vollständig durchlaufende Fugen in zwei von einander unabhängige Tragwerksteile getrennt wird, ist die freie Beweglichkeit am besten und sichersten gewährleistet.

Bei Tragwerken mit Einhängträgern ist der Ausbildung der Bewegungslager *weitgehendste* Sorgfalt zu widmen.

Vor Ausführungen von *Stahl-Gleitlagern* sei hier sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau *gewarnt*. Nicht nur, daß die gleitende Reibung von Stahl auf Stahl schon bei trockenen glatten Flächen 44 % des Auflagerdruckes beträgt,[8] wird dieser Wert durch Anrostungen fast stets erheblich vergrößert und dadurch die Wirkungsweise solcher Lager in Frage gestellt. Risse in den Konsolen oder im Tragwerk selbst sind die Folge.

[7] Die neue Großmarkthalle in Ploesti von Professor Dr. Ing. *R. Saliger* und Dr. Ing. *F. Baravalle*. — Der Bauingenieur 1933, Heft 21/22.

[8] Zahlen für Jedermann von Dr. *Hermann von Baravalle*. Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

Wo Bewegungslager erforderlich sind, sollen ordentliche Rollenlager ausgeführt werden und alles dafür vorgesehen werden, daß die Reinigung und eventuelle Neueinrichtung der Walzen durch eine Hebung des Tragwerkes leicht möglich ist. Die Reibungskraft von 0,2 — 0,6 % des Auflagerdruckes ist jedoch auch hier unbedingt zu berücksichtigen und für deren Aufnahme in den verschiedenen Tragwerksteilen entsprechend Sorge zu tragen.

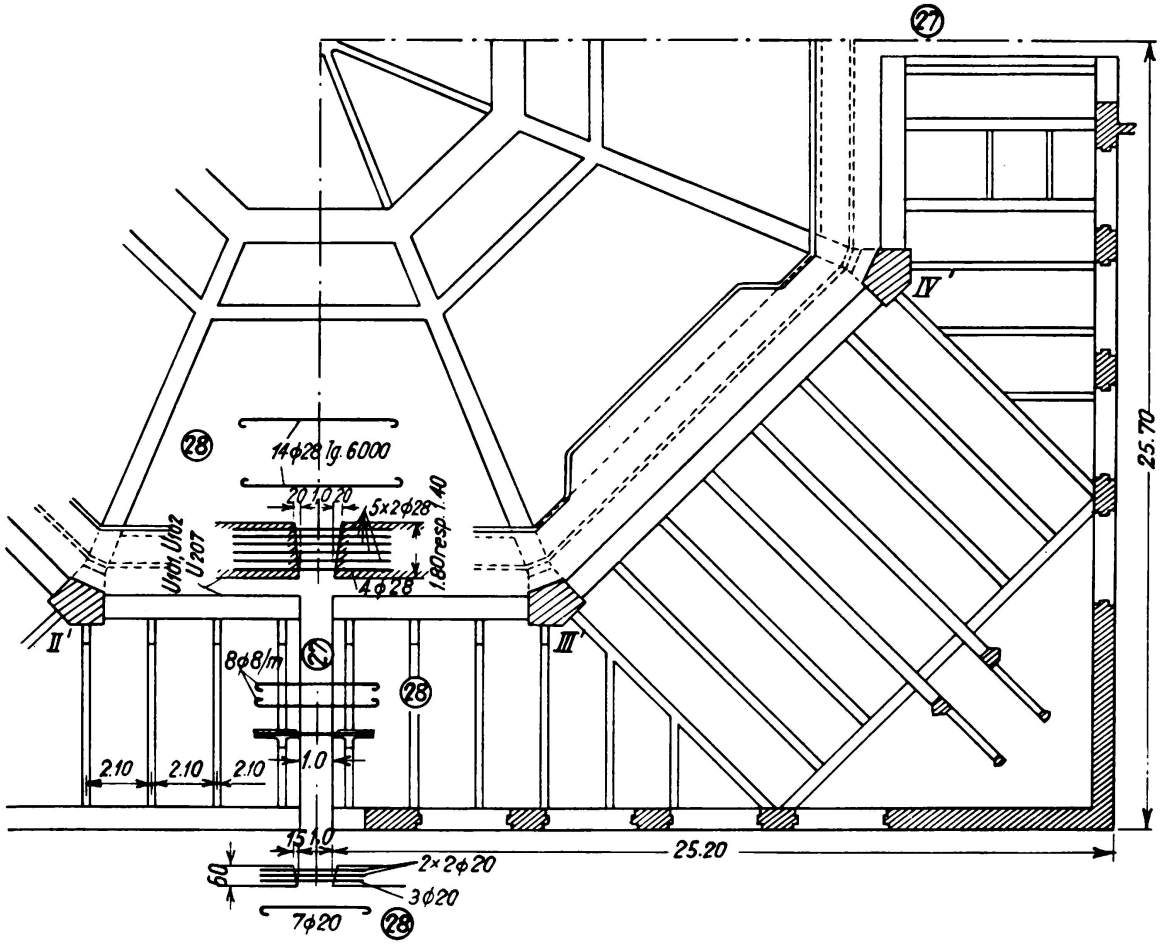


Fig. 12.

Großmarkthalle in Ploesti.

27) 1 m breite Fuge 28) Zulageeisen

Einen großen Einfluß auf die Bewegungsmöglichkeit und daher auch auf die Entfernung der Dehnfugen hat die Bodenreibung und die Bodennachgiebigkeit bei Stütz- und Futtermauern, sowie bei Streifenfundamenten oder Grundplatten. Durch Einschaltung von genügend starken Sandschichten unter und neben den Betonkörpern kann eine größere Entfernung der Dehnfugen möglich werden, doch ist diese Ausführungsart nur bei solchen Bodenarten zulässig, wo ein dauernder Bestand dieser Sandschichte sicher ist. Die Vornahme von Versuchen über die Abhängigkeit der Dehnfugenentfernung von der Bodengattung und die praktische Beeinflußbarkeit derselben wäre eine wichtige Frage, die besonders bei den derzeitigen großen Straßenbauten von Bedeutung ist.

Bei allen theoretischen und praktischen Untersuchungen ist es jedoch un-

erläßlich die Zeitdauer der Schwindvorgänge und der Wärmeschwankungen zu ermitteln.

Von Ingenieur *Karl Fischer* (Stadtbauamt Wien) wurde der Temperaturverlauf in einer 1 m starken Betonwand unmittelbar nach der Betonierung festgestellt (Tafel IV). Ein Kubikmeter Beton enthielt 470 kg frühhochfesten Portlandzement. Daraus geht hervor, daß bei baumäßigen Tragwerksabmessungen schon nach wenigen Stunden der Höhepunkt der Erwärmung des Betons durch den Abbinde- und Erhärtungsvorgang erreicht ist und daß sich dann die Betontemperatur langsam der Außentemperatur angleicht. Ähnlich wie der Einfluß der Zeitdauer des Temperaturverlaufes des Frischbetons ist auch die Zeitdauer der späteren Wärmeänderungen im Tragwerke selbst zu beachten. Die Einflüsse von langsamen Temperaturänderungen und jener von raschen Wärmewechseln und deren Größe sind zusammen mit der Häufigkeit ihres Eintretens für die Wahl der Dehnfugenentfernung mit entscheidend.

Nur durch eine zielbewußte Fugenteilung, seien es Baudehnfugen oder bleibende Dehnfugen und eine Berücksichtigung aller wirkenden Kräfte lassen sich nachträgliche Schäden vermeiden und die Erkenntnisse der zielbewußten Betonforschung in theoretischer und praktischer Hinsicht sollen die neuen Richtlinien für deren Anordnung und Ausführung geben. Zwischen den planmäßigen Baudehnfugen oder den Dauerdehnfugen sollen jedoch die Tragwerke möglichst in einem Zuge ohne Unterbrechung betoniert werden, wenn hiefür auch ein mehrschichtiger Arbeitsbetrieb erforderlich ist.

Tafel IV.

Temperaturverlauf in einer 1 m dicken Betonwand mit 470 kg frühhochfesten Portlandzement je 1 m³ Beton.

Ablesezeit		Abbinde- bezw. Erhärtungszeit	Meßstelle 1	Meßstelle 2	Außen- temperatur
Tag	Stunde				
17. Okt. 1936	17h	Ende der Betonierung	—	—	
18. Okt.	9h		+ 21° C	+ 26° C	+ 12° C
	12h		+ 40°	+ 44°	
	15h	1. Tag	+ 45°	+ 47°	
19. Okt.	9h		+ 40°	+ 39°	+ 9°
	13h 30'		+ 37°	+ 38°	
	15h	2. Tag	+ 37°	+ 36°	
	22h		+ 35°	+ 34°	
20. Okt.	14h	3. Tag	+ 28°	+ 28°	
21. Okt.	8h		+ 18°	+ 18°	+ 8°
	14h		+ 20°	+ 20°	
	19h	4. Tag	+ 24°	+ 23°	
22. Okt.	8h	5. Tag	+ 15°	—	+ 4°
23. Okt.	9h	6. Tag	+ 15°	—	+ 5°
24. Okt.	10h	7. Tag	+ 15°	—	+ 5°

Zusammenfassung.

Aus der Gegenüberstellung des von der Stadt Wien in den Jahren 1923—1926 ausgeführten Wasserbehälters Krapfenwaldl und dem derzeit im Bau befindlichen größten geschlossenen Trinkwasserbehälters der Welt im Lainzer Tiergarten bei Wien wird der Einfluß der neuzeitlichen Betonbildung auf die Tragwerksteilung gezeigt. Durch die zielbewußte Herstellung hochwertigen Betons lassen sich die Querschnittsabmessungen verringern und durch die hieraus bedingte erhöhte Schlankheit der Bauwerksteile kann bei gleicher Sicherheit die Entfernung der bleibenden Dehnfugen vergrößert werden. Weiters verringert die Gleichmäßigkeit des Betons, bezüglich seiner Zusammensetzung und seiner Festigkeit, die Rißgefahr in den Tragwerken. Durch die Anwendung von hochwertigen Stählen mit hoher Streckgrenze, oder von Stählen ohne ausgesprochene Streckgrenze wird ferner die Konzentration von stärkeren Eisendehnungen und damit die vorzeitige Bildung von klaffenden Rissen vermieden.

Von besonderer Bedeutung für die Art der Dehnfugenteilung ist der zeitliche Verlauf der durch den Abbinde- und Erhärtungsvorgang bedingten Erwärmung und jener der späteren äußeren Temperatureinwirkungen.

Die zweckmäßigste Art der Massenteilung im neuzeitlichen Ingenieurbau ist die über den Vorschlag von Hofrat Professor Dr. Ing. *R. Saliger* beim Bau der vorgenannten Großwasserbehälter und bei vielen anderen Bauten durchgeführte Teilung durch:

1. Baudehnfugen, die nur während der Bauausführung, mindestens aber mehrere Wochen lang offen bleiben und dann zubetoniert, die einheitliche Gesamtwirkung des Tragwerks nicht mehr beeinträchtigen,
2. bleibende Dehnfugen (Dauerdehnfugen), durch welche eine dauernde Trennung der einzelnen Tragwerksteile erfolgt und dem Tragwerk das erforderliche Arbeitsvermögen gegeben wird.

Da die Baudehnfugen das Tragwerk vor den Einflüssen der ersten und stärksten Schwindung, sowie von den ersten, meist größten Setzungen bewahren, kann durch deren planmäßige Vorsorge die Entfernung der Dauerdehnfugen weiter gehalten werden als sonst, was eine Verminderung der Baukosten und der späteren Erhaltungsarbeiten zur Folge hat.

Bei einer Tragwerksteilung, welche die Verschieblichkeit der einzelnen Bauglieder durch Bewegungslager bedingt, sollen infolge der hohen Reibungswerte zwischen den Lagerplatten (44 % des Auflagerdruckes bei *trockenen glatten* Stahlflächen) nur Rollenlager vorgesehen werden. Die wirkende Reibungskraft ist bei der Bemessung der einzelnen Tragwerksteile mit 0,2 — 0,6 % des Auflagerdruckes zu berücksichtigen.

Eine besondere Frage bildet der Einfluß der Bodenreibung und der Bodennachgiebigkeit auf die Fugenentfernung in Stütz- und Futtermauern, sowie bei Streifenfundamenten oder Grundplatten.

Die Betrachtung der Fugenteilungen verschiedener Bauten, die angestellten Berechnungen und praktischen Überlegungen sollen die abschließend angeführten Anhaltspunkte für die Richtlinien geben, die im neuzeitlichen Eisenbetonbau für die Anordnung und Ausbildung der Dehnfugen gelten.

Leere Seite
Blank page
Page vide