

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

Band: 2 (1936)

Rubrik: Ila. Einfluss dauernder und wiederholter Belastung

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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).

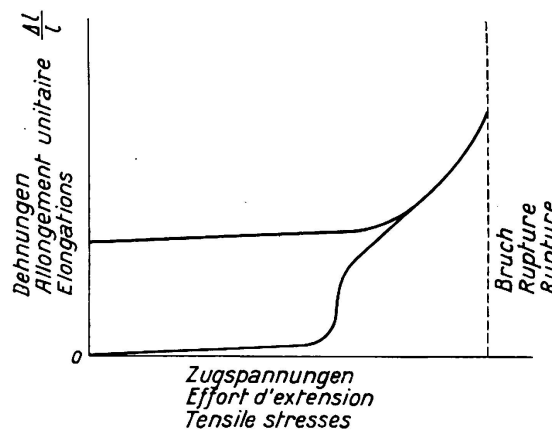


Fig. 1.

Spannungs-Dehnungs-
kurve 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 genieteteter 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.

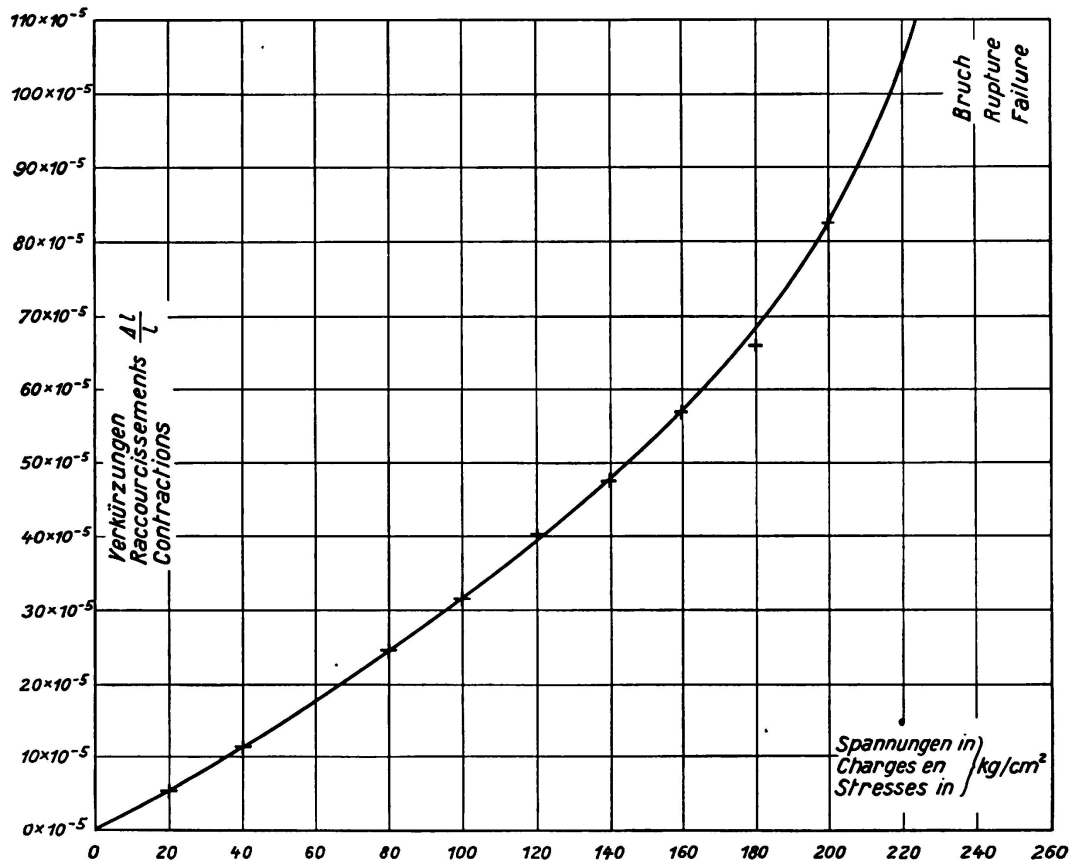


Fig. 2.

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.

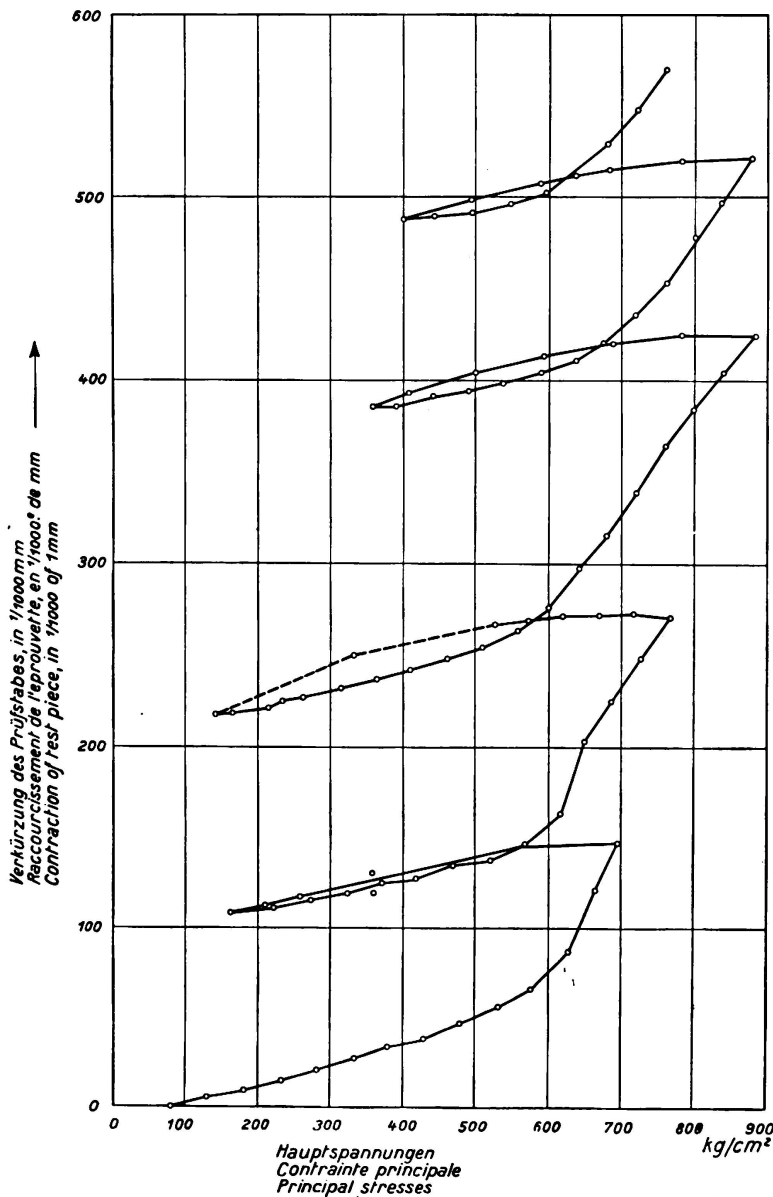


Fig. 3.

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 kurzzeitigen 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).

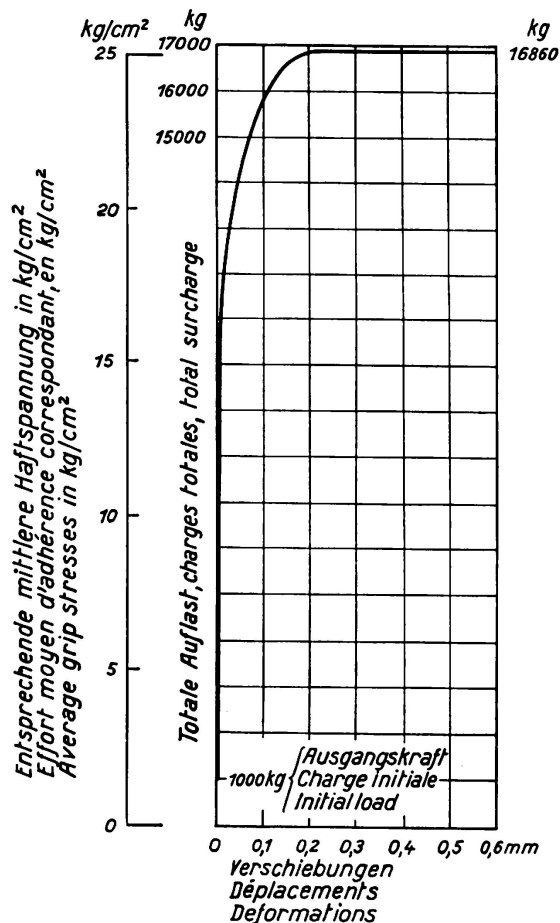


Fig. 4.

Das Gleiten der Bewehrungen im Beton.

Diese Möglichkeit zum Gleiten ohne Aufhebung des Verbunds gestattet erst die Übertragung von Kräften von einem Stab 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 Biegemoment, 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 Biegefähigkeit 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 Zutreten 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

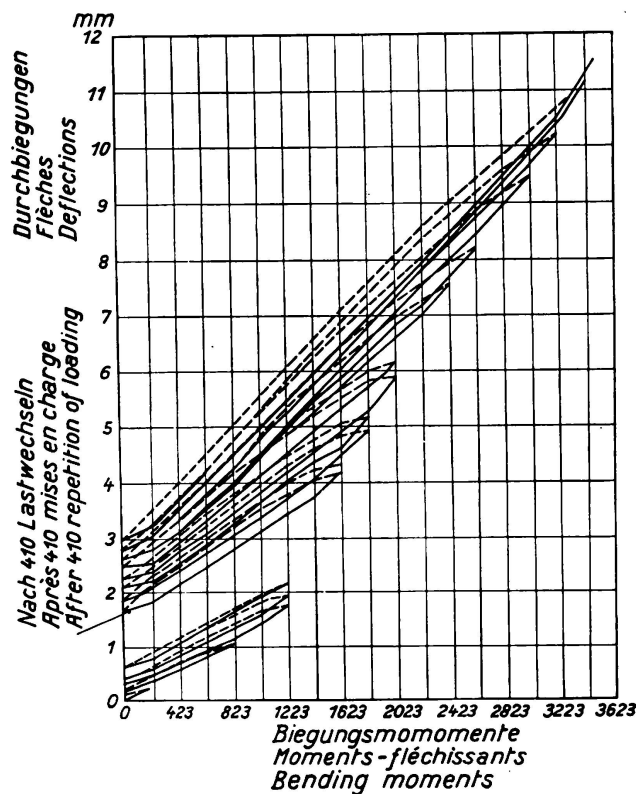


Fig. 5.

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 nachher gerade 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 $\frac{28}{100}$ 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 Betonkernes, 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 Biegemomente nicht nach der Elastizitätstheorie, sondern lediglich z. B. auf Grund der Annahme berechnet werden, daß bei gleichmäßig verteilter Belastung das Biegemoment 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.

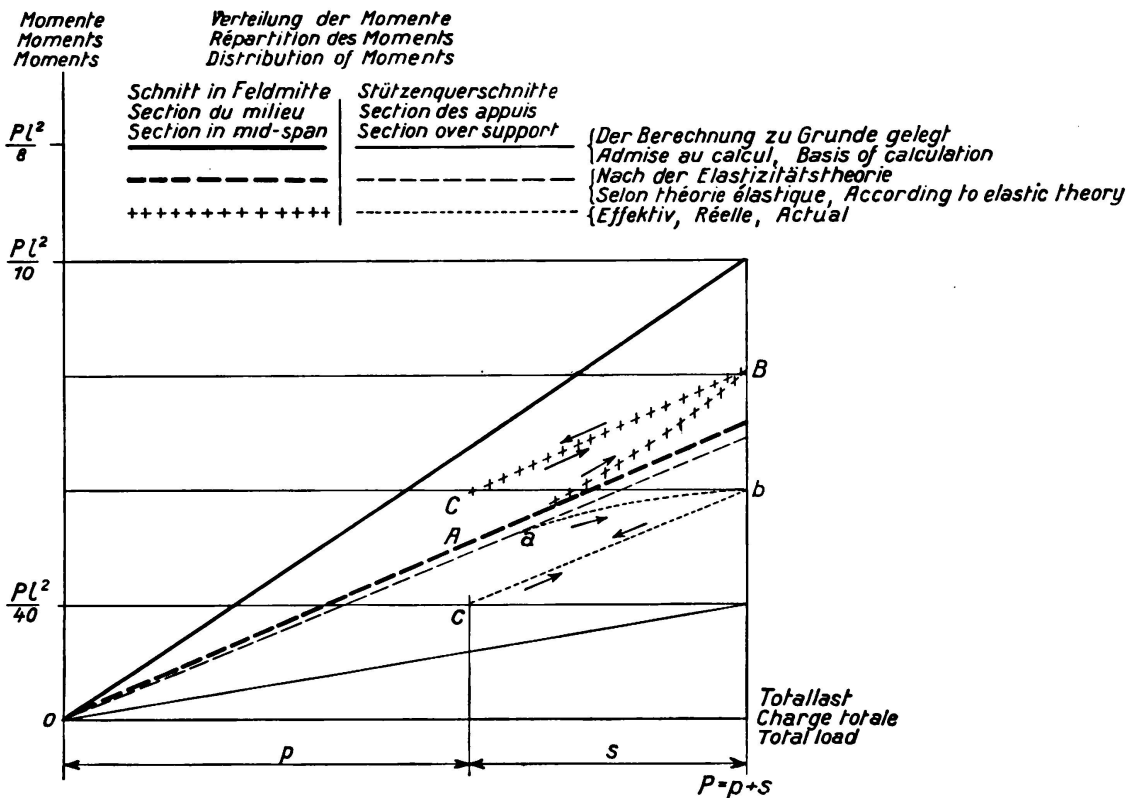


Fig. 6.

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

Wir wollen nunmehr prüfen, wie sich unter diesen Umständen die Biegemomente 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 $s < 4p$ 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 *Freysinet* 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 Bericht 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 $\frac{1}{2}$ 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 Dauerstandfestigkeit des Betons vielleicht über $\frac{4}{5}$ 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/cm^2 die Schwingungsweite *S* betrug

| | | |
|-----------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| bei der ruhenden Last | $\sigma_u = 6 \text{ kg/cm}^2$ | $S = 109 \text{ kg/cm}^2$, |
| „ „ „ | „ $\sigma_u = 118$ | „ $S = 39$ „ , |
| „ „ „ | „ $\sigma_u = 157$ | „ $S = 8$ „ . |

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 $\frac{1}{3}$ der Würfel-

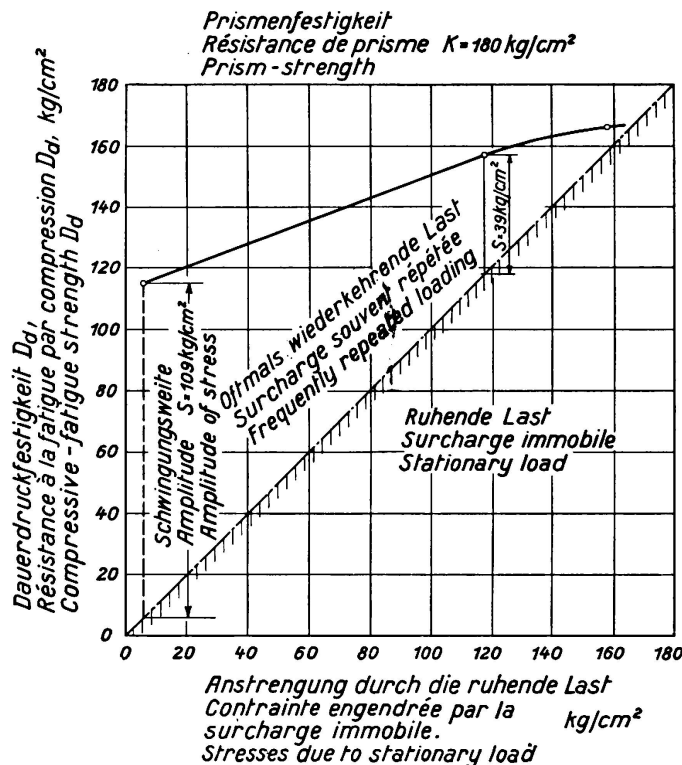


Fig. 1.

Dauerdruckversuche mit unbewehrten Betonprismen.

festigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen. Wenn man die Säulenfestigkeit zu mindestens $\frac{2}{3}$ 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 oftmais 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 oftmais 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.

Clemmer⁵, später Olden⁵, haben die Dauerbiegefestigkeit von Straßenbeton untersucht. Die Last wirkte minutlich 40 mal. Die Ergebnisse zeigen, daß die

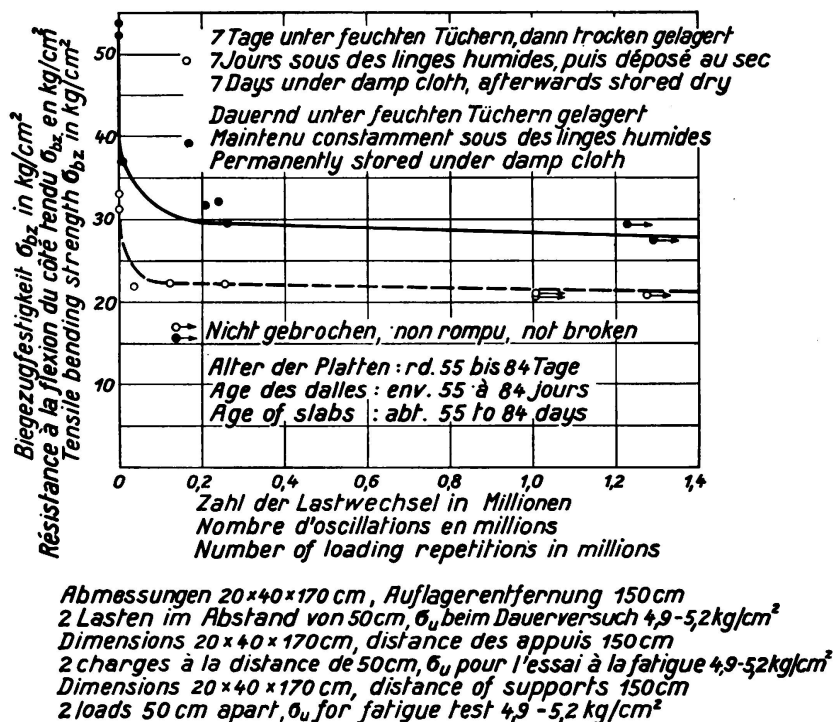


Fig. 2.

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/cm^2 , die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 53 kg/cm^2 , entsprechend den Verhältniszahlen $0,53:1$. Balken, die nach anfänglicher feuchter Behandlung trocken gelagert hatten, lieferten die Dauerbiegefestigkeit bei Ursprungsbelastung zu nur 21 kg/cm^2 , die gewöhnliche Biegefestigkeit zu 32 kg/cm^2 , 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 ermittelt⁶;

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 Rundeseisen die Streckgrenze erreichen, sofern die Oberfläche eine ordentliche Beschaffenheit aufweist.⁷ Für Stähle mit hoher Streckgrenze ist die Ursprungzugfestigkeit kleiner als die Streckgrenze; auch ist bei solchen Stählen die Abhängigkeit der Ursprungzugfestigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe weit mehr ausgeprägt als beim gewöhnlichen Handeseisen. Beispielsweise brach in einfachen Platten die Zugbewehrung,⁸ wenn

| | | | | |
|---------------------------------------|------|------|------|----------------------------|
| $\sigma_{c\max}$ größer war als . . . | 2900 | 3100 | 3300 | 2830 kg/cm ² |
| (Schwingungsweite . . .) | 2570 | 2640 | 2830 | 2565 kg/cm ²); |

dabei betrug

| | | | | |
|-----------------------------------|------|------|------|---------------------------|
| die Streckgrenze σ_s . . . | 2970 | 4280 | 4500 | 6150 kg/cm ² . |
|-----------------------------------|------|------|------|---------------------------|

| | | | | |
|-------------------------------|--------|--------|------------|------------------------------|
| 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-

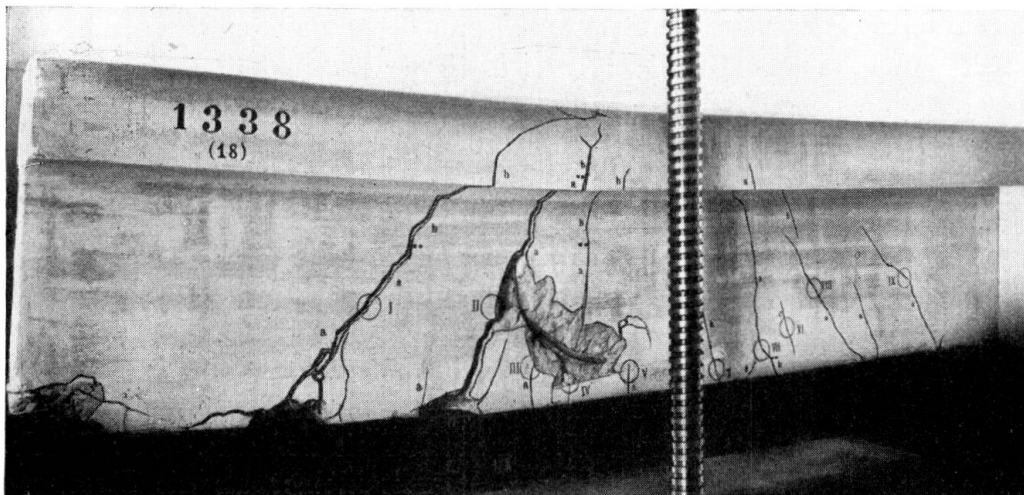


Fig. 3.

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 zugänglich, weil in Balken stärkere Eisen als in Platten verwendet werden, womit die Pressungen des Betons durch die Haken usw. 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 u. f., sowie die dort angegebenen Quellen.

Leere Seite
Blank page
Page vide