Ewald Hoyer

DER STAHLSAITENBETON

Erster Band

TRÄGER UND PLATTEN

Zweite Auflage

OTTO ELSNER VERLAGSGESELLSCHAFT

POLITECHNIKA
BIBLIOTEKA
GŁÓWNA
w Gliwicach

8.
S. 7

Z KSIĘGOZBIORU

T. J. KAŁKOWSKIEGO

Gab. Hist

Nr. I/42
Kl. 119.

HOYER
STAHLSAITENBETON
BAND I

DER STAHLSAITENBETON

THEORIE
UND ANWENDUNG DES
NEUEN WERKSTOFFES

Band I

OTTO ELSNER VERLAGSGESELLSCHAFT
BERLIN · WIEN · LEIPZIG

DER STAHLSAITENBETON

Band I

TRÄGER UND PLATTEN

Von Ing. Ewald Hoyer

Mit 86 Abbildungen
und 18 Tafeln

Zweite Auflage

19 39

OTTO ELSNER VERLAGSGESELLSCHAFT
BERLIN · WIEN · LEIPZIG

S.91
06

624.012.4

19064

Alle Rechte vorbehalten
Copyright 1939 by Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin. Verlagsnummer 39204
Elsnerdruck Berlin
D19/59

G E L E I T W O R T

Wenn wir heute das vorliegende Buch der Technik und Wissenschaft übergeben, so handelt es sich nicht nur um ein neues Werk an sich, sondern gleichzeitig um die wissenschaftliche Begründung für einen Werkstoff, der etwas grundsätzlich Neues und völlig anderes darstellt, als der uns allen vertraute Eisenbeton. Von dem sudetendeutschen Ingenieur Ewald Hoyer sind mit dem Stahlsaitenbeton gleichzeitig neue statische Erkenntnisse gefunden worden. So haben wir zum Beispiel bis heute in der Statik nur Körper betrachtet, die im Innern frei von jeglichen Kraftquellen sind. Solche Körper, bei welchen schon im unbelasteten Zustand größere Kraftquellen dauernd wirken, hat man bisher nicht gekannt.

Im Stahlsaitenbeton haben wir zum ersten Male einen Werkstoff, in dessen Inneres äußere Kräfte eingeleitet sind, die den Stoff dauernd unter Spannung halten. Das, was hier technischer Geist ersonnen hat, ist mit den bisherigen Theorien und technischen Grundsätzen nicht zu erfassen. Die bisherigen Eisenbetonbestimmungen und deren statische Voraussetzungen sind auf den neuen Werkstoff nicht anwendbar.

Mit nur 10% des Eisenaufwandes gegenüber dem normalen Eisenbeton schuf Hoyer einen elastisch federnden Beton von hoher Zugfestigkeit, der trotz dieser geringen Eisenmenge sich ähnlich wie Eisen oder Holz verhält. Die umfangreichen wissenschaftlichen Untersuchungen, die in den letzten Jahren durchgeführt worden sind, haben die Richtigkeit der von Hoyer aufgestellten Theorien vollauf bestätigt.

Aber nicht nur das Neue des Stahlsaitenbetons soll hier unterstrichen werden, sondern vielmehr noch die wirtschaftliche Bedeutung, die diesem Stoff gerade in heutigen Zeiten zukommt. Nicht nur in Deutschland, sondern auch in allen anderen Ländern der Erde steht die Technik heute vor vollständig neuen Aufgaben.

Vor allem hat es sich gezeigt, daß wir das Problem der Rohstoffe für das Bauwesen heute unter einem gänzlich veränderten Gesichtswinkel sehen müssen. Die immer größer werdenden Bauvorhaben, die zur Ausführung gelangen, bedingen einen erhöhten Einsatz an Baustoffen.

Aber auch auf anderen Gebieten hat die Technik einen erhöhten Bedarf an Holz und Eisen mit sich gebracht, als es noch vor 20 oder 30 Jahren der Fall war. Es sei nur daran erinnert, daß die Verwendung des Holzes bei der Herstellung von Papier gegenüber dem Jahre 1880 fast auf das Achtfache gestiegen ist und daß heute weiterhin ein großer Teil des verfügbaren Holzes für die Herstellung von Zellwolle benötigt wird. Aehnlich liegen die Verhältnisse beim Eisen. Auch hier steht die Eisenerzeugung in keinem Verhältnis mehr zu den tatsächlichen Anforderungen. Während wir aber beim Eisen zur Zeit noch in der Lage sind, die Produktion gewaltig zu steigern, wird es völlig unmöglich sein, mehr Holz zu schaffen, als den bisherigen jähr-

lichen Zuwachs, da hier die nötigen Grenzen einerseits in der verfügbaren Waldfläche an sich und andererseits in den langsamen und unbeeinflußbaren Wachstum der Bäume selbst liegen.

Unter diesen Umständen haben wir in der Hoyerschen Erfindung eines neuen Baustoffes, der wegen seines geringen Eisenaufwandes uns in praktisch unbegrenzten Mengen zur Verfügung steht, nicht nur einen großen Fortschritt wissenschaftlicher Erkenntnisse zu sehen, sondern gleichzeitig eine Erfindung, deren wirtschaftliche Bedeutung gar nicht hoch genug angesetzt werden kann. Durch die Verwendung des Stahlsaitenbetons sehen wir uns in die glückliche Lage versetzt, zunächst im Hochbau, heute schon zum Großteil Holz auszuschalten und gleichzeitig nur einen Bruchteil des Eisens zu verwenden, das bisher für diese Zwecke benötigt wurde.

Die Deutsche Akademie für Bauforschung, die neben ihren eigenen Forschungsaufgaben ein wichtiges Gebiet ihrer Tätigkeit in der Einführung neuer und erprobter Baustoffe und Bauweisen in die Praxis sieht, hat sich deshalb bemüht, diese neue Idee eines deutschen Ingenieurs der Fachwelt nahezubringen, getragen von der Ueberzeugung, daß es sich hier nicht nur um eine ideelle Förderung eines genialen technischen Gedankens handelt, sondern gleichzeitig um die Lösung eines Rohstoffproblems.

Möge durch dieses Buch den deutschen Ingenieuren und Baumeistern die Möglichkeit gegeben sein, sich von der Bedeutung der Hoyerschen Erfindung zu überzeugen und sie als einen weiteren Grundstein für eine neue Epoche kühner und dauerfester Bauwerke zu betrachten.

Berlin, November 1938.

Präsident der Deutschen Akademie
für Bauforschung.

VORWORT ZUR 1. AUFLAGE

Das vorliegende Werk, welches in drei Bänden erscheinen wird, soll die Fachwelt über die neue Theorie der vorgespannten Bewehrung im Eisenbetonbau unterrichten. Gleichzeitig sollen auch die vom Verfasser in langjähriger Arbeit gewonnenen Erkenntnisse auf diesem Gebiet eingehend behandelt werden, da sie die Grundlage für die neue Eisenbetontheorie darstellen. In diesem Buch werden außerdem die Maßnahmen aufgezeigt, die erforderlich sind, um heute, nach einer 60jährigen Entwicklungszeit des Eisenbetons erstmalig einen elastischen und homogenen Verbundstoff aus Beton und Stahl herstellen zu können, der allen Anforderungen entspricht.

Dieser neue Verbundstoff, den wir als „Stahlsaitenbeton" bezeichnen wollen, besteht aus hochwertigem Beton und besitzt eine neue Bewehrung aus bestvergütetem Stahl. Beim Stahlsaitenbeton handelt es sich um einen hochwertigen Baustoff, in welchem durch hochvorgespannte Stahlsaiten von beispielsweise 1 bis 3 mm Stärke und 24 000 bis 30 000 kg/cm² Festigkeit, äußere Kräfte in das Betoninnere eingeleitet werden. Durch das innere Kräftespiel unterscheidet sich der Stahlsaitenbeton grundsätzlich vom bisherigen Eisenbeton.

Durch die hervorragenden Eigenschaften der neuen Bewehrung durch Stahlsaiten wird ein Verbundwerkstoff geschaffen, der bei Belastung, ähnlich wie Stahl oder Holz, elastisch ist.

Nicht nur der technische Fortschritt soll hervorgehoben werden, sondern vor allem die bedeutende Eisenersparnis, die durch Anwendung von Stahlsaitenbeton erzielt wird. Die Eisenersparnis gegenüber dem gewöhnlichen Eisenbeton ist bei gleicher Tragfähigkeit 90 %. Dies ergibt sich dadurch, daß im Stahlsaitenbetonbau ein Stahl mit der Streckgrenze von 24 000 kg/cm² verwendet wird, während der im Eisenbetonbau verwendete Handelsstahl nur 2400 kg/cm² Spannung an der Streckgrenze hat.

Durch besondere Maßnahmen ist es möglich, bei Bauwerken aus Stahlsaitenbeton die Formänderungen, die sich aus dem Einfluß von äußeren Kräften, Temperaturen, Schwinden und Kriechen ergeben, beliebig auszuschalten. Dieser Umstand ist für die Errichtung von größeren Bauwerken ebenfalls von allergrößter Bedeutung, da eine Ausschaltung der Formänderungen bei den bisher bekannten Baustoffen nicht möglich war. Mit der Einführung des Stahlsaitenbetons wird ein neuer Zeitabschnitt des Eisenbetons beginnen. Die neue statische Wirkungsweise in Verbindung mit besonderen Herstellungsverfahren wird es gestatten, daß man in Zukunft Bauwerke aus Stahlsaitenbeton errichtet, die einen wesentlichen Fortschritt in unserem Bauwesen bedeuten werden. Wir werden in der Lage sein, Brücken- und Hallenbauten mit weit größeren Spannweiten als bisher auszuführen. Auch weit höhere Bauwerke, wie Türme und Schornsteine mit großer Standsicherheit, wird man errichten können.

Der Stahlsaitenbeton eignet sich infolge seiner hervorragenden elastischen Eigenschaften auch für die Herstellung von Betonwaren und Betonfertigkonstruktionen. Es ist zu erwarten, daß in der Betonwarenindustrie neue Anwendungsmöglichkeiten geschaffen werden. So wird man z. B. Träger und Platten in beliebigen Abmessungen, Eisenbahnschwellen, Rohre und Behälter für alle möglichen Zwecke, Säulen und Maste, zusammensetzbare Tragwerke und sonstige Gegenstände herstellen können.

Von der vielseitigen Verwendungsmöglichkeit soll das vorliegende Werk auch berichten. Band I umfaßt die Theorie des Stahlsaitenbetons im allgemeinen, sowie einige Verfahren zur fabrikmäßigen Herstellung von Trägern und Platten als Austauschstoff für eiserne Träger und Hohlbalken im Wohnungsbau. Die hauptsächlichsten Versuche sind ebenfalls darin beschrieben. Die Hohlbalken und Platten werden in einem Ergänzungsband gebracht, da die Versuche hierüber zur Zeit der Drucklegung noch nicht endgültig abgeschlossen sind. Das Gleiche gilt für die umfangreichen Versuche zur Bestimmung der Haftfestigkeit der Stahlsaiteneinlagen.

Band II wird die Theorie und Ausführung für örtliche Bauwerke bei statisch bestimmten und statisch unbestimmten Konstruktionen behandeln. In diesem Band werden die neuen Verfahren und Baukonstruktionen, die für die Erstellung dieser Bauwerke aus Stahlsaitenbeton notwendig sind, beschrieben.

Band III wird schließlich die weiteren fabrikmäßigen Erzeugnisse aus Stahlsaitenbeton erörtern.

Im kommenden Frühjahr wird mit der Anwendung von Trägern und Platten im Hochbau begonnen werden können. Die Vorarbeiten, die geleistet werden mußten, waren sehr umfangreich. Es wäre nicht möglich gewesen, diese so rasch abzuschließen, wenn nicht der Generalsachverständige für deutsche Roh- und Werkstoffe, Herr Staatssekretär Keppler und seine Dienststelle, die Arbeiten in dankenswerter Weise gefördert hätte. Die hauptsächlichsten Versuche sind im Benehmen mit der Reichsstelle für Wirtschaftsausbau im Versuchs- und Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden, unter Leitung von Herrn Professor Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. Gehler, von seinen Mitarbeitern durchgeführt worden.

Der Akademie für Bauforschung, insbesondere dem Präsidenten, Herrn Professor Rudolf Stegemann, sei für seine Förderung und für das Geleitwort bestens gedankt.

Meinem Mitarbeiter, Herrn Dr.-Ing. habil. Friedrich, der hervorragenden Anteil an der Ausarbeitung dieses Buches hat, danke ich bestens. Ebenso meinen anderen Mitarbeitern für ihren Einsatz und Anteilnahme an der Entwicklung dieses neuen Werkstoffes.

Schließlich möchte ich noch dem Verlag meinen Dank aussprechen für die rasche Drucklegung und mustergültige Ausstattung dieses Buches.

Berlin, November 1938. Der Verfasser.

VORWORT ZUR 2. AUFLAGE

Nach kaum fünf Monaten nach Erscheinen der ersten Auflage war sie bereits vergriffen. Dies zeigt, daß dem Stahlsaitenbeton reges Interesse entgegengebracht wird. Die 2. Auflage hat gegenüber der ersten wegen der Kürze der Zeit nur geringfügige Aenderungen erfahren. Ueber die umfrangreichen weiteren Versuche sowie über die praktische Anwendung des Stahlsaitenbetons wird laufend in den Zeitschriften berichtet. Nach Abschluß der Versuche wird das Ergebnis in einem Folgeband zusammengefaßt werden.

Möge das Buch dazu beitragen, daß nun recht bald in großem Umfang Stahlsaitenbeton im Hochbau angewendet werden kann.

Berlin, September 1939. Der Verfasser.

INHALTSÜBERSICHT

A. Eisenbeton, vorgespannt und nicht vorgespannt und Stahlsaitenbeton

Seite

1. Der Eisenbeton 13
   a) Kurzer geschichtlicher Rückblick 13
   b) Dehnungsverhältnisse von Beton und Stahl 14
      α) Beton. 14
      β) Stahl 15
   c) Zusammenwirken von Stahl und Beton bei Druckbeanspruchung 15
   d) Zusammenwirken von Beton und Stahl bei Zugbeanspruchung 15
   e) Zusammenwirken bei Biegungsbeanspruchung 18
2. Konstruktionen aus Stahl und Beton zur Erhöhung der Rißlast 22
   a) Verfahren von Koenen und Lund 22
   b) Das Verfahren von Freyssinet 25
3. Stahlsaitenbeton 27

B. Die Berechnung von Stahlsaitenbetonkonstruktionen

1. Formgebung von Stahlsaitenbeton 35
2. Berechnung von Zugstäben 36
   a) Ableitung der Formeln 36
   b) Aufgabe 38
   c) Beispiel 39
   d) Bemerkungen 39
3. Berechnung von auf Biegung beanspruchten Bauteilen 42
   a) Allgemeine Bemerkungen 42
   b) Bewehrung auf der Zugseite des Querschnittes 43
   c) Bewehrung auf der Druckseite des Querschnittes . . 47
   d) Bewehrung auf der Zug- und Druckseite 47
   e) Bruchbelastung von Stahlsaitenbeton 48
4. Das Schwinden und Kriechen von Stahlsaitenbeton . . . 49
5. Berechnung der Elastizitätszahl aus den Durchbiegungen 54
6. Die Haftfestigkeit von Stahlsaitenbeton 57
   Die Stahleinlagen werden ohne Verankerung ausgeführt
7. Die Haftung 64

Seite

8. Die Schubspannungen im Stahlsaitenbetonbau 65
9. Berechnung der zulässigen Belastung für verschiedene Profile 73
   a) Zulässige Druckspannungen 73
   b) Wahl der Vorspannung 73
   c) Berechnung der Nutzlast 75

C. Herstellung von Stahlsaitenbetonträgern 78

D. Versuche mit Stahlsaitenbeton

1. Biegungs- und Brandversuche, ausgeführt vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem 83
2. Biegeversuche an Stahlsaitenbetonträgern in Hamburg . 85
3. Haftspannungsversuche 98
4. Statische Versuche an Stahlsaiten-Betonträgern mit verschiedener Vorspannung der Bewehrungsdrähte 100
   a) Herstellung der Träger 100
   b) Prüfung der Träger 101
   c) Auswertung der Versuchsergebnisse 107
5. Statische Versuche an Stahlsaiten-Betonträgern zur Bestimmung des Einflusses des Alters der Träger auf Bruch- und Rißlast 109
6. Versuche über die Dauerbeanspruchung des Drahtes . . 114
7. Schwellbiegeversuche an Stahlsaitenbetonbalken 115

Anhang 125

A. Eisenbeton vorgespannt und nicht vorgespannt und Stahlsaitenbeton

1. Der Eisenbeton

a) Kurzer geschichtlicher Rückblick

Im nachfolgenden wird mehrmals von Konstruktionen und von Werkstoffen gesprochen. Deshalb sei zunächst angegeben, was unter einer Konstruktion und was unter einem Werkstoff zu verstehen ist.

Ein Eisenbetonwerkstoff ist eine Verbindung von Eisen und Stahl, wobei die Verbindung an jeder Stelle gewährleistet ist. Wenn man diesen Werkstoff in kleinere Stücke (beispielsweise einen Balken in mehrere Teilstücke) unterteilt, so ist dadurch die Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt.

Eine Eisenbetonkonstruktion ist eine Verbindung von Eisen und Stahl, wobei jedoch die Verbundwirkung durch besondere Maßnahmen hervorgerufen wird. Beispiele hierfür sind die Verankerung von Stahlstäben im Beton durch Endhaken, Ankerkörper usw. Eine Unterteilung einer Eisenbetonkonstruktion in beliebige kleinere Stücke, wobei die Tragfähigkeit gleich hoch bleiben soll, ist nicht möglich.

Das Ziel, das man sich seit Beginn des Eisenbetons — seit etwa 1878 — gestellt hat, war, einen Eisenbetonwerkstoff zu schaffen. Allerdings konnte das Ziel erst in den letzten Jahren erreicht werden. Der Gedanke, Beton und Eisen miteinander zu verbinden und dadurch eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu erzielen, ist wohl das erstemal vom Amerikaner Hyatt in die Tat umgesetzt worden. Ihm wurde im Jahre 1878 ein Patent erteilt. Im gleichen Jahre erhielt auch der Franzose Monier ein Patent, das allgemein, jedoch zu Unrecht, als die Grundlage für den Eisenbetonbau angesehen wird. Die Erfindung Moniers wurde zwei Jahre später auch in Deutschland patentiert. Um die Eigenschaften der neuen Bauweise kennenzulernen, wurden in Deutschland zahlreiche Versuche ausgeführt, zu denen vom preuß. Min. f. öff. Arb. der Regierungsbaumeister Mathias Koenen entsandt wurde. Koenen wies schon damals darauf hin, daß das Eisen in erster Linie zur Aufnahme der Zugspannungen dienen müsse und dem Beton allein nur Druckspannungen zugemutet werden dürfen. Koenen hat als erster die tatsächliche statische Wirkung des Eisenbetons erkannt und aus dieser Erkenntnis heraus die erste Theorie des Eisenbetons geschaffen. Die damals von ihm festgelegten Grundsätze sind bis in die heutige Zeit übernommen worden. (Vgl. § 17 unserer geltenden Eisenbetonbestimmungen.) Seit dieser Zeit wurden die Baustoffe Stahl und Beton weiter verbessert, doch war der Anwendung eine Schranke gesetzt, die erst jetzt als überwunden gelten kann.

Diese Schranke war durch die im Eisenbeton auftretenden Risse gegeben. Die in der Zugzone stets auftretenden Risse waren die Ursache, daß nicht an allen Stellen ein Verbund von Stahl und Beton erreicht wurde, und daß die Bewehrung an den Enden im Beton verankert werden mußte. Die Risse treten stets dann auf, wenn die Zugfestigkeit des Betons überwunden ist. Die Rißlast ist im wesentlichen

nur von der Zugfestigkeit des Betons abhängig und nicht von der verwendeten Bewehrung. Bei Beginn der Eisenbetonbauweise war das zur Verfügung stehende Eisen das Handelseisen mit der verhältnismäßig niedrigen Streckgrenze von 2400 kg/cm². Für die zulässige Beanspruchung dieser Eisen war die Dehnung noch verhältnismäßig klein, so daß die Risse im Beton bei Auftreten der Dehnung nur als feine Haarrisse bemerkbar waren. Diese Haarrisse wurden im allgemeinen als unschädlich und unvermeidbar angesehen. Allerdings stellte bereits um die Jahrhundertwende die Deutsche Reichsbahn durch Lund für Brücken die Forderung, daß Risse vermieden werden sollen. Diese Forderung konnte jedoch damals nicht erfüllt werden. Um nun Eisen einzusparen, wurden in der letzten Zeit im Eisenbetonbau hochwertige Bewehrungen mit wesentlich höherer Streckgrenze eingeführt[1]). Der Einführung stellten sich jedoch durch die Rißlast große Schwierigkeiten entgegen, da die Ausnutzung der Bewehrung bis zur zulässigen Spannung nicht möglicht ist. Wenn auch hier trotz allem große Erfolge erzielt werden konnten, so sind bis in den letzten Tagen die Meinungen über die Verwendung von hochwertigem Stahl sehr umstritten, wie z. B. der von Mörsch in London gehaltene Vortrag[2]) zeigt. Bereits jetzt können wir erkennen, daß der übliche Eisenbeton infolge der auftretenden Risse und der dadurch bedingten Verankerung der Stahleinlagen kein Werkstoff, sondern nur eine Eisenbetonkonstruktion ist. Der Verbund wird nur durch die Endhaken der Bewehrung aufrechterhalten. An den Rißstellen treten große Haftspannungen auf, die ein Loslösen der Bewehrung vom Beton zur Folge haben. In Zukunft wird es notwendig sein, alle diese Fragen noch genau durch Versuche zu klären. Bei diesen Versuchen müssen systematisch die Erkenntnisse gewonnen werden, die für die Weiterentwicklung unserer Eisenbetonbauweise notwendig sind.

b) Dehnungsverhältnisse von Beton und Stahl

a) Beton

Beton ist ein Baustoff mit hoher Druckfestigkeit, aber mit geringer Zugfestigkeit. Die Druckfestigkeit konnte im Laufe der Zeit durch besondere Verfahren sowohl in der Zementherstellung als auch bei der Betonbereitung und durch besondere Auswahl der Zuschlagstoffe gesteigert werden. Die Druckfestigkeit des Betons (an Würfel mit 20 cm Kantenlänge im Prüfungsalter von 28 Tagen) kann heute bis zu 1000 kg/cm² erhalten werden. Hingegen ist die Zugfestigkeit des Betons sehr gering, und es war bisher nicht möglich, eine wesentliche Erhöhung der Zugfestigkeit herbeizuführen.

In Abb. 1 ist als Beispiel die Spannungsdehnungslinie vom Beton mit der Druckfestigkeit von 240 kg/cm² und der Zugfestigkeit von 30 kg/cm² aufgetragen. Der Elastizitätsmodul vom Beton ist dabei gemäß unseren

[1]) Vergleiche zu diesen Fragen: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 85 und 86.

[2]) International Association for Testing Materials; Mörsch, Stahl mit hoher Streckgrenze als Bewehrung im Eisenbetonbau. London 1937, Ballantyne & Co., London and Eton.

Bestimmungen mit 210 000 kg/cm² angenommen worden. Der tatsächliche Verlauf der Spannungsdehnungslinie des Betons ist bekanntlich keine Gerade, weil der Beton nicht rein elastisch ist, sondern sich auch plastisch verformt. Die Spannungsdehnungslinie ist eine Kurve. Wir wollen jedoch die weiteren Betrachtungen für einen „Ideal-Beton" anstellen, der der Spannungsdehnungslinie als Gerade genügt und, wenn nötig, die Abweichungen von dieser Geraden besonders behandeln.

β) Stahl

In Abb. 1 ist die Spannungsdehnungslinie vom Stahl St 37 mit der Streckgrenze 2400 kg/cm² für Zug und Druck aufgetragen. Die Elastizitätszahl vom Stahl ist 2 100 000 kg/cm². Eine Erhöhung dieser Zahl ist bisher nicht gelungen. Das Verhältnis n der Elastizitätszahlen vom Stahl und Beton beträgt daher für unser Beispiel 10. Die Fließgrenze und die Stauchgrenze liegen für Stahl gleich hoch. Diese beiden Spannungen sind im allgemeinen im Eisenbetonbau die den Stahl kennzeichnenden Größen. Die Zug- und Druckfestigkeit hat geringere Bedeutung, weil die Erschöpfung der Tragfähigkeit eines Eisenbetonbalkens im allgemeinen durch die bei Ueberschreiten der Streckgrenze auftretenden Dehnungen eintritt. Die zulässige Beanspruchung des Stahles wird daher zu einem Bruchteil der Streckgrenze des Stahles gewählt.

c) Zusammenwirken von Stahl und Beton bei Druckbeanspruchung

Eine Säule aus Eisenbeton mit dem Betonquerschnitt F_b und dem Stahlquerschnitt F_e werde auf Druck beansprucht. Wie die Abb. 1 zeigt, ist der Bereich, in der beide Baustoffe mitwirken, sehr groß. Die Aufteilung der Kräfte auf Beton und Stahl ist durch die Bedingung gegeben, daß die Dehnungen stets gleich sind.

Aus diesen Ueberlegungen erhält man die bekannten Gleichungen für die Berechnung der Säulen, wie sie in unseren Bestimmungen angegeben ist.

Die Bruchdehnungen für beide Baustoffe liegen praktisch gleich hoch. Für Druck ist eine gleichmäßige Ausnutzung beider Baustoffe möglich. Die Risse treten in der Nähe der Bruchlast auf. Die Spannungen, die der Beton aufnimmt, sind das 1/n-fache der Spannungen des Eisens.

d) Zusammenwirken von Beton und Stahl bei Zugbeanspruchung

Wird nun die gleiche Säule auf Zug beansprucht, so werden bis zum Erreichen der Dehnungsfähigkeit des Betons (ε_{bz}), die sehr gering ist, beide Baustoffe, Stahl und Beton, gleichmäßig ausgenutzt. In Abb. 1 ist der Bereich, in dem Stahl und Beton gleichzeitig ausgenutzt werden, besonders hervorgehoben. Die Spannung im Stahl liegt bei etwa $\sigma_{eR} = 300$ kg/cm², wenn die Dehnungsfähigkeit des Betons erreicht ist. In diesem Fall sind die Dehnungen von Stahl und Beton einander gleich, und zwar 0,14 mm/m. Bei weiterer Belastung zerreißt nun der Beton. Die Bewehrung erhält dadurch, weil sie nur noch allein fähig ist, Zugkräfte zu übertragen, im Bereich der Risse plötzlich zusätz-

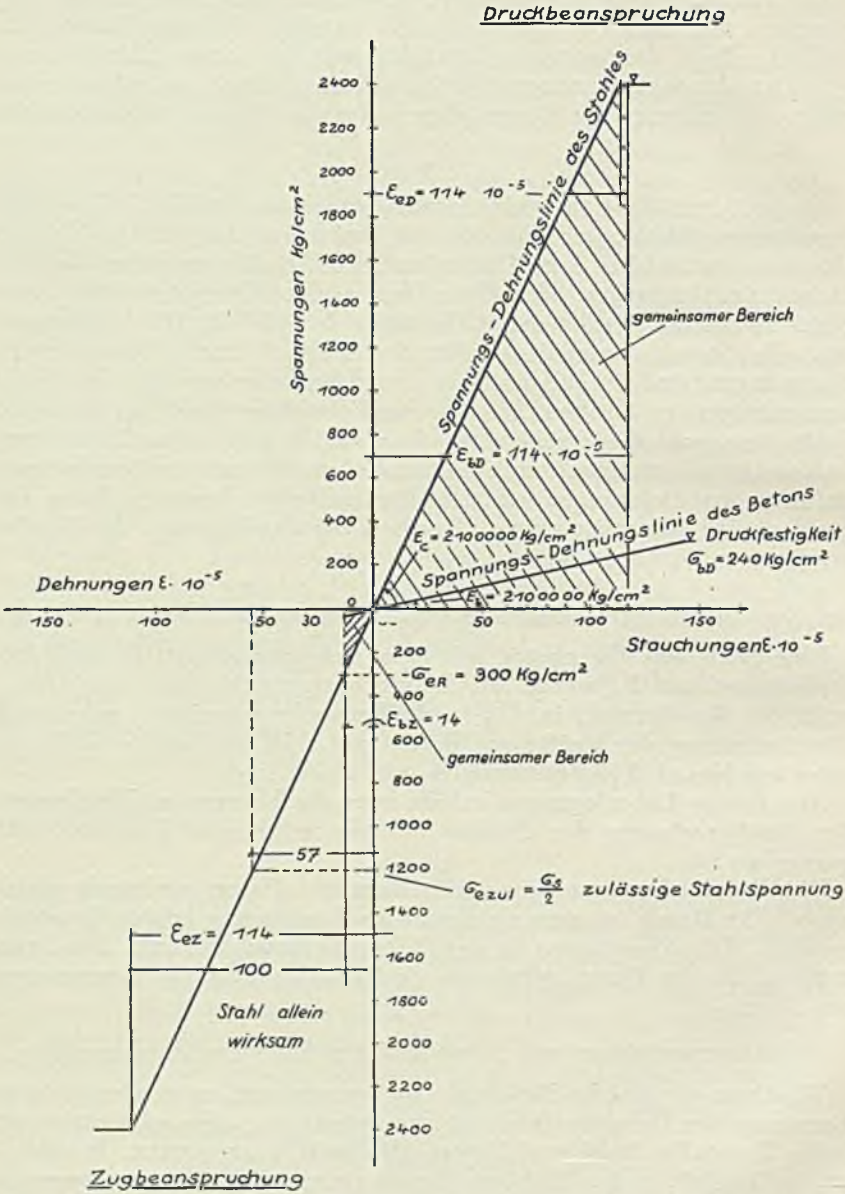


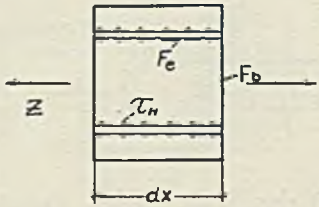
Abb 1. Spannungsdehnungslinie von Stahl und Beton bei Zug- und Druckbeanspruchungen

liche Zugspannungen. Die Kräfte rühren davon her, daß die Zugspannungen, die bis zur Rißbildung der Beton übertragen hat, durch Haftspannungen an die Eisen abgegeben werden, und wiederum umgekehrt, wenn man sich vom Rißquerschnitt entfernt, vom Stahl auf den noch tragfähigen Beton übertragen werden. Man erhält auf diese Weise einen fortwährenden Wechsel der Stahlspannung und der Betonspannung. Während man bis zum Erreichen der Rißlast die Berechnung nach Stadium I durchführt, d. h. die elastische Mitwirkung beider Baustoffe annimmt, ändert sich das Bild vollständig nach Auftreten eines Risses im Rißquerschnitt. Wir müssen diesen Querschnitt nach Stadium II berechnen, d. h. auf die Mitwirkung des Betons verzichten. Bei dieser Aenderung der Spannung im Eisen bei Uebergang von Stadium I zu Stadium II treten Haftspannungen auf, die wir nachfolgend berechnen wollen.

Wenn sich die Zugkraft Z im Beton in einem unendlich kleinen Stück dx um dZ ändert, so müssen diese Kräfte durch die Haftspannungen τ_H an den Stahlstab übertragen werden. Das Gleichgewicht der Kräfte ergibt

$$\tau_H \cdot u \cdot dx = dZ,$$

wobei u der Umfang der Bewehrungseisen ist (Abb. 2). Man erhält also, daß die Größe der Haftspannung gleich ist der Aenderung der



Umfang der Eisen u

$$Z + \frac{dZ}{dx} dx$$

Abb. 2

Zugkraft. Betrachtet man nun ein Stück unserer Säule zwischen zwei Rissen, die im Abstand e voneinander aufgetreten sind (Abb. 3), so beträgt die Spannung im Eisen an der Rißstelle $\sigma_{eRII} = \frac{Z}{Fe}$, an der Stelle in der Mitte zwischen den beiden Rissen

$$\sigma_{eRII} = \frac{Z - F_b\, \sigma_{bZ}}{Fe}$$

so daß sich die Aenderung der Zugkräfte ΔZ von einem Riß bis zur Mitte zwischen zwei Rissen ergibt zu $\Delta Z = F_b\, \sigma_{bZ}$, woraus sich die Haftspannung berechnet, wenn man annimmt, daß die Aenderung linear erfolgt (eine Annahme, die nicht ganz zutrifft, die uns aber gestattet, die Größenordnung der Haftspannung zu ermitteln) zu

$$\tau_H = \frac{\Delta Z}{e \cdot u}$$

Die Haftspannung kann größer werden als die Haftfestigkeit, wodurch sich das Eisen vom Beton löst (Abb. 3). (Es ergeben sich Spannungen bis zu 80 kg/cm².) Dieses Loslösen tritt vom Rißquerschnitt ausgehend ein, weil der tatsächliche Verlauf der Aenderung der Zugkraft nicht

linear, sondern nach einer Kurve erfolgt (Abb. 4). Diese Lösung beginnt am Rißquerschnitt und schreitet immer weiter bis zur Mitte zwischen zwei Rissen vor, bis schließlich das ganze Eisen sich vom Beton gelöst hat und im Beton gleitet. Dieses Loslösen tritt noch rascher ein, wenn man an Stelle der statischen, also ruhenden Last, die wir bisher betrachtet haben, eine dauernd wechselnde Belastung haben, weil dann auch die Haftspannungen dauernd ihr Vorzeichen wechseln.

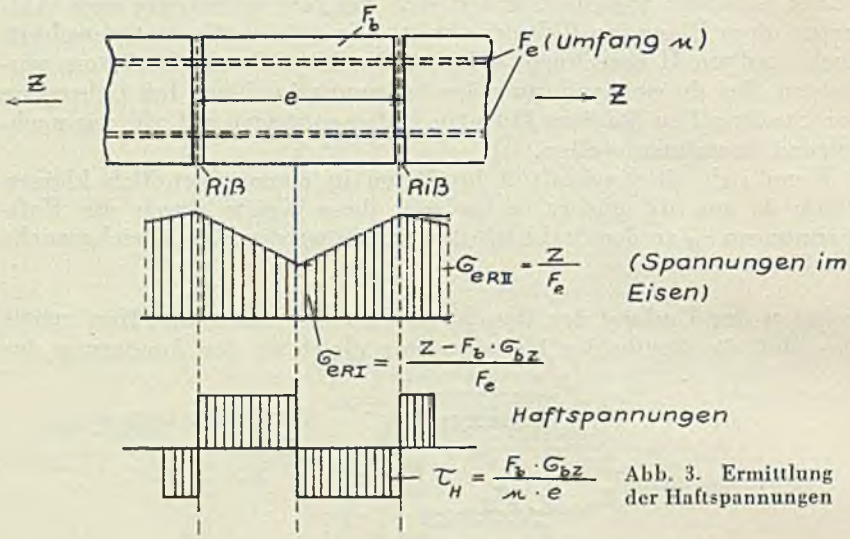


Abb. 3. Ermittlung der Haftspannungen

Die größte Tragfähigkeit der Säule ist bei jener Last erreicht, bei der die Eisen bis zur Streckgrenze beansprucht sind. Der Beton ist seit Auftreten des ersten Risses nicht mehr mitwirkend und trägt nicht zur Erhöhung der Bruchlast bei.

e) Zusammenwirken bei Biegungsbeanspruchung

Nun kommen wir zum auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken. In der Zugzone dieses Balkens spielen sich genau dieselben Vorgänge ab, wie wir sie für den Zugbalken beschrieben haben. Bis zum Erreichen der ersten Risse (Berechnung nach Stadium I) wirken beide Baustoffe zusammen. Nach Erreichen der Rißlast tritt dauernder Wechsel der Zugkräfte ein; dieser Wechsel verursacht große Haftspannungen (Berechnung nach Stadium II). Nur kommt hier zu der reinen Zugbeanspruchung noch die Schubkraft hinzu. Unsere Bestimmungen schreiben für die Bemessung vom Balken das Stadium II vor. Die Bestimmung lautet (§ 17):

„Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Längskräften beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie der Abstand von der Null-Linie verhalten. Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug und die Bestimmungen

über die Schubsicherung und die Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug abgesehen wird."

Die Dehnung bei der zulässigen Stahlspannung ist viel höher als die Dehnungsfähigkeit des Betons auf Zug, wie aus Abb. 1 hervorgeht.

Abb. 1 $\varepsilon_{bz} = \frac{14}{100}$ mm/m, $\varepsilon_{ezul} = \frac{57}{100}$ mm/m für St 37;

(für hochwertigen Stahl ist der Unterschied noch größer.) Die tatsächlichen Spannungen im Balken kommen, weil unter der Nutzlast bereits Risse auftreten, der Berechnung, wie die Bestimmung sie vorschreibt, sehr nahe[1]).

Diese Risse rufen große Haftspannungen hervor, die jedoch gemäß unseren Bestimmungen nicht berechnet werden. Der fortwährende Wechsel der Stahlspannung bringt Haftspannungen mit sich. In der Berechnung nach unseren Bestimmungen ist vorausgesetzt, daß die Haftspannungen so groß sind, daß ihre Haftfestigkeit überwunden ist. Um ein Herausziehen der Eisen aus dem Beton zu vermeiden, werden die Eisen mit Endhaken versehen, so daß die Stahlspannungen am Ende auf den Beton durch Druckspannungen übertragen werden.

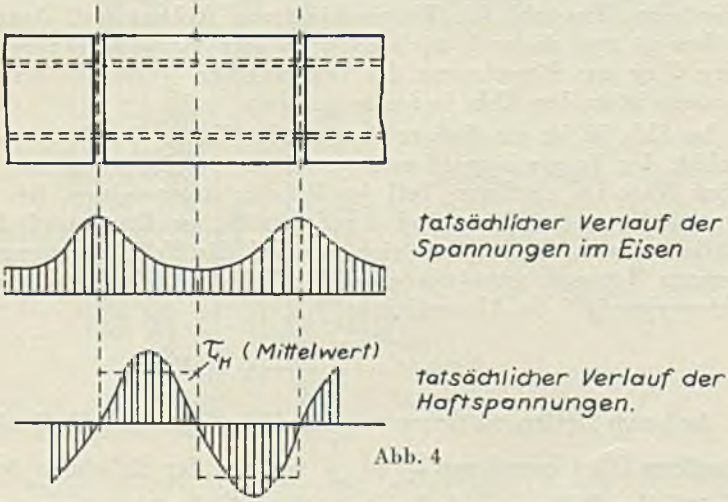


Abb. 4

Die Bestimmungen schreiben über die Berechnung der Haftspannungen vor (§ 21):

„Die Haftspannungen τ_1 brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Eisen nicht dicker als 25 mm sind.

Wenn nur gerade Eisen mit Bügeln oder ohne solche vorhanden sind, ist die Haftspannung aus der Gleichung $\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot z}$ zu berechnen."

[1]) Ueber das Auftreten der Risse unter der Nutzlast vgl. Heft 86, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: „Versuche an Plattenbalken mit Bewehrungen mit hoher Streckgrenze." Berlin 1937. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Die Bestimmung hat die Bedeutung, dem Konstrukteur ein Hilfsmittel zu sein, um zu zweckmäßigen Abmessungen der Bauteile zu kommen. Ueber die tatsächliche Größe der Haftspannungen gibt die Berechnung nach den Bestimmungen gar keinen Aufschluß, weil die Formel für Stadium I gültig ist, nicht aber für Stadium II. Die tatsächlichen Haftspannungen liegen in einem Eisenbetonbalken im mittleren Bereich viel höher als in der Nähe der Auflager, so daß dort meist die Haftspannung überwunden ist. Ein Eisenbetonbalken wirkt dann ähnlich wie ein Zweigelenkbogen mit Zugband. Erst bei Auftreten eines Risses werden die Endhaken als Verankerung wirksam. Ein Eisenbetonbalken ist demnach gar kein Verbundstoff mehr, sondern nur eine Konstruktion, da das Zusammenwirken von Beton und Stahl unter der Nutzlast nicht in jedem Querschnitt gegeben ist, sondern durch die Endverankerung gebildet wird. Wir haben es also beim Eisenbeton nicht mit einem homogenen Baustoff zu tun.

Die oben beschriebenen Verhältnisse gelten für Stahl St. 37. Wenn wir höherwertigen Stahl verwenden, so werden dadurch in den überwiegenden Fällen wohl die Bruchlasten erhöht, nicht aber die Rißlasten[2]).

Die Rißlast des Betons ist aber von der Dehnungsfähigkeit des Betons auf der Zugseite abhängig, so daß bei Verwendung von höherwertigem Baustahl der Unterschied von Rißlast und Nutzlast noch höher ist und dadurch auch noch größere Haftspannungen auftreten. Der Weg zur Berechnung des tatsächlichen Verlaufes der Haftspannungen ist in den Abb. 5a bis 5e gegeben.

In Abb. 5a ist ein Träger dargestellt. Unter der Belastung q kg/m erhält der Träger bereits mehrere Risse. In der Abbildung sind z. B. fünf Risse im mittleren Teil des Trägers angenommen. Bis zum Auftreten der ersten Risse sind die Zugkräfte im Eisen nach Stadium I zu berechnen. Sie ergeben sich, wenn J das Trägheitsmoment des gesamten Betonquerschnittes einschließlich der n-fachen Eisen um den Schwerpunkt S im Abstand s ist,

$$\text{zu } Z' = \frac{M\ (h-s)}{J} \cdot n \cdot Fe.$$

An jenen Stellen, an denen nun ein Riß auftritt, ist die Zugkraft nach Stadium II zu berechnen $Z'' = \frac{M}{z}$ wobei z der Hebelarm der inneren Kräfte des Balkens nach Stadium II ist, wofür im allgemeinen 0,89 h gesetzt werden kann.

In Abb. 5b sind diese Zugkräfte im Stahlstab dargestellt. Die Haftspannungen sind nun aus der Formel $\tau_H = \frac{1}{u} \cdot \frac{dZ}{dx}$ zu berechnen.

Die Berechnung der Haftspannungen erfolgt zweckmäßig in zwei Teilen, indem man zunächst nur die Aenderung der Zugkraft bei

---

[2]) Ueber die Berechnung der Bruchlasten bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen s. Heft 85, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: „Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen." Berlin 1937. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

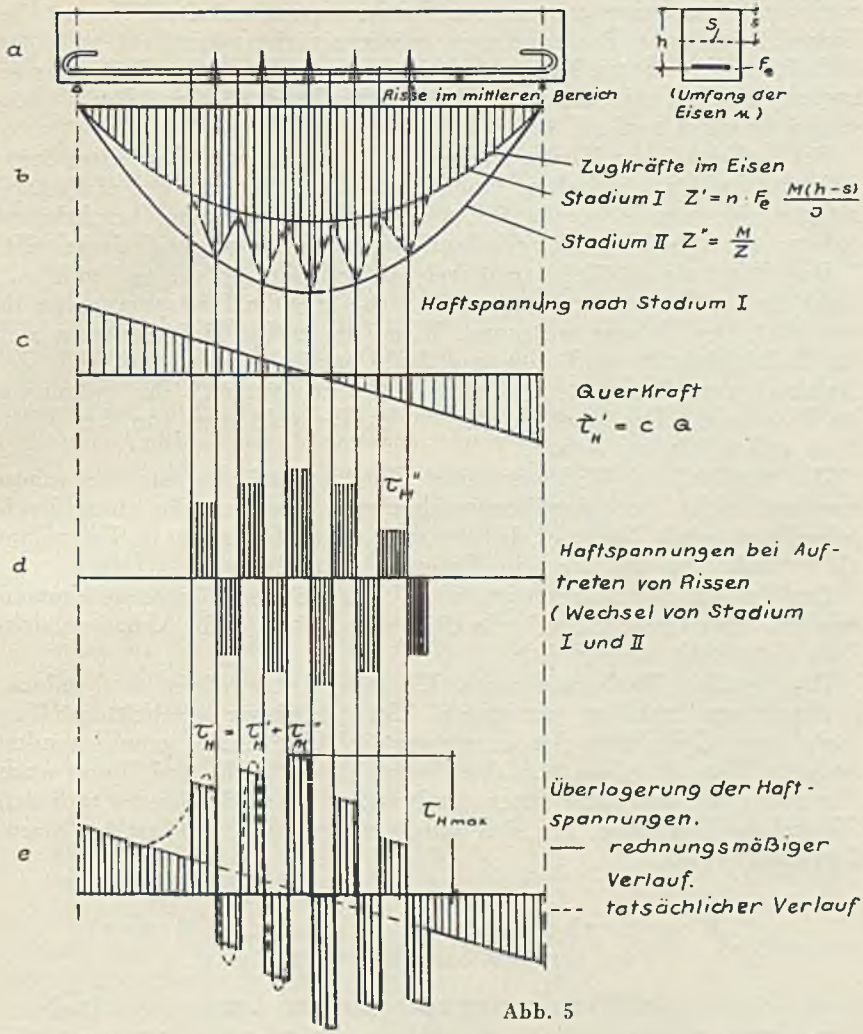


Abb. 5

Stadium I allein betrachtet (Abb. 5c) und dann den fortwährenden Wechsel von Stadium I und II gesondert in Rechnung stellt (Abb. 5d). Die hieraus sich ergebenden Haftspannungen τ_{II}' und τ_{II}'' werden schließlich überlagert.

Die Haftspannung τ_{II}' aus der Aenderung der Zugkraft im Stadium I ergibt sich aus der Formel

$$\tau_H' = \frac{1}{u} \cdot \frac{dZ}{dx} = \frac{1}{u} \cdot n \cdot Fe \cdot \frac{h-s}{J} \cdot \frac{dM}{dx}$$

oder

$$\tau_H' = c \cdot Q,$$

wobei c eine Konstante ist. Diese Haftspannung ist verhältnisgleich der Querkraft. Dies ist auch die Größe der Haftspannung wie wir sie

nach der Berechnung aus unseren Bestimmungen erhalten. Nur ist die Formel in unseren Bestimmungen insofern nicht zutreffend, weil der Hebelarm der inneren Kräfte dort mit z angegeben ist, und dieses z so berechnet wird, wie wenn Stadium II vorhanden wäre. Der Unterschied ist nicht groß.

Bei Auftreten von Rissen wechselt nun die Zugkraft im Eisen fortwährend, und wir erhalten einen ähnlichen Wechsel der Haftspannungen, wie wir es bereits für reine Zugbeanspruchung beschrieben haben. In Abb. 5d ist der Verlauf der Haftspannung τ_{II}'' dargestellt.

Das Ergebnis erhält man durch Ueberlagerung von τ_{II}' und τ_{II}'' (Abb. 5e). Wir ersehen daraus, daß die größten Haftspannungen in der Mitte des Trägers auftreten. Wenn die größte Haftspannung τ_{max} die Haftfestigkeit von Beton und Stahl erreicht, dann muß sich der Stahlstab vom Beton lösen, und es tritt ein Ausgleich der Spannung im Eisen ein. Das Loslösen der Stahlstäbe geht also von der Mitte nach außen hin vor sich.

Die tatsächliche Wirkung eines Eisenbetonträgers ist, wie schon erwähnt, nicht die einer Verbundbauweise, sondern die eines Zweigelenkbogens mit Zugband. In diesem Stadium beginnen die Endhaken als Verankerung der Eisen im Beton erst zu wirken.

Der Verlauf der Spannungen ist in Abb. 5e idealisiert angenommen worden. Der tatsächliche Verlauf ist etwa so wie er in Abb. 5c strichliert dargestellt worden ist.

Die heutige Forderung nach Eisenersparnis zwingt uns jedoch, hochwertigen Stahl zu verwenden. Da der bisher beschrittene Weg nicht zum Ziel führt, ist es notwendig, hier einen grundlegenden anderen Weg zu gehen, um den Verbund von Stahl und Beton auch für höherwertigen Stahl unter der Nutzlast zu gewährleisten und den Mangel zu beseitigen, der sich durch die mindere Rißlast im Eisenbetonbau ergibt.

2. Konstruktionen aus Stahl und Beton zur Erhöhung der Rißlast

a) Verfahren von Koenen und Lund

Das Ziel, das wir erreichen müssen, ist, daß wir die Rißlast höher oder zumindest gleichhoch wie die Nutzlast erhalten. Dies sowohl für St 37, wie auch für hochwertige Stähle. Man könnte Stahl mit hoher Streckgrenze einfach ausnutzen, wenn gleichzeitig mit der Erhöhung der Streckgrenze auch der Elastizitätsmodul des Eisens höherrücken würde. In Abb. 1 würde die Spannungs-Dehnungslinie eines solchen Stahles dadurch gekennzeichnet sein, daß die Neigung der Linie gegenüber der Waagrechten noch steiler ist. Die Zahl n würde höherliegen. Die Spannung im Beton bei Auftreten eines Risses würde dadurch auch höherliegen. Ein solcher Stahl ist aber bisher nicht gefunden worden. Ebenso ist es bisher noch nicht möglich gewesen, einen Beton mit einer wesentlich höheren Dehnungsfähigkeit bei Zug zu finden.

Nachdem diese beiden Wege aussichtslos sind, bleibt noch ein anderer Weg übrig:

Beansprucht man einen Beton, bevor die eigentliche Zugbelastung auf ihn einwirkt auf Druck, ergibt sich für die Zugbeanspruchung ein viel größerer Bereich zur Ausnutzung. Es kommt nämlich zu der Zugspannung des Betons selbst noch das Gebiet der Vorspannung hinzu. Solche Vordruckspannungen können im Beton dadurch eingeleitet werden, daß man die Eiseneinlagen vor dem Einbetonieren auf Zug beansprucht und erst bei genügender Erhärtung des Betons entspannt. Die Eisen üben so auf den Beton infolge ihres Bestrebens sich wiederum zusammenzuziehen, einen Druck aus.

Der Gedanke der Vorspannung im Eisenbeton ist nicht neu. Bereits im Jahre 1888 hat C. F. W. Doehring in Berlin ein Patent genommen, um Latten, Leisten oder Platten herzustellen (Patent Nr. 53 548). In diesem Patent ist bereits der Sinn der Vorspannung zum Ausdruck gebracht, wenn auch vor nunmehr 50 Jahren über viele Fragen, die sich erst im Laufe der Zeit, in der man sich mit Eisenbeton beschäftigt hat, noch Unklarheiten herrschten. In diesem Patent heißt es:

> „Setzt man zwei Körper von verschiedener Dehnbarkeit (in diesem Falle Mörtel und Eisen) gleichzeitig derselben Zugwirkung aus, so werden zunächst der weniger dehnbare Körper (Mörtel) zerrissen. Der Zusammenhang des dehnbaren Körpers (Eisen) dagegen erst bei fortgesetzter Einwirkung des Zuges aufgehoben. Spannt man dagegen den dehnbaren Körper vorher stark an (in diesem Falle durch die Schrauben T) und setzt ihn dann gleichzeitig mit dem unelastischen Körper derselben Zugwirkung aus, so werden beide gleichzeitig und nahezu gleichstark auf absolute Festigkeit beansprucht, sie werden also nahezu gleichzeitig zerrissen. Da nun zur gleichzeitigen Ueberwindung der Kohäsionen beider Körper eine größere Kraft notwendig ist als zur Ueberwindung der Kohäsionen hintereinander, so ergibt sich die größere Festigkeit der nach der im vorstehenden angegebenen Methode und in den gekennzeichneten Einrichtungen hergestellten Mörtelkörper."

Nach dem Patent von Doehring sollten mit Draht durchzogene Mörtellatten hergestellt werden.

Die Mörtelfestigkeit war jedoch zu gering, so daß die Haftfestigkeit überwunden worden ist und die Drahtspannung alsbald wieder auf Null zurückgehen mußte. Praktische Ergebnisse konnten nach diesem Verfahren nicht erzielt werden, weil eine der Voraussetzungen hierzu, nämlich die hohe Betongüte, fehlte. Das Problem der Beseitigung der Risse ist im Eisenbetonbau nicht gelöst worden. Man hat sich daher mit den Rissen abgefunden und sich bis in die letzte Zeit nicht mehr mit der Beseitigung der Risse, sondern höchstens mit der Festlegung einer sogenannten noch „zulässigen Rißbreite" beschäftigt.

Nachdem das Verfahren von Doehring mit Drähten zu keinem Ergebnis geführt hat, hatte man es 20 Jahre später mit Eisenstäben versucht, die mittels Ankerplatten an den Enden verankert waren und von außen die Kräfte einleiten sollten.

Vorschläge über die Anwendung von vorgespannten Stahlstäben sind veröffentlicht worden von Lund (B. u. E. 1905, S. 143 und 1906,

S. 127), von Koenen (Zentrbl. d. Bauv. 1907, S. 520 usw.) und von Labes (Handb. f. Eisenbetonbau, I. Auflage III. Band, 3. Teil).

Nach den Vorschlägen von Koenen und Lund wurde die Vorspannung der Eiseneinlagen zu 600 kg/cm² gewählt. Abb. 6 zeigt einen Träger, wie er für die Versuche nach den Vorschlägen von Koenen und Lund verwendet wurde. Die Eisen waren unten durchgehend und standen aus den Balken heraus. An den Enden wurden zur Druckeinleitung Ankerplatten verwendet, die Vorspannung wurde durch Schrauben aufgebracht. Die Spannvorrichtung wurde erst knapp vor Ausführung der Versuche weggenommen. Aus den Versuchen ergaben sich für die Rißlast die beiden Zahlen:

a) Der erste Riß wurde beobachtet bei einem Balken ohne Vorspannung der Eiseneinlagen unter P = 4875 kg.

b) Für Balken mit Vorspannung unter P = 7166 kg, so daß sich ein Unterschied von 47% in der Rißlast ergab.

Dieses Verfahren hatte jedoch die folgenden Nachteile:

a) Nachdem einige Zeit verstrichen war, war die Vorspannung von 600 kg/cm² aus den Eisen verschwunden. Infolge des Schwindens und Kriechens des Betons verkürzte sich der Beton so, daß er dem Bestreben der Eisen sich zusammenzuziehen, nachkommt. Somit verliert sich die Vorspannung im Laufe der Zeit vollständig. Zur Zeit der Erfindung durch Koenen und Lund war das Gebiet der Verformung des Betons noch nicht durchforscht. Sie hatten über das Vorhandensein von solchen Verformungserscheinungen nichts wissen können.

Das damals verwendete Stahlmaterial war St 37, das höchstens bis zu etwa 1200 bis 1400 kg/cm² beansprucht werden konnte. Aber auch diese höheren Spannungen würden zum Teil durch das Schwinden und Kriechen wiederum aufgehoben werden, so daß auch mit dieser höheren Vorspannung keine wesentlich besseren Ergebnisse erzielt werden konnten.

b) Die Vorspannung kann nur durch besondere Ankerplatten auf den Beton übertragen werden. Hierbei ergibt sich ebenfalls eine Schwierigkeit, weil auch nur ein geringes Nachgeben der Ankerplatte die Vorspannung herabsetzt. Die Uebertragung der Vorspannkräfte durch Haftspannungen allein ist nicht möglich, weil die Haftspannungen die Haftfestigkeit überschreiten würden und der Stahl im Beton also gleiten würde.

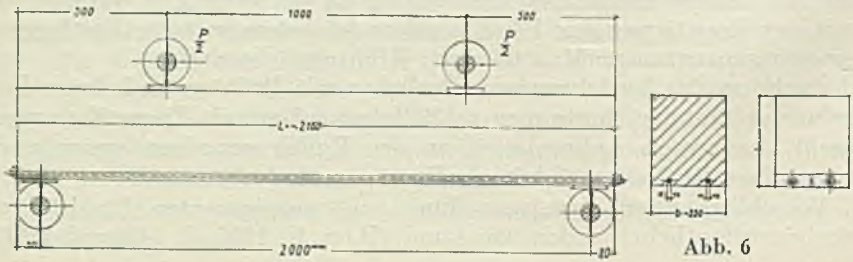


Abb. 6

Um sich über die Größe der erforderlichen Ankerplatten ein Bild zu machen, soll ein Beispiel angegeben werden. Eine Säule mit 150 cm² Flächenquerschnitt soll eine Zugkraft von 15 000 kg aufnehmen. Um diese Zugkraft aufzunehmen, müßte dieser Betonkörper vorher mit der gleichen Kraft von 15 000 kg vorgedrückt werden. Für die zulässige Eisenspannung von 1200 kg/cm² wäre somit $\frac{15\,000}{1200}$ = 12,5 cm² Eisenquerschnitt erforderlich. Dies entspricht 4 Rundeisen ⌀ 20 mit 12,56 cm² Querschnittsfläche.

Bei Vernachlässigung der Verkürzung des Betons infolge Schwinden und Kriechen müssen diese 4 Stück Rundeisen mit je 3750 kg vorgespannt werden. Die Größe der Ankerplatten ergibt sich, wenn man die zulässige Betondruckspannung mit 200 kg/cm² annimmt zu $\frac{3750}{200}$ = 19 cm². Daher für 4 Rundeisen zu 76 cm², d. i. die Hälfte der ganzen Betonquerschnittsfläche an beiden Enden des Betonkörpers.

b) Das Verfahren von Freyssinet

Erst in neuerer Zeit sind die Vorschläge von Koenen und Lund wiederum von dem Franzosen Freyssinet aufgegriffen worden. Sowohl bei Koenen und Lund wie auch bei Freyssinet wird die Vorspannung auf den Beton mittelbar durch Ankerplatten oder sonstige Verankerungen von außen auf den Beton eingebracht. Zum Beweis hierzu sei unter vielen anderen Stellen eine Stelle aus dem Aufsatz von Dr.-Ing. Lenk in „Beton und Eisen“ 1937, Heft 10, S. 163, angeführt, die lautet: „Die Eisen müssen hierbei mit besonderen Verankerungen an ihren Enden versehen sein.“ Auch andere zahlreiche Stellen weisen darauf hin, daß stets eine künstliche Verankerung der Bewehrung bei dem Verfahren von Freyssinet erforderlich ist. Man erhält auf diese Weise eine neue Konstruktion, aber keinen neuen Werkstoff. Die Abmessungen der Körper müssen bereits von vornherein festliegen. Würde man eine solche Konstruktion an irgendeiner Stelle durchschneiden, so würden die Eisenstäbe sofort ihre Vorspannung verlieren, weil die Haftspannungen bei den verwendeten Stahlstäben zu groß wären, so daß die Haftfestigkeit überwunden werden würde. Das ist aber das Kennzeichen einer Konstruktion. Freyssinet schlägt für seine Stahlstabbewehrungen besondere Verankerungen vor. In seiner österr. Patentschrift (Nr. 134 523) vom 25. August 1933 und in seiner franz. Patentschrift (Nr. 680 574) vom 19. November 1928 führt er wie folgt aus:

> „Um die Uebertragung der hohen Spannungen der Einlagen auf den Beton, mithin die Druckspannungen im Beton, zu erzielen, ohne daß ein Gleiten der gespannten Eiseneinlagen gegenüber dem Beton eintritt, sind auf den Einlagen Verankerungskörper gegen ein solches Gleiten angeordnet. Diese Körper können an den Einlagen angesetzt oder schon bei der Herstellung der Einlagen mit hergestellt werden. Bei der Anwendung von Einlagen aus gehärtetem Stahl mit hoher Elastizitätsgrenze gemäß der Er-

findung können sich besondere Schwierigkeiten bei der Herstellung der Verankerung ergeben, da z. B. das Schweißen auf gehärtetem Stahl schwer durchzuführen ist. Es empfiehlt sich daher als Verankerungsmittel auf den Einlagen angeordnete Betonkörper zu verwenden oder Knoten oder Vorsprünge durch Schmieden auf der Einlage herzustellen.

. . . . Die Verankerungen verhindern das Gleiten der Einlagen gegenüber dem Beton, so daß die Armierung gespannt bleibt. Sie übertragen daher auf den Beton mit Hilfe der Verankerungskörper die gewünschten Druckkräfte."

Die deutsche Patentschrift von Freyssinet (Patent Nr. 622 746) vom 6. April 1929, die auf die französische Patentschrift Bezug nimmt, enthält keine Bemerkung über die Verankerung der Bewehrungsstäbe. Diese Patentschrift offenbart nicht genügend die Erfindung, denn die Verankerung der Eisenstäbe, wie sie Freyssinet verwendet, ist unbedingt erforderlich, da die Uebertragung durch die Haftfestigkeit allein nicht möglich wäre. Tatsächlich sind auch bei allen bisher ausgeführten Konstruktionen die Enden der Bewehrungsstäbe durch Endhaken, die überdies noch mit Draht umwickelt wurden und in besonders hergestellten Betonkörpern einbetoniert worden waren, verankert worden. Freyssinet hat zu den grundlegenden Arbeiten von Koenen, Lund, Mandl u. a. nichts Neues beigetragen; der von ihm beschrittene Weg ist eine Fortsetzung der früher angegebenen Verfahren. Neu ist der Gedanke von Freyssinet, quer zur Längsrichtung der vorgespannten Bewehrungsstäbe, nicht vorgespannte Bewehrung, so in die Betonmasse einzubetten, daß sie bei der unter der Preßwirkung der vorgespannten Bewehrungsstäbe erfolgenden Querdehnung des Betons gespannt werden. Wie hieraus hervorgeht, handelt es sich auch bei Freyssinet nur um eine Verbundkonstruktion.

Seit dem Jahre 1927 beschäftigt sich der Verfasser mit der Aufgabe, einen Verbundstoff aus Beton und hochwertigem Stahl herzustellen, bei dem die Kräfte nicht von außen durch Ankerplatten eingetragen werden, sondern bei der jeder einzelne Querschnitt des Balkens imstande ist, die Druckkräfte zu übertragen. Es soll also ein Verbundstoff aus Stahl und Beton hergestellt werden und nicht eine Verbundkonstruktion. Dies führte zum Stahlsaitenbeton. Dieser Verbundstoff wird in Abschnitt 3 beschrieben. Durch die Aufteilung in die drei Gruppen I (Eisenbetonkonstruktionen), II (vorgespannte Eisenbetonkonstruktionen), III (Eisenbetonwerkstoffe) ist es dann auch leicht möglich, die verschiedenen Patente, die sich sonst noch mit den Problemen der Beseitigung der Risse im Eisenbeton beschäftigt haben, in die entsprechende Gruppe einzureihen.

In die Gruppe II gehören auch zwei in letzter Zeit bekanntgewordene Bauarten: Das Verfahren von Dischinger und von Finsterwalder. Die Bauart „Dischinger" ist durch die Arbeit „Ausschaltung von Biegungsspannungen in Balken und Stabbogenbrücken"[3]) bekannt geworden. Der Grundgedanke dieser Konstruktion besteht darin, die Haupttrageisen aus dem eigentlichen Träger herauszunehmen und

[3]) Int. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau, Vorbericht des 2. Kongr. Berlin 1936.

diesen als ein Eisenbetondruckglied voll auszunützen. Die Eisen werden als Rundeisenzugbänder hergestellt und in den Trägerenden durch Ankerplatten fest verankert. Diese Rundeisen werden nun durch hydraulische Pressen vorgedehnt.

Die Rundeisen liegen am Auflager im Obergurt des Trägers und stützen sich im mittleren Teil auf den Querträger ab. Zwischen den Stahleinlagen und den Querträgern sind Lager eingebaut, damit die Rundeisen bei einer Dehnung gleiten können. Nach Herstellung des eigentlichen Trägers wird der Druck in dem Rundeisen zum großen Teil weggenommen, wodurch der Träger unter Druck gesetzt wird. Der Druck wird so groß gewählt, daß auch unter der Nutzlast keine Zugspannungen auftreten. Die Spannungen infolge des Schwindens und Kriechens werden durch fortwährendes Nachspannen der Rundeisen im Laufe der Zeit aus dem Balken herausgenommen. Nach dem Verfahren Finsterwalder[3a]) werden ebenfalls die Haupttrageisen aus dem eigentlichen Träger herausgenommen. Der eigentliche Träger besteht aus zwei in Feldmitte unterteilten und gelenkig miteinander verbundenen Trägerteilen, welche durch ein an den Auflagerpunkten dieser Trägerteile verankertes Zugband zusammengeschlossen werden. Der eigentliche Träger ist nur sehr schwach bewehrt. Die Druckkraft wird in dem Träger durch das Zugband eingebracht, welches über den Auflagern in der Fahrbahnplatte mittels eiserner Platten verankert ist. Weiterhin stützt sich das Zugband ebenfalls auf die Querträger mittels Eisenbetonpendeln ab. Durch diese Anordnung ist der Zusammenhang zwischen den beiden Trägerstücken und dem Zugband gegeben. Der Träger erhält bei der Ausführung eine Ueberhöhung und setzt sich beim Ausrüsten selbsttätig in Spannung. Nach dem Verfahren von Finsterwalder sind keine Druckpressen erforderlich. Die Zugspannungen werden durch das Gewicht des Trägers bzw. der Brücke selbst, in die Rundeisen eingebracht.

Erst nach dem Ausrüsten wird die Eisenkonstruktion einbetoniert.

Beide Bauarten sind typische Vertreter der Gruppe II, wo also mit Hilfe einer Konstruktion die Zugspannungen aus dem Zuggurt beseitigt werden. Auch hier erfolgt die Krafteintragung in den Beton mittelbar.

3. Stahlsaitenbeton

Durch das Vorspannen wurden bereits Verbesserungen gegenüber dem Eisenbeton erzielt. Das Ergebnis ist jedoch nicht voll befriedigend, weil es noch nicht möglich war, einen vollelastischen und homogenen Verbundstoff herzustellen. Die Erfindung des Stahlsaitenbetons löste diese Aufgabe. Sie beruht auf der Zerlegung der Kräfte in viele Einzelkräfte, die im Innern des Betons einen dauernden Flächendruck hervorrufen. Durch die Zerlegung der Vorspannkräfte in viele kleine Einzelkräfte war es auch möglich, Verankerungsplatten oder ähnliches bei diesen Verfahren der Vorspannung vollständig wegzulassen.

Zwei Erkenntnisse waren hierbei von Bedeutung:

1. Wenn ein Stahldraht oder Stahlstab, der in Spannung versetzt ist, entspannt wird, so hat er das Bestreben, sich zusammenzuziehen.

3a) Bauing. 1938, Heft 35/36

Gleichzeitig nimmt auch die Querzusammenziehung ab, der Durchmesser wird also größer. Dadurch ergibt sich für den einbetonierten Draht oder Stab ein Anpressen an den Beton. Dem Hineinziehen des Drahtes oder Stabes widersetzen sich zwei Kräfte:

a) die Haftfestigkeit zwischen Draht oder Stab und dem Beton,

b) die Reibungskräfte aus dem Laibungsdruck, die sich durch das Anpressen der Drähte an den Beton ergeben.

Der Laibungsdruck und der Haftwiderstand nehmen linear mit dem Durchmesser zu, während die Zugkraft im Draht oder Stab quadratisch mit dem Durchmesser zunimmt. Man kann jenen Durchmesser angeben, bei dem die Zugkräfte mit dem Haftwiderstand und Reibungswiderstand sich im Gleichgewicht halten. Diese Grenze wird durch Versuche bestimmt. Ueber das Ergebnis der Versuche zur Ermittlung des Grenzdurchmessers bei verschiedener Betonfestigkeit und verschieden hoher Vorspannung wird noch berichtet. Nach den bisherigen Erfahrungen liegt die Grenze bei ungefähr 3 bis 5 mm für Beton bis etwa 600 kg/cm² Festigkeit. Für Beton höherer Festigkeit liegt auch der Grenzdurchmesser höher. Man kann hieraus erkennen, daß nur für kleine Durchmesser, also nur für Drähte und nicht für Stäbe, die Reibungskräfte und der Haftwiderstand größer sind als die Zugkräfte. Daher wird für Drähte ein Gleiten verhindert und eine besondere Verankerung entbehrlich.

Geeignet sind hierfür die unlegierten hochvergüteten Stahldrähte.

2. Voraussetzung ist aber auch, daß der Beton eine hohe Druckfestigkeit hat und sehr dicht ist, sowie sehr rasch erhärtet. Er muß imstande sein die Laibungsdruckkräfte aufzunehmen. Eingehende Versuche haben gezeigt, daß ein Gleiten der Drähte im Beton, wenn die Güte des Betons genügend groß ist, nicht eintritt. Es hat sich ergeben, daß für Drähte bis zu 5 mm Durchmesser eine Einbettungslänge von weniger als 5 cm genügt, um ein Gleiten zu verhindern.

Weiter war auch die Erkenntnis wichtig, daß die mögliche Vordruckspannung nicht linear mit dem Bewehrungsgehalt wächst. Man kann also eine hohe Betonvordruckspannung mit Stahl mit niederer Streckgrenze und größerem Bewehrungsgehalt nicht gleich erhalten wie bei Stahl mit hoher Streckgrenze und niedrigem Bewehrungsgehalt. Hohe Betondruckspannungen sind nur durch hochwertige Stähle zu erzielen. Die höchsten Betondruckspannungen, die man durch Vorspannung der Bewehrung bis zur zulässigen Spannung erhält, sind für Stahl St 37 etwa 10 bis 20 kg/cm², während für Stahl St 260 (Stahlsaiten) die Betondruckspannungen 600 kg/cm² und noch mehr betragen können.

Bei der Uebertragung der Vorspannkräfte auf den Beton mit Stahleinlagen ohne Endverankerungen tritt eine plastische Verformung des Betons ein, deren Größe von dem Durchmesser der Stahleinlagen, der Höhe der Vorspannung und dem lichten Abstand der Einlagen abhängig ist. Man unterscheidet zwei Grenzfälle:

1. Grenzfall: Ein Betonquerschnitt mit einem einzelnen Stahlstab in der Mitte (Abb. 7a).

Wird dieser Stab unter hohe Vorspannung gebracht, so wird die Vorspannkraft, infolge der plastischen Verformung des Betons, ungleichmäßig auf diesen übertragen. In der Nähe des Stabes erleidet der Beton höhere Druckspannungen als an den Außenseiten des Betonkörpers. Die durch die Haftfestigkeit und Umschließungskraft auf den Beton übertragene Vorspannkraft wirkt demnach in Kernmitte am größten und nimmt je nach Druckfestigkeit und Plastizitätseigenschaft des Betons nach den Rändern zu ab. Dies gilt hauptsächlich für die Trägerenden, wo die Einleitung der Vorspannkraft vor sich geht.

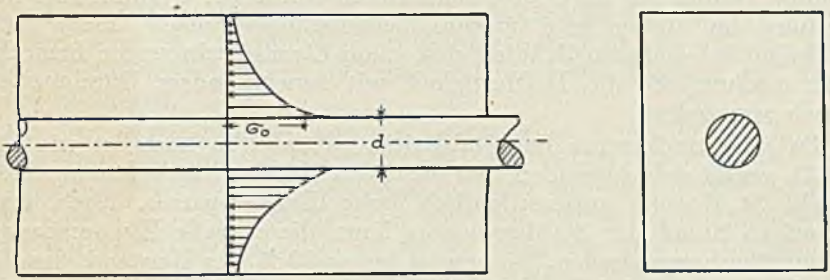


Abb. 7a

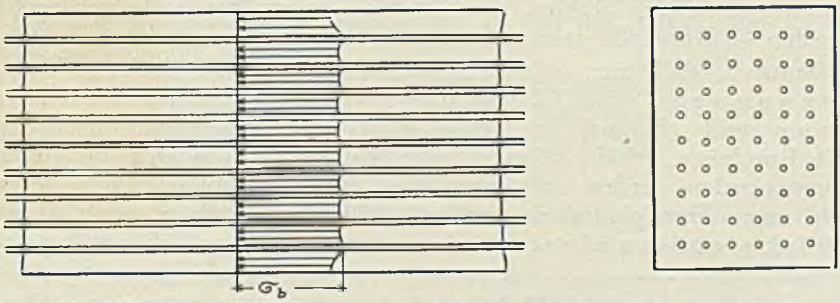


Abb. 7b

2. Grenzfall: Derselbe Betonquerschnitt, nur an Stelle des einzelnen Stahlstabes sind viele dünne Stahldrähte von gleichem Gesamtquerschnitt im Beton gleichmäßig verteilt eingebettet (Abb. 7b).

Werden diese feinen Drähte unter Vorspannung gebracht, so wird, nach Erhärtung des Betons und Uebertragung der Vorspannkräfte im Gegensatz zu Grenzfall 1, der ganze Betonquerschnitt gleichmäßig auf Druck beansprucht. Die auf den Beton zu übertragenden Vorspannkräfte verteilen sich vollkommen gleichmäßig, und sind sowohl in Kernmitte, als auch an den Außenrändern des Körpers gleich groß. Der Einleitungsweg der Vorspannkräfte an den Trägerenden ist dabei sehr gering.

Während beim Grenzfall 1 die plastischen Verformungen des Betons und der Einleitungsweg der Vorspannkraft ihren größten Wert erreichen, sind sie beim Grenzfall 2 gering.

Auch die Erfahrungen im Eisenbeton haben gezeigt, daß die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton immer schlechter wird, je dicker die einzelnen Stäbe sind und je größer der Prozentsatz der Querschnittsfläche des Eisens ist. Dieser Umstand ist in erster Linie auf die geringe Haftfestigkeit der dickeren Eiseneinlagen im Beton zurückzuführen.

Neben der Haftfestigkeit ist noch der Steifigkeitsgrad der Bewehrungsstäbe für den Stahlsaitenbeton von großer Bedeutung. Schon bei dünneren Stäben hat man die nachteilige Wirkung der Steifigkeit auf die Haftfestigkeit des Betons versuchsmäßig feststellen können. Dünne Drähte bis zu etwa 5 mm weisen selbst bei dynamischer Belastung im Beton kein eigenes Schwingungsvermögen mehr auf, während bei dickeren Drähten sich schon Eigenschwingungen bemerkbar machen, die die Haftfestigkeit mit zunehmendem Durchmesser rasch vermindern.

Da die Streckgrenze der Stahlsaiten zehnmal so hoch ist wie für St 37, ergibt sich gegenüber den normalen Rundeisenbewehrungen aus Stahl St 37 eine außerordentlich hohe Eisenersparnis. Nach dem heutigen Stand der Stahlerzeugung kann diese große Eisenersparnis nicht überboten werden. Sie beträgt bis zu 90 %, ein Umstand, der für die Volkswirtschaft allein von größter Bedeutung ist, und zwar auch deshalb, weil hier allein durch einen Arbeitsprozeß — und zwar durch das Vergüten des Stahles, wozu keine Legierungsmetalle verwendet werden — Rohstoffe gespart werden.

Dadurch, daß man mit den hochvergüteten Stahldrähten Vorspannungen von 12000 bis 18000 kg/cm² vornehmen kann und zehnmal so große elastische Längenänderungen als mit Rundeisen erhält, können hohe Vordruckspannungen im Beton hervorgerufen werden, mit denen man auch den hochwertigen Beton mit einer Druckfestigkeit von rd. 1000 kg/cm² bis auf etwa 800 kg/cm² zugfest und rissesicher machen kann.

Da bei den vorgespannten Drähten die zur Uebertragung der Vorspannung erforderliche Haftlänge sehr gering ist, können größere Betonkörper, z. B. Träger oder Platten, hergestellt werden, die ohne weiteres in kürzere Stäbe zersägt oder zerschnitten werden können.

Diese kürzeren Stücke haben die gleiche Tragfähigkeit wie die ursprünglichen langen Träger oder Platten. Bei dem eisenarmen Stahlsaitenbeton handelt es sich nicht mehr um eine Konstruktion wie sie der bisherige Eisenbeton (I) oder der Spannbeton nach Freyssinet (II) darstellt, sondern um einen neuen elastischen Werkstoff, der ähnlich wie Holz und Eisen in beliebige Stücke aufgeteilt werden kann, ohne daß die Tragfähigkeit der einzelnen Teilstücke dadurch beeinträchtigt wird.

Um einen Vergleich zu erhalten von den verschiedenen Stahlsorten, die im Eisenbeton bisher verwendet wurden, und den Stahlsaiten, sind in Abb. 8 und in Tafel 1 verschiedene Stahlsorten angegeben. Zunächst ist in Abb. 8 die Spannungs-Dehnungslinie für St 37 und für hochwertigen Baustahl angegeben. Die Streckgrenze liegt bei 2400 kg/cm² bzw. 3600 kg/cm².

Die weiter im Eisenbeton verwendeten Stähle, wie Istegstahl, Drillwulststahl oder Torstahl, haben eine angenommene Streckgrenze (Spannung bei der Dehnung von 0,4 % der Gesamtdehnung) von 3600 kg/cm². Die gleiche Streckgrenze hat auch hochwertiger Betonstahl. Nockenstahl und Baustahlgewebe haben eine Streckgrenze von über 5000 kg/cm². Die Stahlsaiten, die für den Stahlsaitenbeton verwendet werden, haben eine Zugfestigkeit von 12000 bis 28000 kg/cm² (Abb. 8). Sie können bis zu 90% der Zerreißfestigkeit ohne Fließen beansprucht werden. Die durch Vergütung erreichte Festigkeit geht auch bei dauernder Zugbeanspruchung nicht verloren.

Ueber die Herstellung der Stahlsaiten ist folgendes zu sagen: Die chemische Zusammensetzung der Stähle, die für die Drähte verwendet werden, zeichnet sich durch einen Kohlenstoffgehalt von 0,35 bis 1% aus. Mangan und Silizium sind nur in 2 bis 3 von Tausend und darunter enthalten.

Bei der Herstellung werden die Drähte einer besonderen Wärmebehandlung unterworfen (Patentierung). Die Drähte von 6 bis 10 mm durchmesser werden auf Temperaturen von 900° bis 1000° erhitzt und sodann in einem Bleibad von 450° bis 550° C rasch abgekühlt. Der Vorgang bezweckt, den Draht in einen für das nachfolgende Ziehen besonders günstigen Zustand zu versetzen. Durch den Vorgang der Patentierung besteht das Gefüge des Drahtes aus Sorbit, der infolge des Ziehvorganges in der Ziehrichtung gestreckt ist.

Die Zugfestigkeit dieser Drähte, die ja von der Anzahl der Ziehvorgänge abhängt, beträgt für

0,5 bis 1,00 mm etwa 240 bis 260 kg/mm²
1,0 bis 1,35 mm etwa 230 bis 250 kg/mm²
1,4 bis 1,75 mm etwa 220 bis 240 kg/mm²
1,8 bis 2,40 mm etwa 200 bis 220 kg/mm²

Die Dehnung derartiger Drähte ist gering; sie beträgt nur wenige Prozente. Die 0,01-Grenze liegt zwischen 40 bis 60 %, die Streckgrenze (0,2-Grenze) zwischen 80% und 85% der Zugfestigkeit. Der Elastizitätsmodul liegt innerhalb der Grenze von 1 900 000 und 2 100 000 kg/cm².

Ueber weitere Eigenschaften wird noch im Abschnitt über Versuche berichtet.

Da die Drähte eine sehr geringe bleibende Dehnung bis zum Erreichen der Streckgrenze haben, folgt, daß der mit diesen Drähten bewehrte Beton sich bis zum Bruch elastisch federnd verhält. Der Bruch tritt nach großen Durchbiegungen ein, die größer als beim Eisenbeton sind. Risse im Beton entstehen erst bei großer Ueberbelastung. Sobald die Ueberbelastung wieder auf die zulässige Last zurückgeht, schließen sich die Risse und die Durchbiegung geht schnell federnd zurück. Der mit diesen Stahlsaiten hergestellte und bewehrte Beton bietet insofern auch eine hohe Sicherheit, als er ohne Schaden vorübergehend bis nahe zur Bruchlast beansprucht werden kann. Nach Wegnahme der Ueberlast bleibt keine wesentliche Durchbiegung zurück.

Durch umfangreiche Versuche wurde festgestellt, daß der mit diesen Stahldrähten bewehrte Beton, im Gegensatz zum Eisenbeton auch

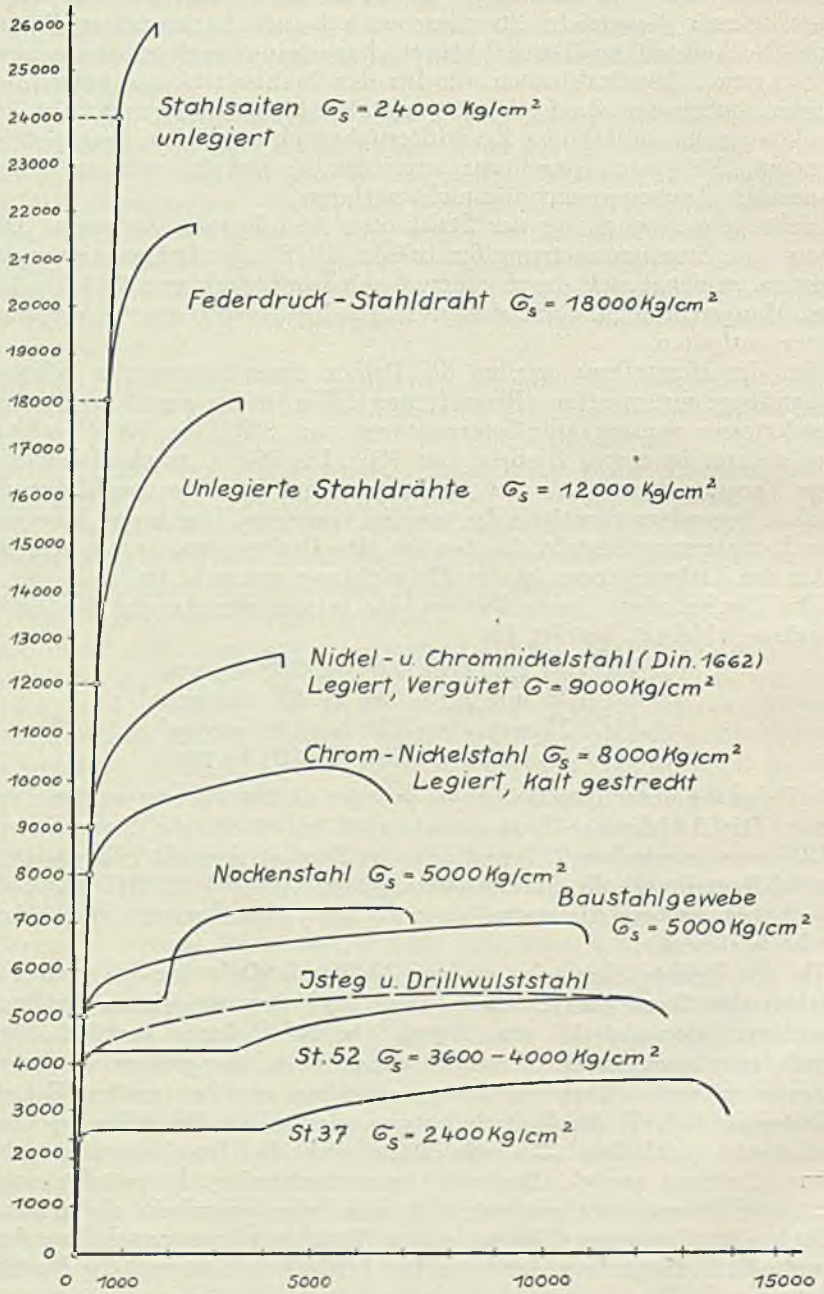


Abb. 8. Spannungs-Dehnungslinien für versch. Stahlsorten

Tafel 1

Die verschiedenen Stahlsorten

Stahlsorte	Streckgrenze σ_s kg/cm² aus-gebildet	Streckgrenze σ_s kg/cm² 0,2%-Grenze bleib. Dehnung	Zug-festig-keit σ_B kg/cm²	Dehnung am langen Pro-portional-stab $l = 11{,}3\sqrt{F}$ %	Bemerkungen
Handelseisen und St. 37	2400	—	3700	30	Für die üblichen Eisen-betonbauten
St. 52	3600 ÷ 4000	—	5200	29	Für Eisenbeton-bauten mit guter Betonqualität
Isteg und Drill-wulst-Stahl	—	3600 ÷ 4000	5200	16 ÷ 20	
Nockenstahl	5000	—	7500	20	
Baustahl-gewebe	—	5000	7000	10	Vorwiegend für Bewehrung von Platten mit guter Betonqualität
Chrom-Nickel-Stahl	—	8000	10000		
Nickel- und Chrom-Nickel-Stahl vergütet	—	9000	12000		
unlegierte Stahldrähte für Drahtseile	—	12000	18000	1,5 ÷ 3,0	Für Drahtseil-fabrikation
Federdruck-stahldraht	—	18000	24000		
Stahlsaiten	—	24000	28000		Für den Musik-instrumenten-bau u. für Stahl-saitenbeton

große und wechselnde Dauerbelastungen (Schwingungsbeanspruchungen) ohne weiteres aufnehmen kann. Er besitzt eine Dauerfestigkeit bei dynamischer Beanspruchung, die höher als die Nutzlast liegt. Eine Dauerfestigkeit bei mehr als zweieinhalb Millionen Lastwechseln mit 15 Hertz ist wohl erstmalig bei einem Beton erreicht worden.

Mit diesen Darlegungen ist gezeigt worden, daß der Stahlsaitenbeton ein neuer Werkstoff ist, der allen neuzeitlichen Anforderungen genügt.

Abschließend wird nochmals darauf hingewiesen, daß das Vorspannen von Eiseneinlagen beim Eisenbeton die Wirkung hervorbringt, daß äußere Kräfte in das Innere eines Betonkörpers bis zu einem gewissen Grad eingeleitet werden, wodurch der Beton rissesicher gemacht werden kann. Nachdem aber die bisher üblichen Stabbewehrungen infolge der sich daraus ergebenden höheren Vorspann-

einzelkräfte für eine unmittelbare Uebertragung der Vorspannkräfte auf den Beton nicht geeignet sind, kann die Uebertragung nur mittelbar durch besondere Verankerungskörper erfolgen.

Durch die weitgehende Aufteilung der Stabquerschnitte in viele dünne Drähte und der Zerlegung der Vorspannkraft in viele kleine Einzelkräfte wurde es möglich, die Uebertragung der Vorspannkräfte unmittelbar ohne jede Verankerung auf dem Beton zu übertragen und dadurch einen völlig neuen, vollelastischen und homogenen Werkstoff zu schaffen.

Während der Spannbeton mit vorgespannten Bewehrungsstäben eine Fortentwicklung der bisherigen Verbundkonstruktion darstellt, bei welcher die äußeren Kräfte mittelbar eingeleitet werden (Gruppe II), stellt der Stahlsaitenbeton ein völlig neues Verfahren zur Herstellung eines zugfesten und elastischen Werkstoffes aus Beton und Stahldrähten dar. Dieses neue Verfahren ist gekennzeichnet durch einen hochwertigen, schnell erhärtenden Beton und durch viele stark vorgedehnte Drähte, die infolge ihres Bestrebens, in ihren spannungslosen Zustand zurückzukehren, in das Innere des Betons äußere Kräfte entlang der Drähte unmittelbar einleiten und den Beton dadurch unter zusätzliche, dauernd wirkende Flächendruckspannungen halten.

B. Die Berechnung von Stahlsaitenbetonkonstruktionen

1. Formgebung von Stahlsaitenbeton

Im Eisenbetonbau wird die Bemessung von auf Biegung beanspruchten Bauteilen in der Weise durchgeführt, daß man den Beton in der Zugzone überhaupt nicht mitrechnet. Man sieht den Beton als gerissen an. Die Zugkräfte werden nur den Eisen zugeteilt (Rechnung nach Stadium II). Aus dieser Ueberlegung folgert man weiter, daß man in der Zugseite Beton ersparen kann. So kommt man zur Form des Plattenbalkens. In der Zugzone sind die Eisen auf einem möglichst kleinen Raum zusammengefaßt. Die Rißsicherheit von Plattenbalken ist noch kleiner als die Rißsicherheit von Rechteckquerschnitten oder Platten. Sie beträgt, wie aus den Ergebnissen der Versuche, die im Heft 86[4]) niedergelegt sind, hervorgeht, nur etwa 0,4 bis 0,5, für die im Eisenbetonbau übliche Bewehrung.

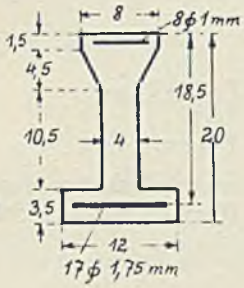


Abb. 9a

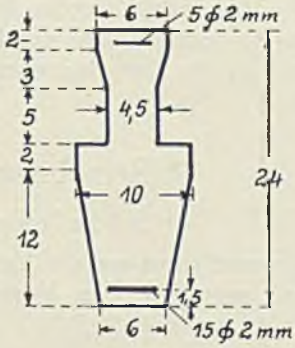


Abb. 9b

Für Stahlsaitenbetonkonstruktionen gelten für die Bemessung und Formgebung andere Grundsätze. Das Ziel ist, rissefreien Beton zu erhalten. Für die Bemessung ist der volle Querschnitt in Rechnung zu stellen. Man rechnet nach Stadium I. Die Zugzone des Querschnittes hat wiederum volle Bedeutung. Dies bedingt auch neue Querschnittsformen, die von den bisher üblichen Ausführungsformen abweichen. Als Beispiele für Querschnittsformen mögen die Abb. 9a und 9b für Balken im Hochbau gelten.

Im Eisenbetonbau wird die zulässige Eisenspannung im wesentlichen so festgelegt, daß die Sicherheit gegenüber Erreichen der Streckgrenze noch zweifach ist. Gegen Erreichen der Druckfestigkeit des Betons ist die Sicherheit mindestens dreifach. Die Rißsicherheit unter der zulässigen Last ist stets kleiner als 1.

---

[4]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 86: Versuche an Plattenbalken mit Bewehrungen mit hoher Streckgrenze. Berlin 1937. Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Die Berechnungsgrundlagen für Stahlsaitenbetonkonstruktionen sollen strenger gefaßt werden.

a) Sicherheit gegen Erreichen der Streckgrenze der Stahleinlagen soll wie bisher sein.

b) Sicherheit gegen Erreichen der Festigkeit des Betons: dreifach.

c) In der Schwerachse der Bewehrung sollen unter der Nutzlast keine Zugspannungen auftreten. Die am unteren Rande auftretenden Zugspannungen müssen in solchen Grenzen liegen, daß Risse mit Sicherheit vermieden werden können. Doch wird es möglich sein, daß mit fortgesetzter Verbesserung des Betons die zulässigen Zugspannungen 20 bis 30 kg/cm² betragen können, wobei noch dreifache Sicherheit gegen Auftreten von Rissen vorhanden ist. Die in c) angegebene Festlegung gilt nur für kleinere Querschnitte. Für große Träger wird man an Stelle der Spannungen im Schwerpunkt der Bewehrung die Zugspannungen am unteren Rande festsetzen.

Bei der Bemessung von Stahlsaitenbetonkonstruktionen gelten mehrere grundsätzliche Erwägungen, die im nachfolgenden für reine Zugglieder behandelt werden. Reine Zugquerschnitte haben große praktische Bedeutung. Sie wurden zuerst behandelt, um dadurch am einfachsten in die Ueberlegungen, die für Stahlsaitenbeton gelten, einzuführen.

2. Berechnung von Zugstäben

a) Ableitung der Formeln

Die notwendigen Formeln kann man am einfachsten dadurch ableiten, daß man sich den Vorgang der Herstellung von Stahlsaitenbeton vor Augen hält.

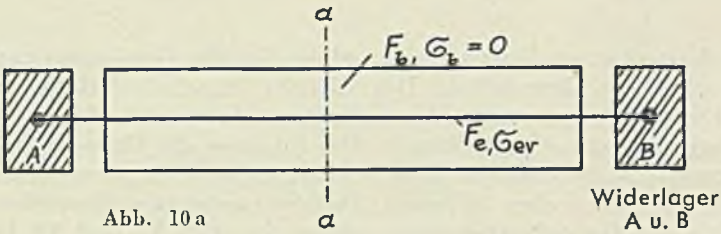


Abb. 10a

In Abb. 10 ist der Vorgang der Herstellung von Stahlsaitenbeton angegeben. Dabei wurde in der Zeichnung an Stelle der vielen Durchmesser der Drähte symbolisch nur ein Eisen in der Mitte mit der gleichen Fläche F_e gezeichnet. Abb. 10a zeigt den Draht, der auf zwei Widerlagern fest verankert ist und mit Hilfe der Spannvorrichtung auf die Spannung σ_{ev} gebracht wird. In diesem Zustand wird der Draht einbetoniert. Nach genügender Erhärtung des Betons werden die Drähte zwischen den beiden Widerlagern durchschnitten (Abb. 10b).

Dadurch hat das Eisen das Bestreben, sich zusammenzuziehen und Druckspannungen auf den Beton zu übertragen.

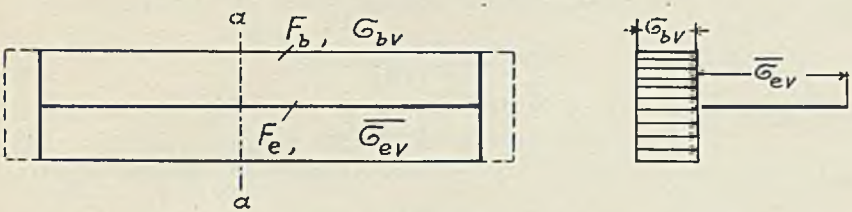


Abb. 10b. Der Draht wird nach genügender Erhärtung des Betons zwischen Widerlager und Eisenbetonkörper durchschnitten. Dadurch verkürzt sich die Säule und der Beton erhält Druckspannungen σ_{bv}. Die Spannung im Stahl ist auf den Wert $\overline{\sigma_{ev}}$ gesunken.

Der Draht wird auf den beiden Widerlagern A und B verankert und mit σ_{ev} vorgespannt und die Säule betoniert. Nach der Entspannung geht die Spannung des Stahles vom ursprünglichen Wert σ_{ev} auf $\overline{\sigma_{ev}}$ zurück. Der Spannungsabfall m_v ist:

1) $$m_v = \sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}},$$

wodurch die Dehnung im Stahl um

2) $$\varepsilon_{mv} = \frac{m_v}{E_e} = \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}{E_e}$$

(E_e Elastizitätszahl des Stahles, E_b Elastizitätszahl des Betons) zurückgeht.

Diese Dehnung muß gleich sein der Dehnung des Betons:

3) $$\varepsilon_{mv} = \frac{\sigma_{bv}}{E_b} = \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}{E_e},$$

woraus folgt, wenn man

4) $$n = \frac{E_e}{E_b}$$

setzt:

5) $$\sigma_{bv} = \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}{n}.$$

Für einen beliebigen Schnitt a—a (Abb. 10b) ergibt sich das Spannungsbild, wie es in dieser Abbildung rechts angegeben ist. Da Gleichgewicht zwischen den Kräften gelten muß, ergibt sich:

6) $$\overline{\sigma_{ev}} \cdot F_e = \sigma_{bv} \cdot F_b.$$

Verbindet man diese Gleichung mit 5), so erhält man:

7) $$\sigma_{bv} = \sigma_{ev} \frac{\frac{F_e}{F_b}}{1 + n \frac{F_e}{F_b}};$$

8) $$\overline{\sigma_{ev}} = \sigma_{ev} \frac{1}{1 + n \frac{F_e}{F_b}}$$

und

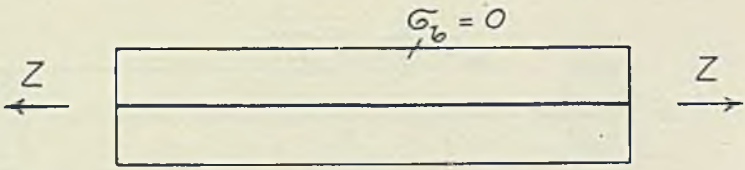
9) $$\frac{F_e}{F_b} = \frac{\frac{\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}{1 - n \frac{\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}$$

b) Aufgabe

Ein Zugstab ist so zu bemessen, daß er eine Zugkraft Z aufnehmen kann.

Wird ein Stab, der auf die vorhin angegebene Weise hergestellt worden ist, auf Zug beansprucht, so sinkt die Druckspannung im Beton. Die Spannung im Stahl steigt wieder an. Die Aufgabe besteht darin, die Nutzlast so zu bestimmen, daß unter dieser Last die Betonspannungen Null werden (Abb. 10c).

Die Größe der Vorspannung σ_{ev} ist durch die Streckgrenze des verwendeten Stahles gegeben. Die Vorspannung σ_{ev} wird gleich der zulässigen Beanspruchung $\sigma_{e\,zul}$, also gleich der halben Spannung an der Streckgrenze, gewählt. (Um das Schwinden und Kriechen zu berücksichtigen, wird dieser Wert noch etwas erhöht; dies wird später noch erörtert.) Die Spannung des Betons hängt von der Würfelfestigkeit ab



Belastung

Abb. 10c. Die Säule kann nun auf Zug beansprucht werden. Unter der Nutzlast ist der Beton wiederum spannungslos

und wird entsprechend den zulässigen Spannungen gemäß den Bestimmungen gewählt. Unter der Nutzlast soll die Spannung im Beton Null werden. Deshalb muß die Spannung im Beton vor Aufbringen der Zugkraft Z so groß sein, daß die Gleichung:

10) $$Z = \sigma_{bv} \cdot F_b$$

besteht. Die Zahl n ergibt sich nach den Versuchsergebnissen zu 7 bis 10. Sie wird im folgenden gemäß den Bestimmungen zu 10 angenommen. Die genaueren Werte werden noch angegeben.

c) Beispiel

Ein Stahlsaitenbetonstab ist so zu bemessen, daß er die Zugkraft $Z = 7870$ kg aufnehmen kann. Die Betonspannung sei $\sigma_{bv} = 35$ kg/cm². Die Betonfläche F_b ergibt sich aus der Gleichung 10)

$$F_b = \frac{7870}{35} = 225 \text{ cm}^2.$$

Dem entspricht 15×15 cm (Abb. 10d). Als Stahlmaterial werden Stahlsaiten mit $\sigma_{e\,zul} = \sigma_{ev} = 12\,000$ kg/cm² verwendet.

Die notwendige Eisenfläche ist (aus 9)

$$F_e = 225 \cdot \frac{\frac{35}{12000}}{1 - 10 \cdot \frac{35}{12000}} = 0{,}68 \text{ cm}^2.$$

Man erhält somit 42 ⌀ 1,5 mit $F_{e\,vorh} = 0{,}72$ cm². Die Aufteilung dieser Bewehrung ist in Abb. 10d dargestellt.

Die Spannung $\overline{\sigma_{ev}}$ nach dem Entspannen berechnet sich aus Gleichung 8)

$$\overline{\sigma_{ev}} = 1200 \cdot \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{0{,}68}{225}} = 11650 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Bemerkungen

Aus den früher abgeleiteten Formeln ergeben sich noch eine Reihe von Folgerungen, die uns einen tieferen Einblick in das Wesen des Stahlsaitenbetons geben.

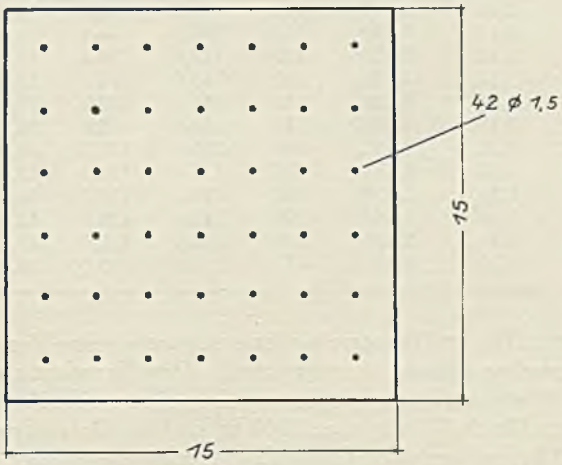


Abb. 10d

Die Gleichung 9) gibt uns den erforderlichen Bewehrungsgehalt an:

$$\mu = \frac{100\ F_e}{F_b} \tag{11}$$

$$\mu = \frac{\frac{\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}{1 - n\,\frac{\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}\ \% \tag{12}$$

Der Bewehrungsgehalt ist natürlich möglichst klein zu halten. In Tafel 2 ist die Formel 12) für verschiedene angenommene Stahlspannungen σ_{ev} ausgewertet. Der Wert n ist dabei mit 10 angenommen worden.

Tafel 2

Berechnung der Betonspannung, die durch die Vorspannung hervorgerufen wird

μ %	$1 + n\,\mu$ (n = 10)	$\frac{\mu}{1 + n\,\mu}$	σ_{bv} in kg/cm² für die Vorspannung σ_{ev} kg/cm²					
			18 000	12 000	6 000	2 400	1 800	1 200
0	1,—	0	0	0	0	0	0	0
0,1	1,01	0,099	18	11,9	6,0	2,38	1,8	1,2
0,2	1,02	0,198	36	23,8	11,9	4,76	3,6	2,4
0,3	1,03	0,291	52	35,0	17,5	7,00	5,2	3,5
0,4	1,04	0,385	69	46,4	23,2	9,28	6,9	4,6
0,5	1,05	0,476	85	57,1	28,6	11,42	8,5	5,7
0,6	1,06	0,566	103	68,0	34,0	13,60	10,3	6,8
0,7	1,07	0,659	118	79,0	39,5	15,80	11,8	7,9
0,8	1,08	0,740	133	89,0	44,5	17,80	13,3	8,9
0,9	1,09	0,825	150	99,5	49,8	19,90	15,0	10,0
1,0	1,10	0,909	167	109,5	54,7	21,90	16.7	11,0
1.2	1,12	1,070	193	129,0	64,5	25,80	19,3	12,9
1.4	1,14	1,230	221	148,0	74,0	29,60	22,1	14,8
1,6	1,16	1,380	248	166,0	83,0	33,20	24,8	16,6
1,8	1,18	1.528	276	184,0	92,0	36.80	27,6	18,4
2,0	1,20	1,667	300	201,0	100,5	40,20	30,0	20,1
2,2	1,22	1.802	323	216,0	108,0	43,20	32,3	21,6
2,4	1,24	1,938	347	233,0	116,5	46,60	34,7	23,3
2,6	1,26	2,062	372	248,0	124,0	49,60	37,2	24,8
2,8	1.28	2,185	396	264,0	132,0	52,80	39,6	26,4
3,0	1,30	2,310	412	276,0	138,0	55,20	41,2	27,6

In Abb. 10e ist für verschiedene angenommene Vorspannungen σ_{ev} die Betondruckspannung σ_{bv} ermittelt. Der Bewehrungsgehalt μ ist von 0 bis 3% steigend angenommen. Aus dieser Abbildung ist zu ersehen, daß man für St. 37 mit $\sigma_e = 1200$ kg/cm² die Betondruckspannung nicht über 30 kg/cm² erhält. Dieser Wert geht aber sicher durch Schwinden und Kriechen bald wieder verloren. Mit diesem Stahl ist es nicht

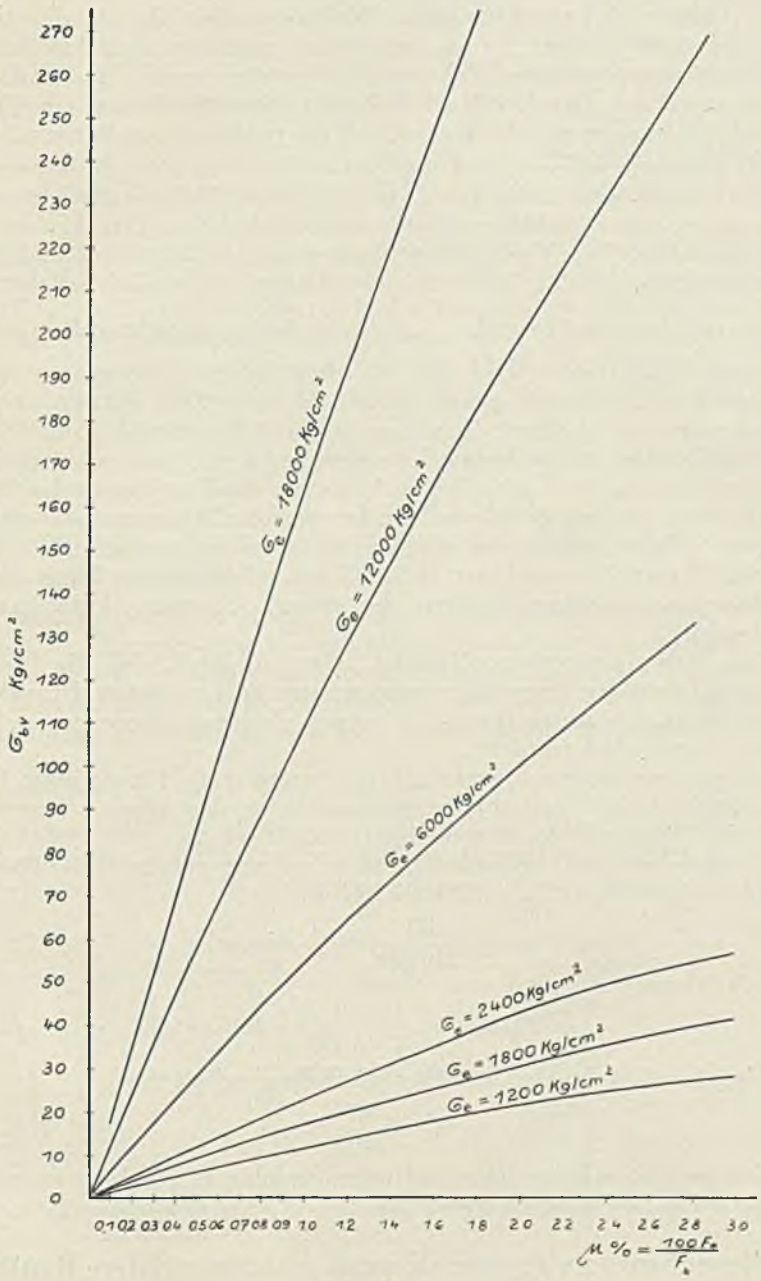

270
260
250
240
230
220
210
200
190
180
170
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
σ_{bv} Kg/cm²
σ_e = 18000 Kg/cm²
σ_e = 12000 Kg/cm²
σ_e = 6000 Kg/cm²
σ_e = 2400 Kg/cm²
σ_e = 1800 Kg/cm²
σ_e = 1200 Kg/cm²
0 10 02 03 04 05 06 07 08 09 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30
$\mu\,\% = \frac{100\,F_e}{F_b}$

Abb. 10 e

möglich, bleibende Druckspannungen im Beton zu erhalten. Mit der Vorspannung $\sigma_e = 6000$ kg/cm² kann man die Betondruckspannung etwas über 100 kg/cm² steigern. Die hohen Festigkeiten des Betons von rd. 1000 kg/cm² können aber auch mit diesen Stahlsorten gar nicht ausgenutzt werden. Nur die Verwendung von Stahlsaiten für die Einleitung der Druckkräfte ermöglicht eine Steigerung der Betondruckspannungen auf ein Maß, wie es für hochwertigen Beton nötig ist.

Man ersieht hieraus, daß das ganze Problem der Einleitung von Vordruckspannungen in den Beton in erster Linie ein Problem der Erzeugung eines Stahles mit außerordentlich hoher Streckgrenze und Festigkeit ist. Der Verlauf der Kurven zeigt, daß die mögliche Vordruckspannung nicht linear mit dem Bewehrungsgehalt wächst. Die Kurven haben im Abstand $\sigma_{bv} = \frac{\sigma_{ev}}{n}$ von der waagerechten Bezugsachse Asymptoten. Daher wird der Gewinn an Vordruckspannung mit steigendem Bewehrungsgehalt immer kleiner. Die Verwendung von Stahlsorten mit niederer Streckgrenze ist daher unwirtschaftlich.

Wenn Beton von so hoher Güte verwendet wird, wie wir ihn heute herzustellen in der Lage sind, so kann für die Eintragung der Druckkräfte auch nur ein Stahl von hervorragender Güte verwendet werden. Dieser Stahl ist uns in der Form von Stahlsaiten gegeben. Mit diesen beiden Baustoffen sind wir in der Lage, einen neuen Baustoff, den Stahlsaitenbeton, herzustellen, der unsere strengen Anforderungen voll erfüllt.

Das früher angegebene Beispiel zeigt uns auch, daß die Eisen in erster Linie dazu verwendet werden, um in den Beton Druckkräfte einzuleiten, die unter der angreifenden Zugkraft wiederum auf den Stahl übergeleitet werden.

Fragen wir uns noch, welche Eisenspannung σ_{eR} für normale Eisenbetonstäbe ohne Vorspannung ausgenutzt werden könnte, wenn hierfür die Bedingung der Rissefreiheit gestellt würde.

Die Betonzugkraft sei mit $\sigma_{bz} = 30$ kg/cm² angenommen. Die Dehnung des Betons wird mit $E_b = 210\,000$ kg/cm²

$$\varepsilon_{bz} = \frac{30}{210\,000} = \frac{1}{7} \text{ mm/m.}$$

die Stahlspannung σ_e

$$\sigma_e = 2\,100\,000 \cdot \frac{1}{7} \cdot \frac{1}{1000} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² ist daher die Rißsicherheit nur

$$\nu_R = \frac{300}{1200} = \frac{1}{4}.$$

Sollen im Beton keine Risse auftreten, so kann die Stahlspannung nur zu $^1/_4$ oder 25% ausgenutzt werden.

3. Berechnung von auf Biegung beanspruchten Bauteilen

a) Allgemeine Bemerkungen

Bei auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen werden die gesamten Zugspannungen den in der Zugseite liegenden Eisen zu-

geteilt. Bei Stahlsaitenbeton hingegen sollen durch die Vorspannung der Bewehrung auf der Zugseite solcher Querschnitte in den Beton Druckspannungen eingeleitet werden. Die auftretenden Zugspannungen bei der Biegungsbeanspruchung überlagern sich mit den Druckspannungen. Durch geeignete Wahl der Vorspannung ist es möglich, die Zugseite stets frei von Zugspannungen zu erhalten.

Die Hauptbewehrung liegt auf der Zugseite des Trägers. Beim Entspannen dieser Träger werden auf der Zugseite Druckkräfte hervorgerufen. Diese Druckspannungen gehen unter der Nutzlast auf Null zurück.

Beim Entspannen der Träger, wo also im Zugquerschnitt die Druckkräfte eingeleitet werden, die Nutzlast jedoch nicht voll wirkt, treten unter Umständen im Druckbereich des Balkens Zugspannungen auf. Um diese Zugspannungen aufzunehmen, wird auch der Druckgurt etwas vorgespannt. Im allgemeinen kann man für die Berechnung die obere Bewehrung vernachlässigen. Um jedoch die Spannungen genau zu erhalten, kann man so vorgehen:

a) Man berechnet sich den Spannungszustand, wenn nur die untere Bewehrung allein wirkt.
b) Man nimmt an, daß nur die obere Bewehrung vorhanden ist.
c) Das Ergebnis erhält man durch Ueberlagern der einzeln berechneten Belastungsfälle.

Man kann natürlich auch die für Stadium I geltenden Formeln für außermittig beanspruchte Querschnitte zur Berechnung wählen. Zu beachten ist ferner, daß in der Berechnung stets der volle Querschnitt ohne Abzug der Eisenfläche in Rechnung gestellt ist. Würde man den reinen Betonquerschnitt wählen, hätte man geringfügige Abweichungen.

b) Bewehrung auf der Zugseite des Querschnittes

Der Querschnitt des Balkens sei symmetrisch. Die Symmetrieachse stehe senkrecht zur Biegungsachse. Der Querschnitt sei mit F_b, sein Trägheitsmoment um die Schwerachse s mit ${}_sJ_b$ bezeichnet. (Die

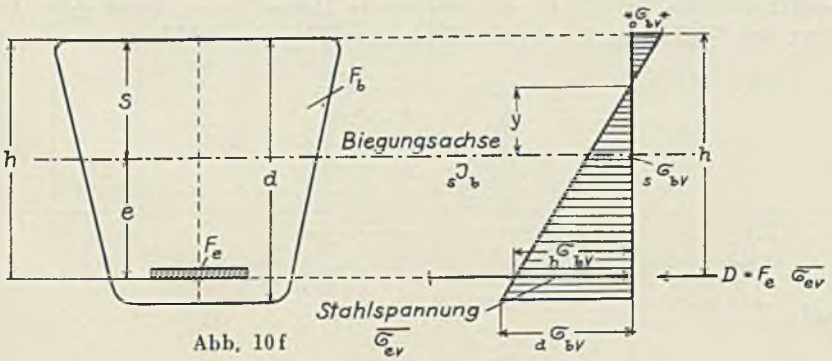


Abb. 10f

Indizes links sollen stets den Ort angeben, an dem die genannte Spannung wirkt.) Die Bewehrung auf der Zugseite sei F_e, die Stahl-

vorspannung σ_{ev}, der Elastizitätsmodul des Stahles E_e, des Betons E_b und das Verhältnis der beiden $n = \frac{E_e}{E_b}$. In Abb. 10f ist ein Querschnitt dargestellt. Um die notwendigen Formeln abzuleiten, ist es wiederum am einfachsten, die Spannungszustände bei der Herstellung zu betrachten.

α) Zustand vor dem Entspannen der Drähte

Die Bewehrung ist auf σ_{ev} vorgespannt. Der Beton ist spannungslos.

β) Zustand nach dem Entspannen der Drähte

Wenn die Drähte zwischen Widerlager und Träger durchschnitten werden, haben sie das Bestreben, die ursprüngliche Länge wieder anzunehmen. Die Spannung in den vorgespannten Drähten sinkt dabei um m_v auf den Wert $\overline{\sigma_{ev}}$

13) $$m_v = \sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}.$$

Die Spannung des Betons ${}_h\sigma_{bv}$ an der Stelle h vom oberen Rand, d. i. in der unmittelbaren Nähe der Drähte, ist aus der Ueberlegung zu berechnen, daß die Dehnungen von Beton und Stahl dort einander gleich sind.

14) $$\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}} = n\, {}_h\sigma_{bv}.$$

Die gespannte Bewehrung wirkt an dieser Stelle auf den Beton so ein, als ob dort die Kraft

15) $$D = F_e \cdot \overline{\sigma_{ev}}$$

wirken würde. Aus dieser Ueberlegung erhält man eine weitere Gleichung für ${}_h\sigma_{bv}$

16) $${}_h\sigma_{bv} = \frac{D}{F_b} + \frac{D \cdot e^2}{{}_sJ_b} = D\left(\frac{1}{F_b} + \frac{e^2}{{}_sJ_b}\right) = \frac{D}{\mathfrak{F}_b},$$

17) $$\text{wobei } \frac{1}{\mathfrak{F}_b} = \frac{1}{F_b} + \frac{e^2}{{}_sJ_b}, \text{ also } \mathfrak{F}_b = F_b \cdot \frac{{}_sJ_b}{{}_hJ_b}.$$

18) mit ${}_hJ_b = {}_sJ_b + F_b \cdot e^2$ (Trägheitsmoment um die Eisenachse) gesetzt worden ist. $\mathfrak{F}_b$ ist die reduzierte Betonfläche. Setzt man den Wert der Gleichung 16) in die Gleichung 14) ein, erhält man:

19) $$\overline{\sigma_{ev}} = \sigma_{ev} \frac{1}{1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}},$$

20) $${}_h\sigma_{bv} = \sigma_{ev} \frac{\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}{1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}$$

und

21) $$\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b} = \frac{\frac{{}_h\sigma_{bv}}{\sigma_{bv}}}{1 - n\frac{{}_h\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}.$$

Aus diesen Gleichungen kann man die Stahl- und Betonspannungen nach der Uebertragung der Vorspannkräfte auf den Beton ermitteln. Die Gleichungen sind dieselben, wie bei reiner Zugbeanspruchung. An Stelle von F_b tritt die reduzierte Fläche $\mathfrak{F}_b$.

Die Spannung an der unteren Faser ergibt sich aus der Beziehung, die aus Abb. 10 f abzulesen ist:

22) $$y = \frac{{}_sJ_b}{F_b \cdot e},$$

23) $${}_d\sigma_{bv} = + {}_h\sigma_{bv} \frac{d - s + y}{h - s + y}$$

und an der oberen Faser

24) $${}_o\sigma_{bv} = - {}_h\sigma_{bv} \frac{s - y}{h - s + y}.$$

γ) Biegungsbeanspruchung des Trägers

Wirkt nun auf den Träger ein Biegungsmoment M ein, so überlagern sich die neu hinzugekommenen Spannungen mit den Spannungen aus den Vorspannkräften.

An der unteren Faser des Querschnittes treten bei reiner Biegung die Spannungen im Beton

$${}_d\sigma = - \frac{M\,(d - s)}{{}_sJ_b} \quad \text{(Zugspannung)}$$

und an der oberen Faser

$${}_o\sigma = + \frac{M \cdot s}{{}_sJ_b} \quad \text{(Druckspannung)}$$

auf. Die Ueberlagerung der Spannungen ist nun einfach.

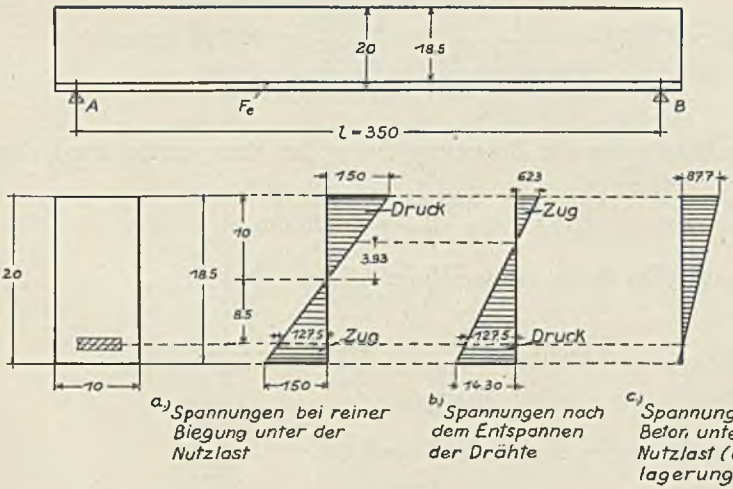


Abb. 10 g

δ) Beispiel

Ein Betonrechteckquerschnitt ist so zu bemessen, daß ein Moment von 100 000 kg cm zugspannungsfrei aufgenommen werden kann. Der

Betonquerschnitt sei 10×20 cm² (Abb. 10g). Die Vorspannung sei σ_{ev} = 12 000 kg/cm², entsprechend einer Bewehrung mit Stahlsaiten mit der Streckgrenze von σ_{es} = 24 000 kg/cm² bei zweifacher Sicherheit.

$$_{a}J_b = \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 20^3 = 6670 \text{ cm}^4$$

$$_{h}J_b = 6670 + 200 \cdot 8{,}5^2 = 21117 \text{ cm}^4$$

$$\mathfrak{F}_b = 200 \cdot \frac{6670}{21117} = 63{,}15 \text{ cm}^2.$$

Die Betonzugspannung, die sich bei reiner Biegung ergeben würde, ist:

$$_{d}\sigma_b = \frac{M \cdot d}{2 \cdot J} = \frac{100000 \cdot 20}{2 \cdot 6670} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

An der Stelle der unteren Bewehrung ist die Betonspannung bei reiner Biegung:

$$_{h}\sigma_b = 150 \cdot \frac{8{,}5}{10} = 127{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Um diese Spannung rückgängig zu machen, ist eine Drahtfläche nach Gleichung 21) von:

$$F_e = 63{,}15 \frac{\frac{127{,}5}{12000}}{1 - 10 \frac{127{,}5}{12000}} = 63{,}15 \cdot \frac{1}{84} = 0{,}752 \text{ cm}^2$$

erforderlich.

Dem entspricht z. B. 24 ⌀ 2,0 = 0,752 cm².

Die Spannung im Stahl geht von σ_{ev} = 12 000 kg/cm² nach 19) auf

$$\overline{\sigma_{ev}} = 12000 \frac{1}{1 + 10 \frac{0{,}752}{63{,}15}} = \frac{12000}{1{,}118} = 10750 \text{ kg/cm}^2$$

zurück.

Die Nullinie y für die Belastung durch das Entspannen der Drähte erhält man aus 22):

$$y = \frac{6670}{200 \cdot 8{,}5} = 3{,}93 \text{ cm}.$$

Die Spannung im Beton in der Höhe h ist:

$$_{h}\sigma_{bv} = 12000 \frac{\frac{1}{84{,}0}}{1 + \frac{1}{8{,}4}} = \frac{142{,}8}{1{,}12} = 127{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Randspannungen sind (aus 23 und 24):

$$_{d}\sigma_{bv} = 127{,}5 \frac{13{,}93}{12{,}43} = 143 \text{ kg/cm}^2$$

$$_{o}\sigma_{bv} = -127{,}5 \frac{6{,}07}{12{,}43} = 62{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Ueberlagerung der Spannungen aus der Vorspannung und Nutzlast ist in Abb. 10c gezeichnet.

Die Druckspannung ist 87,7 kg/cm². In der Höhe h ist der Beton spannungslos.

Die Stahlspannung, die ursprünglich 12 000 kg/cm² war, ist nach dem Entspannen auf 10 750 kg/cm² gesunken. Unter der Nutzlast steigt die Spannung wiederum auf 12 000 kg/cm² an.

c) Bewehrung auf der Druckseite des Querschnittes

Die Vorspannung der Bewehrung auf der Druckseite wird so groß gewählt, daß die Balken nach dem Entspannen auf der Druckseite keine Zugrisse erhalten. Die Vorspannung selbst ist gering und beträgt nur etwa 1000 kg/cm². Der Stahldraht, der verwendet wird, hat auch geringere Güte. Zu berücksichtigen ist ferner, daß infolge des Eigengewichtes bereits Druckspannungen im Druckgurt auftreten, die die Zugspannungen herabsetzen. Die Formeln, die früher abgeleitet wurden, gelten, sinngemäß angewendet, auch für die Vorspannung auf der Druckseite. Die Vorspannung der Druckseite ist notwendig, um die Träger im entlasteten Zustand versandfähig zu machen. Durch die Vorspannung der Druckseite wird jedoch die Druckspannung auf der Zugseite kleiner. Man muß deshalb die Vorspannung der Zugseite höher wählen und dadurch den Spannungsverlust wettmachen.

d) Bewehrung auf der Zug- und Druckseite

Die Spannungen nach dem Entspannen bei vorgespannter Bewehrung auf der Zug- und Druckseite ergeben sich durch Ueberlagerung der beiden Einzelzustände.

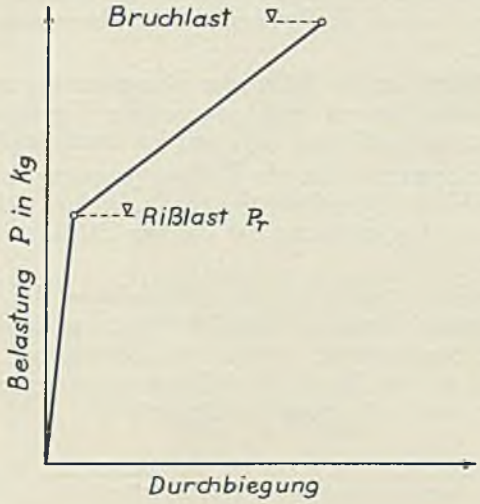


Abb. 11

c) Bruchbelastung von Stahlsaitenbeton

Im Eisenbetonbau hat man bei Belastung von Balken auf Biegung für den Bruch die beiden Fälle[5])

a) der Bruch tritt infolge Ueberschreiten der Druckfestigkeit des Betons ein,
b) der Bruch tritt infolge Ueberschreiten der Streckgrenze des Stahles ein,

zu unterscheiden.

Der erste Fall ist selten und tritt nur bei sehr großen Bewehrungsgehalten ein. Ist die Dehnungsfähigkeit des Stahles erreicht, so können die Eisen in der Zugzone abreißen. Dies tritt für Stahl mit geringer Bruchdehnung und hoher Streckgrenze ein.

Bei Stahlsaitenbeton haben die Eisen die Aufgabe, in den Beton Druckkräfte einzuleiten, die die auftretenden Zugspannungen beseitigen. Die Berechnung ist nach Stadium I durchzuführen.

Im Augenblick des Auftretens eines Risses ist der Beton nicht mehr imstande, Zugkräfte zu übertragen. In diesem Augenblick tritt eine Spannungsumlagerung ein. Dies zeigt sich auch in der Durchbiegungslinie. In Abb. 11 ist die Last-Durchbiegungslinie aufgetragen. Bis zur Rißlast P_r ist die Last-Durchbiegungslinie eine Gerade. Die Neigung dieser Geraden gegen die Waagerechte für verschiedene Vorspannungen ist für alle Vorspannungen gleich. Für Lasten, die größer als P_r sind, wirkt der Beton auf der Zugseite, weil er gerissen ist, nicht mehr mit. Man rechnet daher für Lasten, die kleiner als P_r sind, nach Stadium I und für Lasten, die größer sind als P_r, nach Stadium II. Der Uebergang von Stadium I zu Stadium II wirkt sich in der Durchbiegungslinie als Knickpunkt aus.

Zusammenfassend ergeben sich für die Bemessung von Stahlsaitenbeton folgende Grundsätze:

1. Für die Bruchlast ist die Festigkeit des Betons und die Streckgrenze des Stahles maßgebend. Die Berechnung erfolgt nach Stadium II.
2. Für die Rißlast ist die Höhe der Vorspannung maßgebend. Die Bruchlast wird jedoch nicht durch die Vorspannung geändert. Die Rißlast und zulässige Last werden nach Stadium I ermittelt.
3. Die Durchbiegung ist bis zur Rißlast proportional der Last. Für Balken gleichen Querschnittes und gleicher Stützweite, jedoch verschiedener Vorspannung, ist bis zur Rißlast die Durchbiegung gleich.
4. Bei Stahlsaitenbeton wird die Mitwirkung des Betons auf der Zugseite dadurch erreicht, daß der Beton an diesen Stellen vorher auf Druck beansprucht wird. Die Bewehrung wird dazu verwendet, um in den Beton diese Druckspannungen einzuleiten. Sie dient nicht zur Aufnahme der Zugkräfte.

---

[5]) Vgl. hierzu: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 85: Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen. Berlin 1937, Verlag Wilh Ernst u. Sohn.

Die aufgestellten Berechnungen und Grundsätze wurden eingehend durch Versuche gestützt, die zu den früheren Ergebnissen führten. Diese Versuche werden hier noch eingehend besprochen werden.

4. Das Schwinden und Kriechen von Stahlsaitenbeton

Ein auf Druck beanspruchter Eisenbetonkörper ist den beiden Formänderungen Schwinden und Kriechen ausgesetzt. Durch diese Verkürzung des Betons kommt der Beton dem Bestreben der Eisen, sich ebenfalls zu verkürzen, entgegen. Die Folge davon ist, daß ein Teil der Vorspannung verlorengeht. Wir müssen zunächst die Frage klären, wie groß der Spannungsverlust ist, und dann die Maßnahmen angeben, um diesem Spannungsabfall zu begegnen.

Hier möge jedoch gleich eine Bemerkung eingefügt werden, die uns zeigt, daß die Kriecherscheinungen für auf Biegung beanspruchten Bauteilen auf den Spannungszustand keinen großen Einfluß haben: Auf der Zugseite ist die Spannung unter der Nutzlast Null, daher kann auch kein Kriechen eintreten. Auf der Druckseite sind Druckspannungen vorhanden, daher tritt dort auch ein Kriechen auf, das jedoch nicht die Spannungen, sondern nur die Durchbiegung beeinflußt. Der Spannungsabfall von 1500 kg/cm², wie er in der Zulassung angegeben ist, ist daher bestimmt zu hoch.

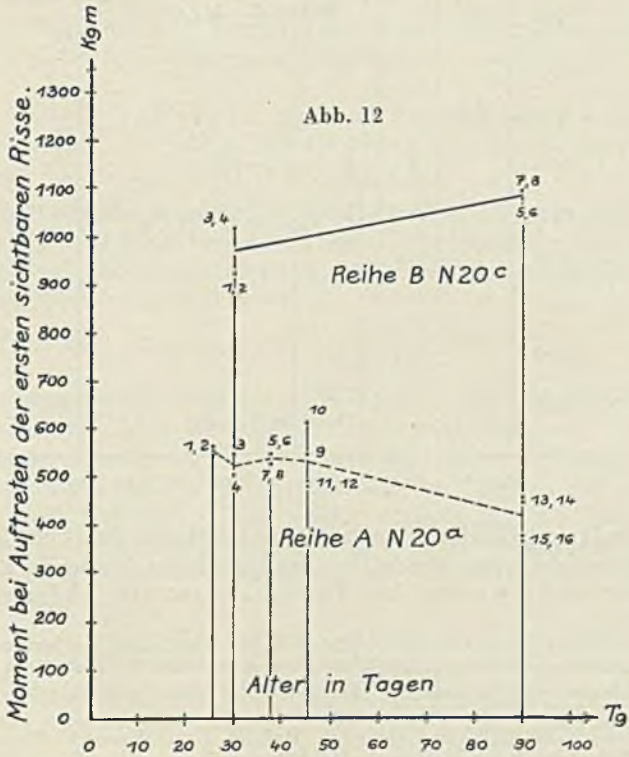


Abb. 12

a) Schwind- und Kriechmaße des Betons

Das Schwinden und Kriechen von Beton ist in letzter Zeit eingehend von Professor Dischinger-Berlin[6]) und Professor Gehler-Dresden[7]) erörtert worden.

Die Wärmedehnzahl für Beton ist $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$. Nach den amtlichen Bestimmungen ist das Schwinden in der Weise in Rechnung zu stellen, daß man einen Temperaturabfall von 15° C bis 25° C in Rechnung stellt. Mit dieser, wenn auch nur rein geometrischen Vorstellung kann man das Schwinden (und auch das Kriechen) stets als einen Temperaturabfall ansehen und dadurch grobe Fehler vermeiden.

Aus den Untersuchungen von Glanville geht hervor, daß das Kriechen in der ersten Zeit nach dem Aufbringen der Dauerlast besonders stark ist und dann sehr rasch abnimmt. Nach einem Jahr ist der weitaus größte Teil des Kriechens abgeschlossen.

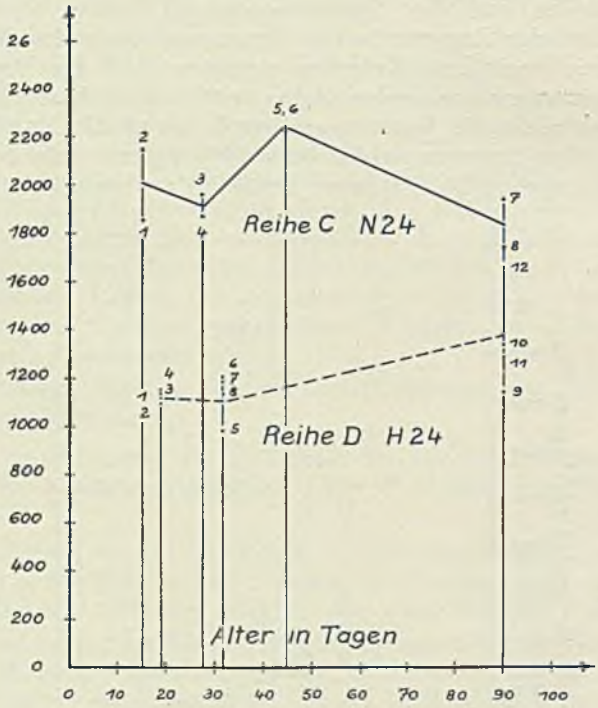


Abb. 13

Wie Professor Gehler[7]) nachgewiesen hat, ist das Schwindmaß an Laboratoriumskörpern wesentlich größer als an Bauwerken. Professor Graf[8]) hat nachgewiesen, daß Tonerdezement viel kleinere Schwind-

[6]) Untersuchung über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. „Bauingenieur" 1937, Heft 33/34, 35/36, 39/40.

[7]) Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons. „Bautechnik" 1938, Heft 10/11, 30 und 31.

[8]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 74, Graf: Versuche über das Schwinden von Beton durch Austrocknung bei höherer Temperatur. Berlin 1933.

maße aufweist, als Portlandzement. Für 350 kg Zement je 1 m³ fertigen Beton ergab sich das Schwindmaß

für Portlandzement	zu 68° C	für Eisenportlandzement	zu 68° C
für Hochofenzement	zu 69° C	für Tonerdezement	zu 34° C

Das Schwindmaß ist für Tonerdezement nur rd. die Hälfte des von Portlandzement.

Bei Stahlsaitenbeton wirkt sich das Schwinden und Kriechen so aus, daß ein Teil der Vorspannung verloren geht. Die Rißlast, die eine Funktion der Höhe der Vorspannung ist, müßte daher im Laufe der Zeit abnehmen. Um diesen Einfluß versuchsmäßig zu bestimmen, wurden im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden eine große Zahl von Balken in verschiedenem Alter geprüft. Das Ergebnis der Prüfungen ist für vier verschiedene Querschnitte und Bewehrungen in Tafel 3 zusammengestellt. Die Momente, bei denen die ersten Risse sichtbar waren, sind für jede Reihe in Abhängigkeit vom Alter in Abb. 12 und 13 aufgetragen. In Reihe B und D ist ein Ansteigen der Rißlast, bei Reihe A und C ist ein Fallen zu bemerken. Hierzu wird noch bemerkt, daß das Beobachten von Rissen sehr schwierig ist, und dadurch naturgemäß große Schwankungen auftreten. Aus diesen Versuchen geht hervor, daß ein merkbarer Einfluß von Kriechen und Schwinden bis zum Alter von sechs Monaten nicht zu beobachten ist.

Die Ergebnisse sind nun bereits auf ein Jahr ausgedehnt, ohne daß sich irgendwelche Aenderungen gezeigt haben.

b) Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens in der Berechnung von Stahlsaitenbeton

In der Zulassungsbedingung für Stahlsaitenbeton ist vorgesehen, daß das Schwinden und Kriechen durch eine Erhöhung der Vorspannung um 1500 kg/cm² zu berücksichtigen ist. Die Spannungserhöhung in Temperaturgraden ausgedrückt ist:

$$t = 10^5 \cdot \delta_{S+K} = 10^5 \cdot \frac{1500}{2{,}1 \cdot 10^6} = 71^0.$$

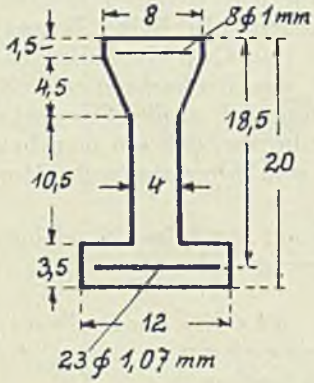
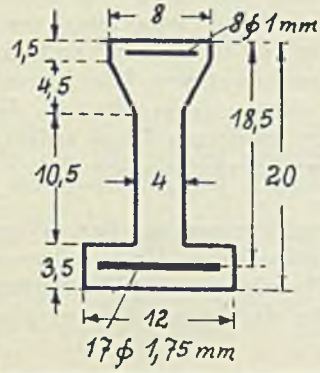
Der Spannungsverlust von rd. 1500 kg/cm² durch Schwinden und Kriechen zeigt uns aber auch, daß die Vorspannung von St. 37 bei einer zulässigen Beanspruchung von nur 1200 kg/cm² zu keinem Ergebnis geführt haben kann. Die Vorspannung von 1200 kg/cm² ist durch Schwinden und Kriechen allein schon verbraucht, so daß für die Beanspruchung durch die Nutzlast wiederum Risse aufgetreten sind. Die ersten Versuche von Koenen und Lund konnten daher zu keinem Ergebnis führen.

Wie Professor Gehler in seinem Vortrag im Beton-Verein 1938[9]) gezeigt hat, ist das Schwinden eine Funktion der mit Wasser gefüllten Poren, in denen infolge der Kapillarwirkung auf die Seitenwände der Poren Kräfte ausgeübt werden, die das Schwinden verursachen. Der

[9]) Siehe Fußnote 6.

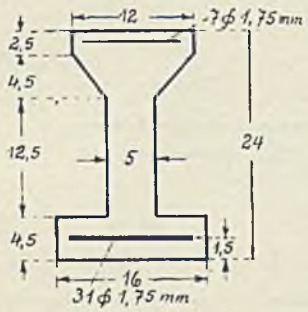
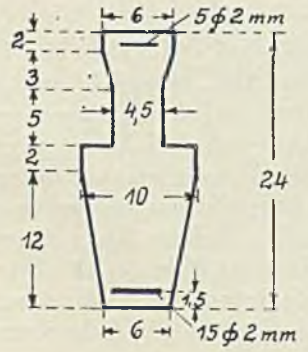
Tafel 3

Einfluß des Kriechens auf die Rißlast

Bezeichnung	Querschnitt	Balken Nr.	Geprüft im Alter von Tagen	Rißmoment M_R kgm
A		1 2	26	550 550
		3 4	29	549 510
		5 6	37	550 550
		7 8	37	535 535
		9 10	53	609 550
		11 12	54	490 490
		13 14	90	455 455
		15 16	90	416 416
		17 18	179	489 489
		19 20	180	455 489
		21 22 23 24	365	569 569 569 569
B		1 2	30	920 920
		3 4	31	1015 1015
		5 6	90	1080 1080
		7 8	90	1084 1084
		9 10 11 12	365	880 920 838 920

Fortsetzung von Tafel 3

Einfluß des Kriechens auf die Rißlast

Bezeichnung	Querschnitt	Balken Nr.	Geprüft im Alter von Tagen	Rißmoment M_R kgm
C		1	15	1850
		2		2140
		3	29	1960
		4	30	1860
		5	43	2242
		6		2242
		7	91	1940
		8		1748
		9	184	1793
		10		1895
		11 12	365	1890 1890
D		1 2	19	1145 1145
		3 4	19	1100 1135
		5 6	33	970 1180
		7 8	34	1180 1130
		9 10	90	1135 1340
		11 12	90	1290 1680

Beton ist bei der Herstellung von Stahlsaitenbeton durch das Rütteln außerordentlich dicht, und dadurch ist der Anteil der mit Wasser gefüllten Poren auch gering. Auch die Kriechverformungen sind für Stahlsaitenbeton gering. Unter der Nutzlast ist nämlich die Beanspruchung des Betons in der Zugzone nahezu Null, zumindest sehr gering, so daß das Kriechen keinen großen Einfluß ausüben kann. Die zahlenmäßige Angabe der Größe des Schwindmaßes erfolgt nach Abschluß der Versuche.

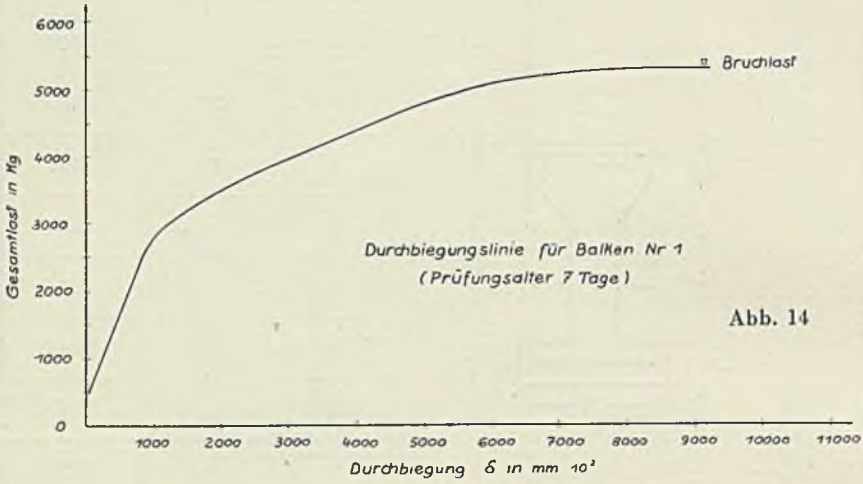


Abb. 14

5. Berechnung der Elastizitätszahl aus den Durchbiegungen

Die Elastizitätszahl des Betons wurde in den vorhergehenden Abschnitten gemäß den Bestimmungen im Stadium I zu 210 000 kg/cm² angenommen. Hieraus ergibt sich die Zahl n zu 10. Der tatsächliche Wert der Zahl n ist jedoch meist etwas kleiner. Er ergibt sich zu 7 bis 10.

Um die tatsächliche Zahl n auf Grund von Versuchen festzustellen, kann man so vorgehen, wie es in den Abb. 14 und 15 gezeigt wird. Der Balken H 24/1 Nr. 1 wurde im Alter von sieben Tagen geprüft. Der Balken H 24/1 Nr. 11 wurde im Alter von drei Monaten geprüft. Die beiden Balken sind aus der gleichen Betonmischung hergestellt. Der Querschnitt der Balken ist in den Abbildungen angegeben. In Abb. 14 ist die Lastdurchbiegungslinie für den Balken Nr. 1 angegeben. Die gleiche Linie für den Balken Nr. 11 zeigt Abb. 15. Die Durchbiegungsmessungen beginnen mit dem Aufbringen des Balkens auf den Prüfstand. Das Eigengewicht ist daher noch nicht in den Messungen enthalten. Man hat daher, um jenes Moment zu bestimmen, das zur Durchbiegung gehört, stets das Eigengewicht von der Gesamtlast abzuziehen.

In der Gleichung für die Durchbiegung:

$$\delta = \frac{5}{48} \frac{Ml^2}{EJ}$$

ist bis auf das E alles bekannt. E berechnet sich hieraus zu:

$$E = \frac{5}{48} \frac{Ml^2}{\delta J}$$

Für Balken Nr. 1 wird $E = 239\,000$ kg/cm².
Für Balken Nr. 11 wird $E = 278\,000$ kg/cm².

Die Zahl n wird 8,8 für Balken Nr. 1 und 7,6 für Balken Nr. 11.

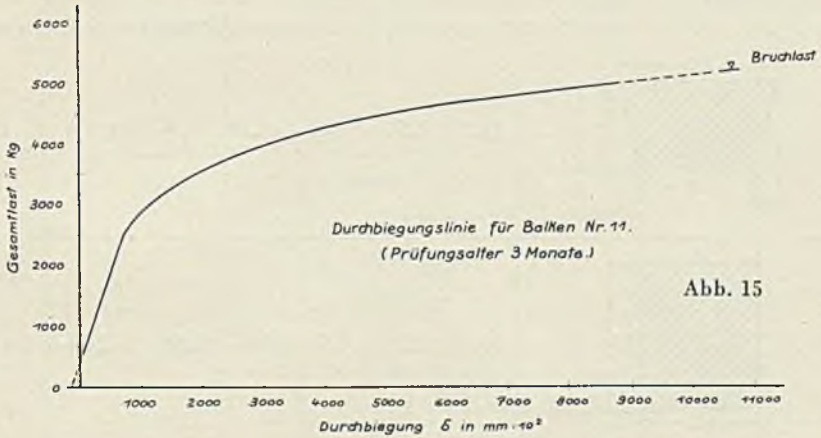


Abb. 15

Wie aus Gleichung 21 hervorgeht, wirkt sich das n für die Berechnung der Bewehrung so aus, daß für größeres n der Bewehrungsgehalt auch größer wird. (Der Ausdruck $1 - n \frac{{}_h\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}$ wird nämlich kleiner und daher der Nenner im Bruch kleiner, somit die Zahl $\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$ größer.) Zahlenwerte für n (für Lasten, die kleiner sind als die Rißlast), die größer als 10 sind, wurden noch nie festgestellt. Man erhält daher durch Rechnung mit n = 10 eine etwas größere Bewehrung, als durch die Rechnung mit dem tatsächlichen Wert. Da man dadurch sich auf der sicheren Seite befindet, wird auch weiterhin in der Bemessung n = 10 angenommen. Für größere Bauwerke aus Stahlsaitenbeton kann man natürlich das n vorher versuchsmäßig bestimmen.

Eine zweite Versuchsreihe, die ebenfalls einen tiefen Einblick in die Spannungsverhältnisse von Stahlsaitenbeton gewährt, soll hier ebenfalls besprochen werden: Mit dem Querschnitt, der in Tafel 4 berechnet ist, wurden acht Balken hergestellt. Bei gleicher Bewehrung und Querschnittsausbildung wurde nur die Vorspannung veränderlich angenommen. (Je zwei Balken, die gleichzeitig geprüft wurden, waren gleich hoch vorgespannt.) Die Last-Durchbiegungslinien, die sich für die vier verschiedenen Vorspannungen von 1000, 4000, 8000 und

Tafel 4

Statische Werte des Querschnittes (Abb. 14, 15 und 16)

Querschnitt	Fläche F cm²	Eigenschwerpunkt cm	Schwerpunktsabstand v. oben s cm	F · s cm³	Trägheitsmoment um den oberen Rand J_s cm⁴	F · s² cm⁴	J cm⁴
	11,0	1,0	1,0	11,—	3,68	11,—	14,68
	14,25	1,54	3,46	49,30	10,70	171,0	181,70
	20,0	2,50	7,5	150,—	41,60	1 124,—	1 165,60
	19,0	1,0	11,0	209,—	6,33	2 300,—	2 306,33
	67,5	4,72	16,28	1098,—	310,—	17 900,—	18 210,—
Summen	131,75	—	—	1517,3	—	—	21 878,31

Schwerpunkt $s = \frac{1517.3}{132,—} = 11,43$ cm

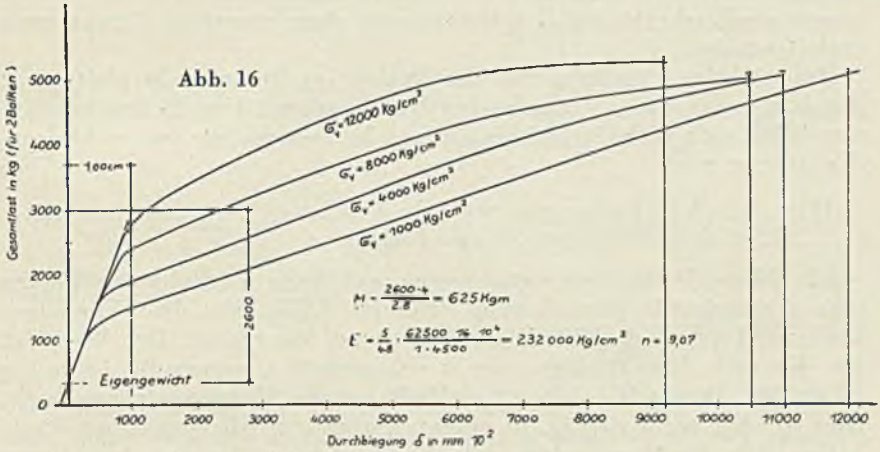
Trägheitsmoment ${}_sJ_b = 21\,878 - 132 \cdot 11,43^2 = 4\,500$ cm⁴

Bewehrung: $F_e = 0,288$ cm² $F_e' = 0,144$ cm²

12 000 kg/cm² ergeben haben, sind in Abb. 16 dargestellt. Aus dieser Abbildung geht ganz klar hervor, daß die Bruchlast unabhängig von der Vorspannung ist. Die Vorspannung beeinflußt nur die Rißlast, die mit der Höhe der Vorspannung auch höher wird. Die Neigung der Durchbiegungslinien gegen die Waagerechte ist für alle Balken gleich, also auch von der Höhe der Vorspannung unabhängig. Die Elastizitätszahl für alle Balken unter der Rißlast ist daher gleich. In der Tafel 4 sind die statischen Werte für den Querschnitt ermittelt. Die Elastizitätszahl ergibt sich aus den Durchbiegungen zu 232 000 kg/cm² und somit n zu:

$$n = 9{,}07.$$

Wenn man auch, wie hier vorgeschlagen wurde, für die Bemessung stets den gleichen n-Wert nimmt, so wird es doch für die Auswertung manchmal notwendig sein, das n genau zu berechnen.



6. Die Haftfestigkeit von Stahlsaitenbeton

Bei den bisherigen normalen Eisenbetonkonstruktionen und bei den vorgespannten Eisenbetonkonstruktionen wurden die Enden der Bewehrung stets durch besondere Verankerungen, z. B. durch Endhaken oder Ankerplatten, verankert. Hierdurch wurde die natürliche Haftfestigkeit zwischen Bewehrung und Beton ausgeschaltet. Beim Stahlsaitenbeton besteht das Neue darin, daß die Drähte auch bei hoher Vorspannung ohne Verankerung verwendet werden können. Neben der natürlichen Haftfestigkeit kommt beim Stahlsaitenbeton noch hinzu, daß die Drähte beim Entspannen infolge Verringerung der Querdehnung den Durchmesser vergrößern und so auf den umhüllenden Beton einen Laibungsdruck ausüben. Mit der Höhe der Vorspannung wächst auch der Laibungsdruck im Beton und dadurch auch der Reibungswiderstand. Wichtig ist, stets darauf zu achten, daß die Länge der eingebetteten Bewehrung keinen Einfluß auf das Gleiten hat. Man kann also nicht etwa annehmen, daß man die Länge der eingebetteten Bewehrung nur genügend groß zu wählen hat, um ein

Gleiten zu verhindern. Dies ist nicht möglich. Man erhält einen bestimmten Grenzfall für jeden Durchmesser und jede Betonfestigkeit. Ist der Durchmesser größer als dieser Grenzfall angibt, dann gleitet die Bewehrung im Beton, gleichgültig, welche Länge eingebettet ist.

Die Zugkraft eines jeden Stabes nimmt mit verringertem Durchmesser quadratisch, der Haft- und Reibungswiderstand zwischen Stahleinlagen und Beton dagegen nur linear ab. Mit der Abnahme des Durchmessers der Stahleinlage wird das Verhältnis zwischen Zugkraft und Betonwiderstand für eine konstant angenommene Haftlänge immer günstiger, so daß schließlich ein Wert erreicht wird, bei dem sich die Zugkraft aus dem Draht und der Haft- und Reibungswiderstand des Betons das Gleichgewicht halten. Bei Ueberschreiten dieses Wertes durch weitere Verkleinerung des Drahtdurchmessers wird die Zugkraft immer kleiner, und der Reibungswiderstand im Verhältnis immer größer, so daß mit Sicherheit ein Gleiten verhindert wird. Ein Uebertragen der Zugkräfte auf den Beton kann ohne besondere Verankerung erzielt werden.

Das wichtige Ergebnis, daß die Drähte im Beton nicht gleiten, ist durch die Dresdner Versuche bestätigt worden. Der Reibungswiderstand läßt sich verhältnismäßig einfach berechnen, wie im nachfolgenden gezeigt wird.

Die Stahleinlagen werden ohne Verankerung ausgeführt

Für dünne Drähte, die vorgespannt sind, kann man ohne Endhaken eine ausreichende Verankerung erhalten (Abb. 19). Die Vorspannkraft wird dabei allmählich auf den Beton übertragen. Der Weg, der für die volle Uebertragung der Vorspannkräfte notwendig ist, sei a (Abb. 20). Dieser Weg a wird vielfach mit der Haftlänge verwechselt. Dies ist aber nicht richtig. In einem bestimmten Abstand λ vom Ende haben sich die Spannungen vom Stahl gleichmäßig auf dem Beton übertragen. Dabei ist aber vorausgesetzt, daß ein Gleiten überhaupt vermieden ist. Der Stahldraht verformt sich bei der Spannungsübertragung so, wie es Abb. 21 zeigt. Um den Weg λ möglichst kurz zu halten, ist es notwendig, nur dünne Drähte zu verwenden.

Im Eisenbetonbau ist es üblich, die Bewehrungen mit Endhaken zu versehen. Dies ist aus dem Grunde unbedingt notwendig, weil unter der zulässigen Last bei Biegung stets Risse auftreten und daher der gesamte Verbund nur durch die Enden, die fest verankert werden müssen, gewährleistet ist. Ein auf Biegung beanspruchter Eisenbetonbalken wirkt statisch so, wie ein Zweigelenkbogen mit Zugband.

Ganz anders ist die Wirkungsweise beim Stahlsaitenbeton. Hier treten unter der Nutzlast keine Risse auf, so daß die ganze Länge des Drahtes für die Uebertragung der Haftspannungen wirksam ist. Besondere Endverankerungen fallen daher beim Stahlsaitenbeton fort. Dies ist ein besonderer Vorteil der neuen Betonbauweise. Da jedes Stück des Trägers die gleiche Tragfähigkeit hat, hat man es hier nicht nur mit einem neuen Konstruktionsteil zu tun, sondern mit einem neuen Werkstoff. Jedes beliebige Stück hat, ähnlich wie bei Stahl oder Holz, stets die gleiche Tragfähigkeit (vgl. Abschnitt A).

Beim Entspannen der Drähte nimmt die Querschnittsdicke des Drahtes zu, so daß der Draht an den Beton gedrückt wird. Durch das Anpressen der Drähte an den Beton entstehen Reibungskräfte zwischen

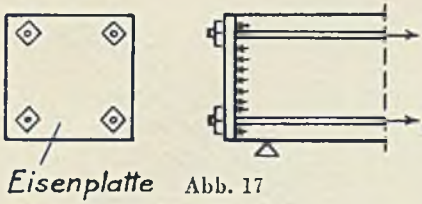


Abb. 17

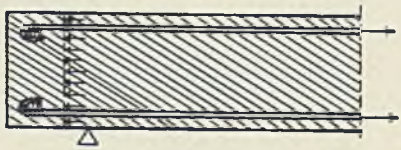


Abb. 18

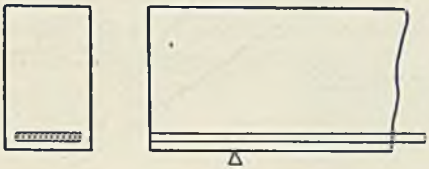


Abb. 19

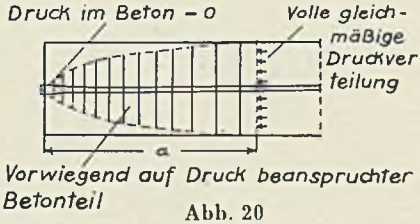
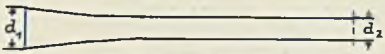


Abb. 20



Verformung des vorgespannten Stahldrahtes am freien Ende

Abb. 21

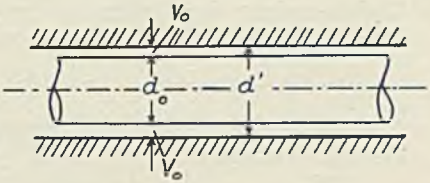


Abb. 22

Stahldraht und Beton, die das Hineinziehen der Drähte verhindern. Im Nachfolgenden soll durch eine Hypothese die Größe der zwischen Beton und Stahldraht wirkenden Spannungen ermittelt werden. Dabei kommt es nur darauf an, daß die Größenordnung der Spannungen übereinstimmt. Die Berechnung ist vereinfacht durchgeführt z. B. unter der Voraussetzung, daß beide Baustoffe vollständig elastisch sind.

a) Der Spannungszustand beim Entspannen des Drahtes

Die Spannung im Stahldraht vor dem Durchschneiden sei σ_{ev}, der Durchmesser des Drahtes d_0 (Abb. 22).

Nach dem Entspannen ist die Spannung $\overline{\sigma_{ev}}$. Dadurch ist der Durchmesser des Drahtes größer geworden. Der neue Durchmesser sei d'. Wenn der Durchmesser des Drahtes größer wird, so muß auf den Beton ein Druck ausgeübt werden. Dieser Druck soll zunächst ermittelt werden.

Der Beton erhält in radialer Richtung Druckspannungen. Der Spannungszustand ist ähnlich, wie er bei Knotenblechen oder bei Wärmespannungen in Scheiben auftritt. Die Lösung der Aufgabe soll hier, der Vollständigkeit wegen, angegeben werden (Abb. 23).

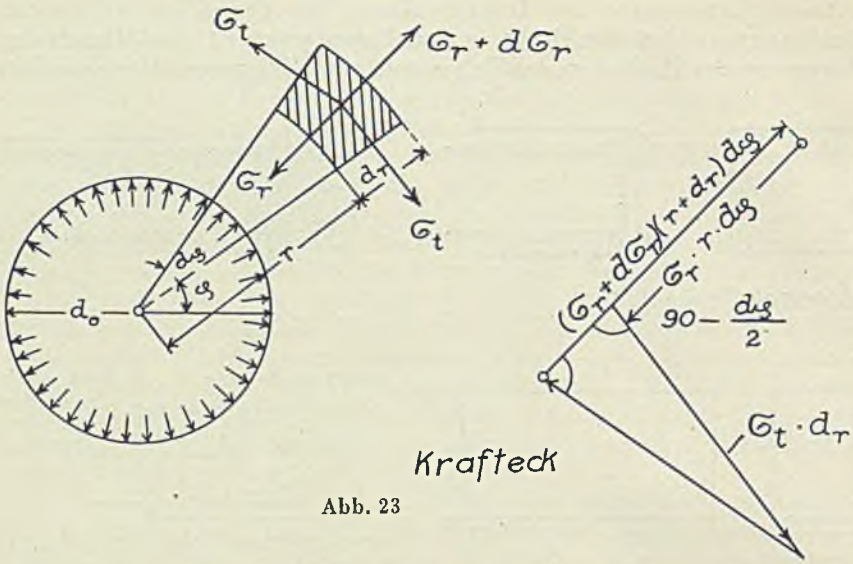


Abb. 23

In einem Teilchen $dr \cdot r \cdot d\varphi$ treten die Spannungen σ_r und σ_t auf. Das Gleichgewicht der Kräfte in der Richtung des Radius ergibt, wie aus dem Krafteck (Abb. 23) hervorgeht, die folgende Gleichung:

$$\sigma_r \cdot r \cdot d\varphi - (\sigma_r + d\sigma_r)\,(r + dr)\,d\varphi + 2\,\sigma_t \cdot dr \cdot \cos\,(90 - \frac{d\varphi}{2}) = 0.$$

Aus dieser Gleichung erhält man durch Vernachlässigung der Glieder klein 2. Ordnung.

25) $$d\sigma_r \cdot r + \sigma_r \cdot dr - \sigma_t \cdot dr = 0.$$

Die Dehnungen, die zu diesem Spannungszustand gehören, sind bekanntlich:

26) $$\varepsilon_r = \frac{1}{E_b} \cdot (\sigma_r - \frac{\sigma_t}{m_b})$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E_b} \cdot (\sigma_t - \frac{\sigma_r}{m_b}).$$

Die Punkte des Kreises r liegen nach der Verformung auf dem Kreis ϱ (Abb. 24), so daß die Verschiebung $v = \varrho - r$ ist. Der Zusammenhang von Verschiebung und Dehnung ist durch die beiden Gleichungen gegeben:

27) $\varepsilon_t = \frac{v}{r}$ (Dehnung in Richtung der Tangente)

28) $\varepsilon_r = \frac{dv}{dr}$ (Dehnung in Richtung des Radius).

Setzt man die beiden Gleichungen 27 und 28 in die Gleichung 26 ein, so erhält man:

29) $$\sigma_t = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b^2 - 1} \cdot (m_b \cdot \frac{v}{r} + \frac{dv}{dr})$$

$$\sigma_r = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b^2 - 1} \cdot (m_b \cdot \frac{dv}{dr} + \frac{v}{r}).$$

Diese Werte in die Gleichgewichtsgleichungen 25 eingesetzt, führen zu der folgenden Differentialgleichung:

$$30) \qquad r^2 \cdot \frac{d^2 v}{d r^2} + r \cdot \frac{dv}{dr} - v = 0.$$

Die Lösung dieser Gleichung ist:

$$31) \qquad v = \frac{(d' - d_o) \cdot d_o}{4} \cdot \frac{1}{r}.$$

Für $r = \frac{d_o}{2}$ ergibt sich $v_o = \frac{d' - d_o}{2}$, d. h. die Zunahme der Drahtdicke. Für $r = \infty$ wird $v = 0$. Man erkennt, daß die Randbedingungen erfüllt sind.

Die Spannungen σ_t und σ_r erhält man, indem man den Wert für v in die Gleichungen 29 einsetzt:

$$32) \qquad \sigma_t = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{(d' - d_o) \cdot d_o}{4} \cdot \frac{1}{r^2}$$

$$\sigma_r = -\frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{(d' - d\ ) \cdot d_o}{4} \cdot \frac{1}{r^2}.$$

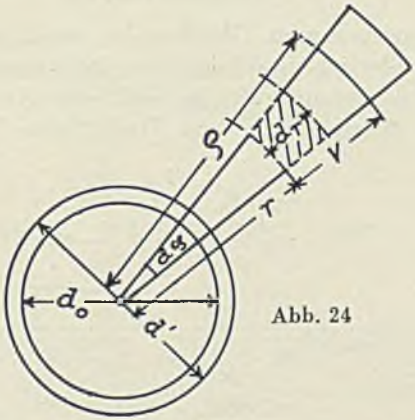


Abb. 24

Im besonderen erhält man den Laibungsdruck, den der Draht auf den Beton ausübt, indem man in der Gleichung für σ_r den Wert $r = \frac{d_o}{2}$ setzt:

$$33) \qquad \sigma_{ro} = -\frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{d' - d_o}{d_o}.$$

Mit der Entfernung r vom Mittelpunkt des Drahtes nimmt der Laibungsdruck sehr rasch, nämlich mit dem Quadrat der Entfernung, ab.

In Gleichung 33 soll nun an Stelle der Durchmesser des Drahtes die Spannung in den Drähten eingeführt werden.

Die Dicke des Drahtes im spannungslosen Zustand ist D. Man erhält:

$$d_o = D \cdot (1 - \frac{\sigma_{ev}}{E_e} \cdot \frac{1}{m_e})$$

$$d' = D \cdot (1 - \frac{\overline{\sigma_{ev}}}{E_e} \cdot \frac{1}{m_e}).$$

Setzt man diese Werte in 33) ein, so wird:

$$34) \qquad \sigma_{ro} = - \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}}.$$

Mit dieser Spannung preßt sich der Draht an den Beton. Nimmt man die Reibungsziffer f von Stahl zu Beton zu $^1/_4$ an (die Reibungsziffer ist tatsächlich größer, etwa 0,45. Der Wert 0,25 ist deshalb gewählt worden, um eine größere Sicherheit zu haben, da die gezogenen Drähte glatt sind), so erhält man den Reibungswiderstand R für ein 1 cm langes Drahtstück:

$$35) \qquad R = f \cdot \sigma_{r0} \cdot U$$

(U = Umfang des Drahtes).

β) Die Uebertragungslänge λ

Mit Hilfe der gewonnenen Gleichungen kann man jene Länge λ ermitteln, die erforderlich ist, damit der Reibungswiderstand ebenso groß ist wie die Vorspannkraft, so daß von dieser Stelle ab eine Uebertragung der Spannungen vom Draht zum Beton nicht mehr eintritt.

$$34a) \qquad \sigma_{ro\lambda} = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}}$$

$$34b) \qquad \sigma_{rox} = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}} \cdot \frac{x}{\lambda}}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}}$$

$$34c) \qquad \sigma_{roo} = \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{\sigma_{ev}}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}}.$$

In Abb. 25 ist das Ende eines Drahtstückes dargestellt. Die Spannung im Draht nimmt von O am freien Ende bis zum Wert $\overline{\sigma_{ev}}$ nach dem Innern des Betonteiles hin zu. Vor dem Entspannen war die Spannung im Draht σ_{ev}. Dementsprechend nimmt der Laibungsdruck σ_{r0}, der auf den Beton ausgeübt wird, von σ_{roo} am freien Ende auf σ_{ror} ab. Die gesamte Reibungskraft R, die im Drahtstück λ einem Hineinziehen Widerstand entgegensetzt, ist:

$$36) \qquad R = \int_{x=0}^{x=\lambda} f \cdot \sigma_{rox} \cdot U \cdot dx = f \cdot U \cdot \int_{x=0}^{x=\lambda} \sigma_{rox} \cdot dx$$

oder für σ_{rox} den Wert eingesetzt:

$$R = f \cdot U \cdot \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{1}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}} \cdot \int_0^{\lambda} (\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}} \cdot \frac{x}{\lambda}) \cdot dx,$$

woraus folgt:

$$R = f \cdot U \cdot \frac{m_b \cdot E_b}{m_b + 1} \cdot \frac{1}{E_e \cdot m_e - \sigma_{ev}} \cdot \frac{\lambda}{2} (2 \cdot \sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}).$$

Die Zugkraft, die im Innern des Betons im Draht wirkt, ist:

$$Z = F_e \cdot \overline{\sigma_{ev}}.$$

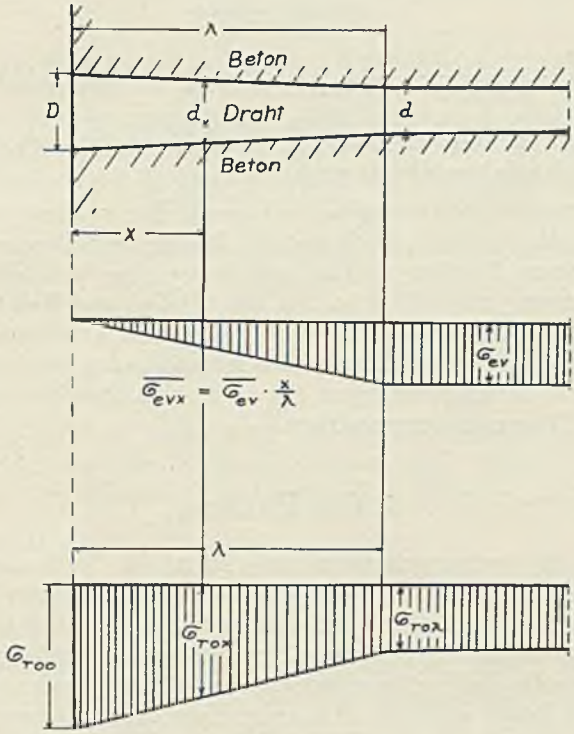


Abb. 25

Verformung des Drahtes an den Drahtenden nach dem Entspannen.
Spannung im Draht nach dem Entspannen, $\overline{\sigma_{ev}}$.
Druckspannungen σ_{ro}, die auf den Beton ausgeübt werden.

Wenn R gleich Z wird, ist die Uebertragung der Spannungen vom Draht in den Beton beendet. Aus dieser Bedingung ergibt sich:

$$37) \quad \lambda = \frac{2 \cdot F_e}{U} \cdot \frac{1}{f} \cdot \frac{m_b + 1}{m_b} \cdot \frac{(E_e \cdot m_e - \sigma_{ev})}{E_b} \cdot \frac{\overline{\sigma_{ev}}}{2\,\sigma_{ev} - \overline{\sigma_{ev}}}$$

Wählt man z. B. die Poissonschen Zahlen für Beton und Stahl:

$$m_b = 6,\ m_e = 3,\ E_b = 300000\ \text{kg/cm}^2;\ E_e = 2100000\ \text{kg/cm}^2,$$
$$\sigma_{ev} = 15000\ \text{kg/cm}^2,\ \overline{\sigma_{ev}} = 12000\ \text{kg/cm}^2,\ \text{so wird:}$$

$$\lambda = \frac{d}{2} \cdot 4 \cdot \frac{7}{6} \cdot \frac{(2100000 \cdot 3 - 12000)}{300000} \cdot \frac{12000}{30000 - 12000};\ \lambda = 33 \cdot d.$$

Der Laibungsdruck, der durch die Vergrößerung des Drahtdurchmessers auf den Beton ausgeübt wird, errechnet sich nach der Gleichung 34 bei einem Drahtdurchmesser von 1 mm, einer Vorspannung

$$\sigma_{ev} = 15\,000\ \text{kg/cm}^2 \text{ und einer bleibenden Spannung } \overline{\sigma_{ev}} = 12\,000\ \text{kg/cm}^2:$$

$$\sigma_{ro\lambda} = \frac{6}{7} \cdot \frac{300000}{2100000 \cdot 3 - 15000} \cdot (15000 - 12000) = 123\ \text{kg/cm}^2.$$

Dieser Wert ist von der Dicke des Drahtes unabhängig, d. h. er ist bei allen Drahtstärken gleich groß.

Die auftretenden Spannungen sind groß. Sie spielen jedoch keine besondere Rolle, da sie ähnlich wie die Drücke in Gelenken als Druck auf sehr kleinen Flächen wirken und daher eine viel höhere Festigkeit in Rechnung zu stellen ist. An den Enden von Balken wird die Druckspannung im Beton allmählich eingeleitet. Der Beton erhält in der Umgebung der Bewehrung Druckspannungen und infolge der Reibung auch Schubspannungen, die den Schubkräften aus der Belastung des Trägers entgegenwirken.

7. Die Haftung

Während im vorhergehenden Abschnitt die Uebertragungslänge untersucht wurde, soll nun noch über die Haftung kurz gesprochen werden. Wenn die durch Haftspannungen und Reibungskräfte vom Stahl auf den Beton übertragenen Spannungen so groß sind, daß die Haftspannung die Haftfestigkeit am Ende nicht überwindet, dann bleibt der Draht im Beton in Ruhe. Wie im vorigen Abschnitt gezeigt wurde, sind die Reibungskräfte groß, so daß die Haftfestigkeit nicht beansprucht zu werden braucht, die erst dann zur Wirkung kommt, wenn die Reibungskraft überwunden ist. Ein Gleiten tritt an keiner Stelle ein. Wenn hingegen, wie bei großen Durchmessern, die Reibungskräfte zur Druckeinleitung nicht ausreichen, dann kann am Ende die Haftfestigkeit überwunden werden. Wenn dies der Fall ist, dann hilft aber auch eine noch so große Haftlänge nicht, um die Drähte umzuleiten, da ja das Loslösen zwangsläufig vom Rande nach Innen zu vor sich geht. Um alle diese Fragen noch zu klären, sind umfangreiche Versuche eingeleitet, die im Dresdener Amt ausgeführt werden sollen, die jedoch noch nicht abgeschlossen sind.

8. Die Schubspannungen im Stahlsaitenbetonbau

Im Eisenbetonbau sind im Bereich der Auflager die unter 45° Neigung verlaufenden Zugspannungen die Ursache der Zugrisse, die durch entsprechende Bewehrung aufgenommen werden. Eine Berechnung der Schubspannungen ist jedoch nach unseren Bestimmungen nicht erforderlich. Im nachfolgenden sollen die Verhältnisse im Stahlsaitenbetonbau näher erörtert werden.

Wir müssen zwei Bereiche, in denen Schubkräfte auftreten, unterscheiden:

Bereich a: Schubspannungen in den Teilen, in denen die Vordruckkräfte eingeleitet werden

Die Vorspannkräfte werden nicht plötzlich, sondern allmählich in den Beton eingeleitet (vgl. 6). Hierdurch entstehen im Beton im Bereich der Uebertragungslänge Schubspannungen. Die Berechnung dieser Schubspannungen ist nicht notwendig, weil sie sich nur auf einen kleinen Teil des Trägers verteilen und nicht groß sind.

Bereich b: Schubspannungen innerhalb der Stützweite eines Trägers

Bei der Ermittlung der Schubspannungen hat man darauf zu achten, daß bei Aenderung des Momentes nicht nur die Spannungen, sondern auch die Nullinie sich ändert.

Um die Aufgabe zu lösen, geht man am einfachsten so vor, wie es Grashof[10]) für einfache Biegung vorgeschlagen hat, denn der vorliegende Fall ist nur eine Erweiterung auf Biegung mit Längskraft.

Vorausgesetzt wird:

a) daß nur solche Querschnitte betrachtet werden, die symmetrisch in bezug auf die Belastungsebene sind,

b) daß sämtliche Spannungen in einer Lamelle sich in einem Punkt M (Abb. 26) schneiden. Die Schubspannungen verlaufen also affin zur Querschnittsberandung.

c) Die Komponenten der Schubspannungen in der Richtung senkrecht zu AB sind alle gleich. Es wird also ein Mittelwert τ_m in Rechnung gestellt. Love[10a]) weist zwar darauf hin, daß dadurch die Verträglichkeitsgleichungen verletzt werden. Doch sind die Ergebnisse um so richtiger, je geringer die Breite des Balkens im Verhältnis zur Höhe ist.

---

[10]) Grashof: Elastizität und Festigkeit, 2. Auflage, Berlin 1878.

[10a]) A.E.H. Love, Lehrbuch der Elastizität, deutsch von A.Timpe. (B.G.Teubner Leipzig und Berlin 1907).

Die Gleichgewichtsgleichung (Abb. 27) liefert:

$$39)\qquad \int_{A'B'C'} \left(\sigma_v + \frac{d\sigma_v}{dl}\, dl\right) df - \int_{ABC} \sigma_v \cdot df = \tau_m \cdot b_v \cdot dl.$$

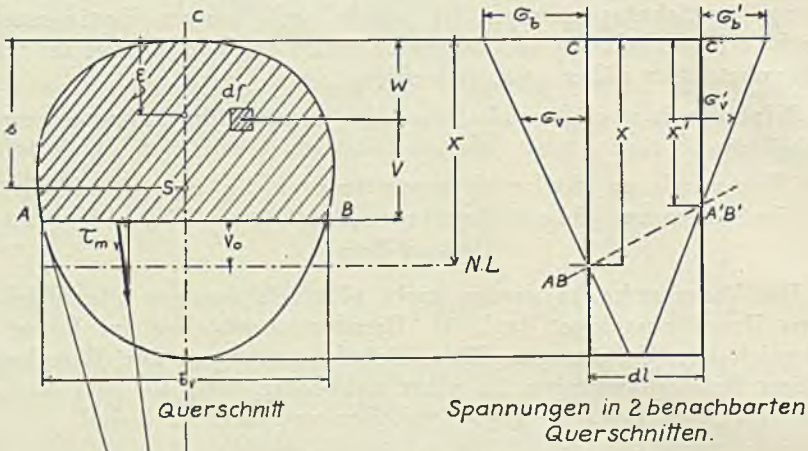


Abb. 26

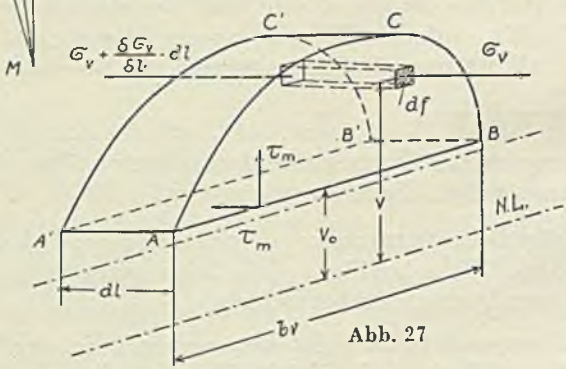


Abb. 27

Aus dieser Gleichung erhält man:

$$40)\qquad \tau_m = \frac{\int_{ABC} \frac{d\sigma_v}{dl}\, df}{b_v}.$$

Es handelt sich also darum, die Aenderung der Spannung σ_v zu bestimmen.

Die Spannung σ_v ergibt sich, wenn die Druckkraft D ($D = F_e \cdot \sigma_{ev}$),

die durch die Vorspannung hervorgerufen wird gegeben ist, aus der Gleichgewichtsbedingung

$$41) \qquad \sigma_v = \frac{D \cdot v}{S},$$

wobei

$$S = \int^{F} v \cdot df$$

das statische Moment des Gesamtquerschnittes um die Nullinie ist, das sich berechnet zu:

$$43) \qquad S = F_b \cdot (x - s).$$

Die Differentiation der Gl. 41) ergibt:

$$44) \qquad \frac{d\sigma_v}{dl} = D \cdot \frac{d}{dl}\left(\frac{1}{S}\right) \cdot v + D \frac{1}{S} \cdot \frac{dx}{dl}$$

$$45) \qquad \frac{d}{dl} \cdot \frac{1}{S} = \frac{d}{dl} \cdot \frac{1}{F_b\,(x-s)} = \frac{1}{F_b} \cdot \frac{-1}{(x-s)^2} \cdot \frac{dx}{dl}.$$

Setzt man den in 45) ermittelten Wert in 44) ein und rechnet sich Gl. 40 aus, so erhält man

$$46) \qquad \tau_m \cdot b_v = \int^{ABC} \frac{d\sigma_v}{dl}\, df = -D \cdot \frac{1}{F_b} \frac{1}{(x-s)^2} \cdot \frac{dx}{dl} \int^{ABC} v \cdot df + D \frac{1}{S} \frac{dx}{dl} \int^{ABC} df.$$

Nennt man

$$47) \qquad \int^{ABC} df = {}^{\circ}F,$$

d. i. die oberhalb AB gelegene Fläche und

$$48) \qquad \int^{ABC} v df = {}^{\circ}S = {}^{\circ}F\,(x - \xi),$$

d. i. das statische Moment der oberhalb AB gelegenen Fläche um die Nullinie, so erhält man nach einigen Umformungen:

$$49) \qquad \tau_m \cdot b_v = \frac{D \cdot {}^{\circ}F}{F_b\,(x-s)^2} \cdot (\xi - s) \cdot \frac{dx}{dl}.$$

Diese Formel ergibt uns die Schubspannung, bei Aenderung der Nullinie.

Man kann bei der Berechnung der Schubspannungen noch einen anderen Weg gehen. Dabei überlagert man die Schubspannung

a) aus der Vorspannung,

b) aus der Biegungsbeanspruchung.

Bei der Beanspruchung durch die Vorspannung ergeben sich, abgesehen von den Enden, keine Schubkräfte, da der Spannungszustand in jedem Querschnitt gleichbleibt, so daß die Schubkräfte nur durch

die Biegungsbeanspruchung allein hervorgerufen werden. Die Schubbeanspruchung ergibt sich dann aus der bekannten Formel:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{b \cdot J}. \tag{50}$$

Die Formel 49 wird man zweckmäßig dann anwenden, wenn man die Nullinie bereits gegeben hat oder diese zeichnerisch bestimmt.

Durch die Erzeugung von Vordruckspannungen im Beton ist hinsichtlich der Schubkräfte der folgende besondere Vorteil verbunden.

Bei reiner Biegung im Eisenbetonbau sind in der Schwerachse nur Schubspannungen in waagerechter Richtung wirksam. Die Hauptspannungen sind daher nach Gleichung

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\tau}{\sigma} \tag{51}$$

unter 45° geneigt ($\sigma = 0$). Die eine der Hauptspannungen ist eine Zugspannung, die andere eine Druckspannung. Die Größe derselben berechnet sich aus:

$$\sigma_{I,\,II} = \frac{1}{2}\sigma \pm \frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}$$

zu:

$$\sigma_{II} = -\tau. \tag{52}$$

Diese Hauptzugspannungen bedingen im Eisenbetonbau die ersten Risse.

In den Abb. 28 und 29 sind für einen gewöhnlichen, nicht vorgespannten Eisenbetonbalken nach bekanntem Verfahren

a) unter Voraussetzung, daß der Beton Zugspannungen aufnehmen kann (Abb. 28),

b) unter der Annahme, daß der Beton keine Zugspannungen aufnehmen kann (Abb. 29)

die Spannungstrajektorien gezeichnet.

Aus diesen Abbildungen erkennt man, daß die Stellen der größten Zugspannungen nicht immer am unteren Rande liegen, denn gegen die Auflager zu nimmt das Moment und damit auch σ ab, wogegen

Abb. 28

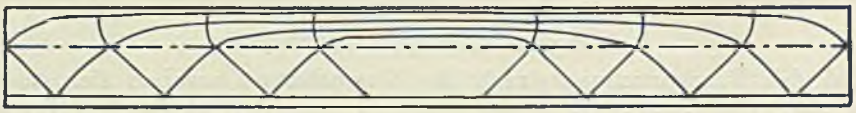


Abb. 29

die Querkraft und τ ansteigt. Die ersten Schubrisse, die eigentlich Zugrisse sind, werden sich mehr in der Nähe der Nullinie ausbilden.

Nun die Verhältnisse im Stahlsaitenbetonbau: Bei Stahlsaitenbeton sind die Zugspannungen viel kleiner. In der Schwerachse treten stets die Druckspannungen $\frac{D}{F_b} = \frac{F_e \cdot \overline{\sigma_{ev}}}{F_b}$ auf.

Durch Zeichnung des Mohr'schen Spannungskreises (Abb. 30) kann man sich in einfacher Weise von dem Verlauf der Spannungen beim Stahlsaitenbeton ein Bild machen. Sei z. B. die Schubspannung $\tau = 22$ kg/cm² und die Vordruckspannung $\sigma_{bv} = 35$ kg/cm², so ergibt sich die Zugspannung zu 11 kg/cm², während bei reiner Biegung die Zugspannung den doppelten Wert haben würde.

An einem Beispiel sollen für Stahlsaitenbeton die Hauptspannungslinien und die Linien gleicher Spannung angegeben werden.

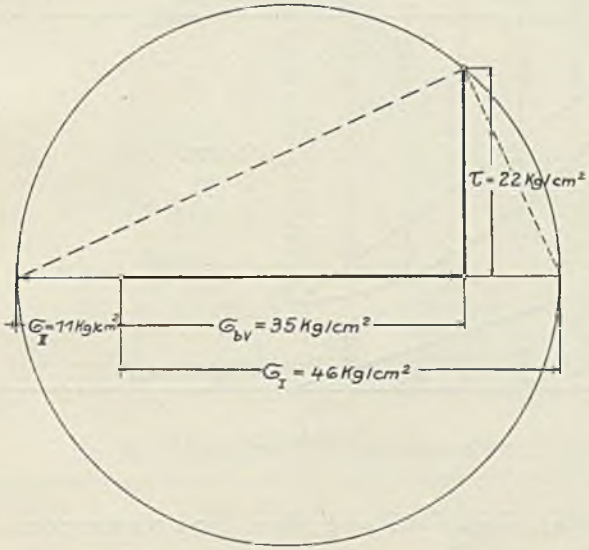


Abb. 30

Ein Träger von $l = 3{,}50$ m Stützweite sei gleichförmig verteilt belastet. Das Moment in Feldmitte ist M = 1000 kgm, der Querschnitt des Trägers ist 10 × 20 cm². Der Träger ist so zu bewehren, daß in Feldmitte keine Zugspannungen entstehen (Abb. 31a).

a) Statische Werte

$$s = 10 \text{ cm}; \; {}_sJ_b = \frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 20^3 = 6670 \text{ cm}^4; \; {}_hJ_b = 21\,117 \text{ cm}^4$$

$$\mathfrak{F}_b = 200 \cdot \frac{6670}{21\,117} = 63{,}15 \text{ cm}^2.$$

b) Berechnung der erforderlichen Eisenfläche

$$_h\sigma_{bv} = \frac{M\,(h-s)}{_sJ_b} = \frac{100000 \cdot 8{,}5}{6670} = 127{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_e = 63{,}15 \frac{\frac{127{,}5}{12000}}{1 - 10 \cdot \frac{127{,}5}{12000}} = 63{,}15 \frac{0{,}01066}{1 - 0{,}1066} = 0{,}752 \text{ cm}^2.$$

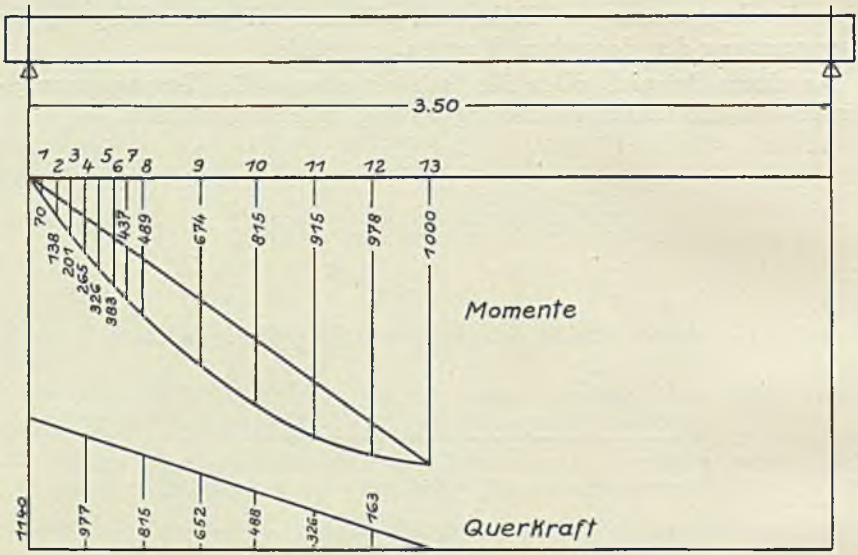


Abb. 31a

c) Ermittlung der Spannungen

Spannungen im Träger infolge der Vorspannung:

$$\overline{\sigma_{ev}} = 12900 \frac{1}{1 + 10 \frac{0{,}752}{63}} = 10750 \text{ kg/cm}^2$$

$$_s\sigma_{bv} = \frac{0{,}752 \cdot 10750}{2{,}0} = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannungen bei reiner Biegung für die einzelnen Querschnitte am oberen Rand sind in Tafel 5 zusammengestellt.

$$\sigma = \frac{M \cdot 10}{6670} = 0{,}49 \cdot x\,(l - x).$$

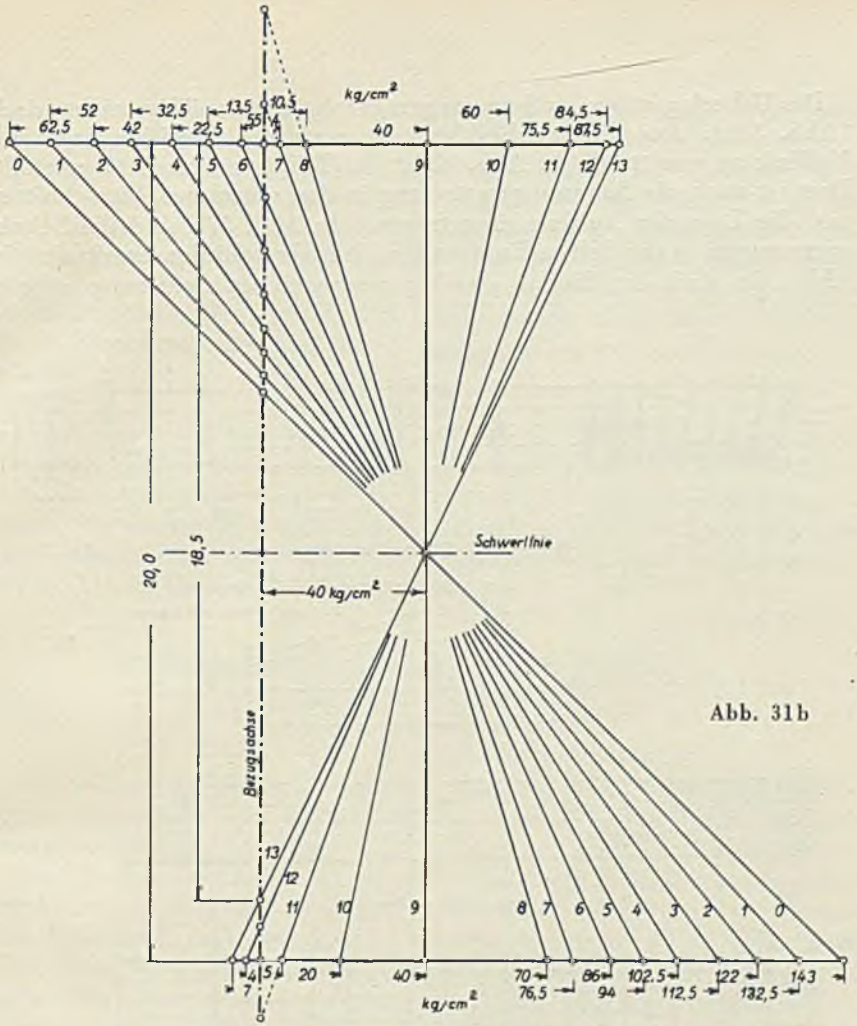


Abb. 31b

Tafel 5 **Spannungen in den einzelnen Querschnitten**

Punkt	x m	l—x m	x (l—x) m²	$\sigma =$ $= 0{,}49$ x (l—x) kg/cm²
0	0	3,5000	0	0
1	0,0625	3,4375	0,215	10,5
2	0,1250	3,3750	0,422	20,6
4	0,1875	3,3125	0,586	28,6
5	0,2500	3,2500	0,812	40,0
5	0,3125	3,1875	0,994	48,5
6	0,3750	3,1250	1,172	57,2
7	0,4375	3,0625	1,340	65,4
8	0,5000	3,0000	1,500	73,0
9	0,7500	2,7500	2,062	101,0
10	1,0000	2,5000	2,500	122,0
11	1,2500	2,2500	2,810	138,0
12	1,5000	2,0000	3,000	147,0
13	1,7500	1,7500	3,060	150,0

Die Ueberlagerung der Spannungen erfolgt zweckmäßig zeichnerisch (Abb. 31b). Aus dieser Abbildung ist auch die jeweilige Lage der Nullinie zu ermitteln. In Abb. 32 ist der Träger nochmals dargestellt. Dort ist auch die Spannungsverteilung in den einzelnen Querschnitten und die Lage der Nullinie eingetragen. In Abb. 32b sind die Schubspannungen in der Schwerlinie und in den Viertellinien ermittelt. In Abb. 32c sind die Linien gleicher waagerechter Spannung σ_x ein-

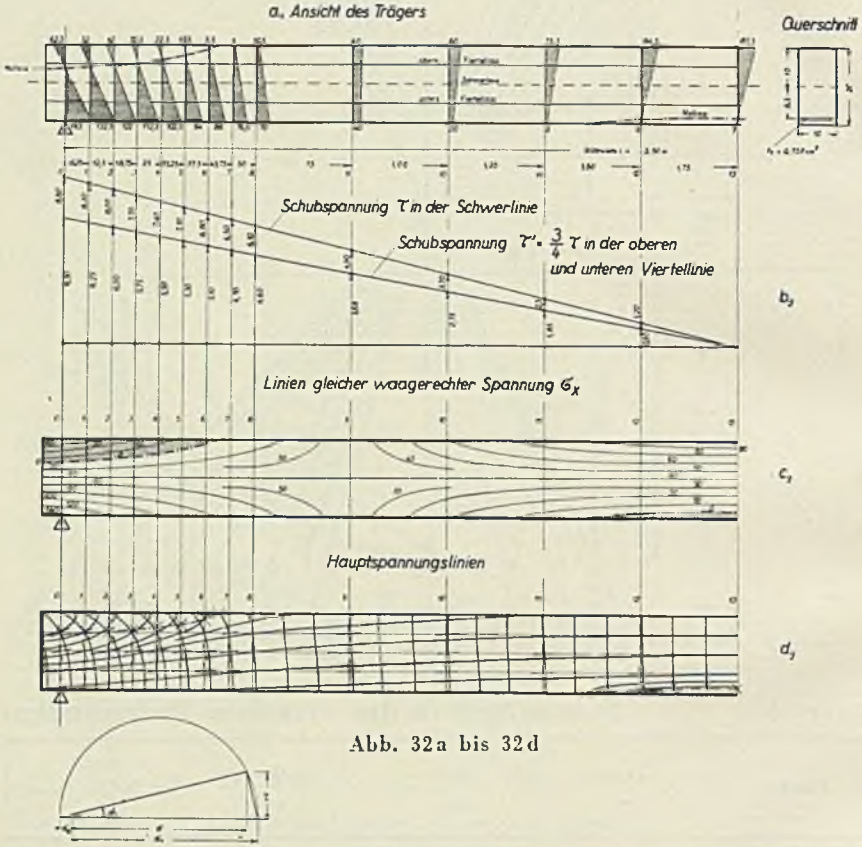


Abb. 32a bis 32d

getragen. Man kann nun an jeder Stelle die Größe und die Richtung der Hauptspannungen angeben. In den Schnittpunkten der Querschnittsebenen mit den Ebenen durch die Schwer- und Viertellinien wurden mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises die Richtungen ermittelt und danach die Hauptspannungslinien (Abb. 32d) eingetragen. Aus Abb. 32c ergibt sich, daß nur ganz kleine Flächen waagerechte Zugspannungen erhalten. Diese Flächen sind durch Schraffur gekennzeichnet worden. Aus Abb. 32d erkennt man, daß die Richtungen der Hauptspannungen vorwiegend waagerecht und senkrecht verlaufen. Schräg aufgebogene Eisen sind daher im Stahlsaitenbetonbau nicht notwendig. An die Stelle dieser Eisen tritt die

Vorspannung. Die Linien gleicher Hauptdruck- und Hauptzugspannungen sind in den Abb. 32e und 32f ersichtlich.

Dieses theoretische Ergebnis wird auch durch die Versuche bestätigt: Bei sämtlichen Balken, die statisch geprüft wurden, war das Erreichen der Zugfestigkeit der Stahleinlagen die Bruchursache. Die Schubspannung war niemals für den Bruch maßgebend. Da die Zugspannung immer nur ein Bruchteil der Schubspannung ist, kann für Stahlsaitenbeton die zulässige Schubspannung höhergesetzt werden, als im Eisenbeton. Die zulässige Schubspannung wird vorläufig zu

$$\tau_{zul} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

gewählt.

Ueber die endgültige Größe der zulässigen Schubspannungen kann erst nach Abschluß der laufenden Dresdner Versuche ein Vorschlag gemacht werden. Die Zahl $\tau_{zul} = 18$ kg/cm² ist wohl zu vorsichtig gewählt. Sie wurde auf Grund von dynamischen Versuchen, die zur Zeit der Festlegung der zulässigen Betonspannung noch nicht abgeschlossen waren, bei dreifacher Sicherheit festgelegt.

9. Berechnung der zulässigen Belastung für verschiedene Profile

a) Zulässige Druckspannungen

Die früher genannten Grundsätze für die Berechnung von Stahlsaitenbeton sollen nun auf die verschiedenen Trägerquerschnitte angewendet werden.

Die Mindestdruckfestigkeit, die auf Grund der Zulassungsbedingung im Alter von 28 Tagen erreicht werden muß, ist 650 kg/cm². Durch das besondere und neuartige Verdichtungsverfahren erreicht man diese Festigkeit meist bereits nach 48 Stunden. Hierbei ist es nicht notwendig, Tonerdeschmelzzement zu verwenden.

Die zulässige Betondruckspannung wird man mit etwa $\frac{1}{2{,}5}$ bis $\frac{1}{3}$ der Mindestdruckfestigkeit begrenzen, da es sich ja um fabrikmäßige Erzeugnisse handelt. Man erhält die zulässige Betonspannung bis zu 250 kg/cm². Nach der vorläufigen Zulassungsbedingung ist die zulässige Spannung mit 150 kg/cm² festgelegt. Für größere Bauten wird man jedoch künftig 250 kg/cm² festlegen.

Außer der zulässigen Betondruckspannung ist noch jene Festigkeit anzugeben, bei der die Träger entspannt werden und die Vorspannkräfte in den Beton eingeleitet werden können. Diese Mindestfestigkeit ist 450 kg/cm².

b) Wahl der Vorspannung

Die Vorspannung σ_{ev} geht beim Entspannen auf den Wert $\overline{\sigma_{ev}}$ zurück. Bei der Belastung steigt jedoch die Spannung an und nimmt unter der zulässigen Last den Wert σ_{ev} wieder an. Die Vorspannung entspricht daher der zulässigen Spannung. Um unseren Eisenbetonbestimmungen sinngemäß Rechnung zu tragen, die zweifache Sicher-

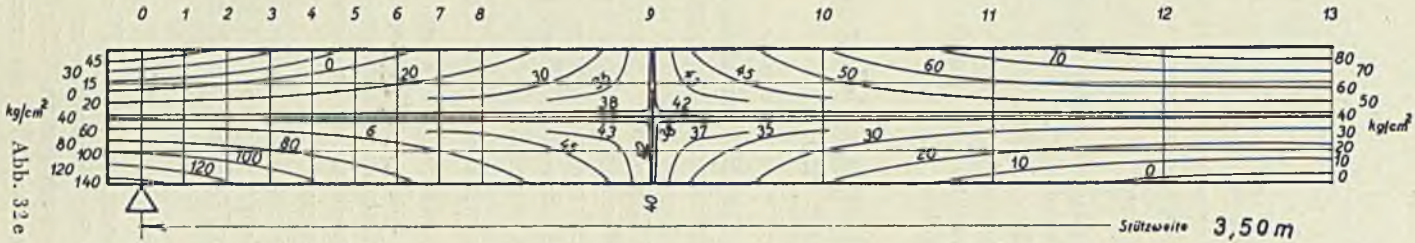


Abb. 32e

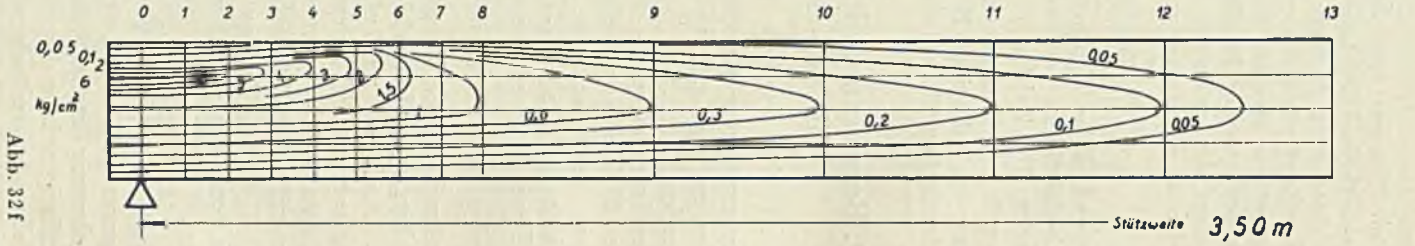


Abb. 32f

heit gegen Erreichen der Streckgrenze vorschreiben, muß daher die Größe der zulässigen Spannung zu:

$$\sigma_{ev} = \sigma_{ezul} = \frac{\sigma_s}{2} = 12\,000 \text{ kg/cm}^2$$

angenommen werden, wenn die Streckgrenze des Stahles 24 000 kg/cm² beträgt.

Dabei muß jedoch noch das Schwinden und Kriechen des Betons, das eine Veränderung der Vorspannung mit sich bringt, berücksichtigt werden. Der Verlust durch Schwinden und Kriechen kann, wie bereits ausführlich erörtert wurde, bis zur endgültigen Festlegung der Zahl zu 1500 kg/cm² angenommen werden, so daß sich die endgültige Größe der Vorspannung erhöht auf:

$$\sigma_{ev} = 12\,000 + 1500 = 13\,500 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Rechnung ist jedoch stets nur 12 000 kg/cm² einzusetzen. Der tatsächliche Wert der Vorspannung muß noch aus folgendem Grund größer gewählt werden: Um die Träger versandfähig zu machen, muß auch die Druckseite derselben eine Vorspannung erhalten. Dadurch wird jedoch die Zugseite entlastet. Um diese Entspannung in Rechnung zu stellen, kann man die Stahlvorspannung, um einen leicht zu bestimmenden Wert höher wählen (vgl. Abschnitt B 3c).

c) Berechnung der Nutzlast

Zunächst ermittelt man die statischen Werte F_b, s, h, $e = h - s$, ${}_sJ_b$, ${}_hJ_b$, $\mathfrak{F}_b = F_b \cdot \frac{{}_sJ_b}{{}_hJ_b}$, das statische Moment der Fläche oberhalb der Nullinie °S.

Die Spannungen nach dem Entspannen sind:

19) $$\overline{\sigma_{ev}} = \sigma_{ev} \frac{1}{1 + n \frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}$$

20) $${}_h\sigma_{bv} = \sigma_{ev} \frac{\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}{1 + n \frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}.$$

Die Spannung ${}_s\sigma_{bv}$ in der Schwerlinie ergibt sich zu:

$${}_s\sigma_{bv} = \frac{F_e \cdot \overline{\sigma_{ev}}}{F_b}.$$

Dieser Wert ändert sich bei reiner Biegung nicht.

Das zulässige Moment soll durch folgende Festsetzung gegeben sein: Unter der Nutzlast sollen in der Schwerachse der Bewehrung im Beton keine Zugspannungen auftreten, also im Grenzfall soll der Beton spannungslos sein.

Daraus ergibt sich, wie aus Abb. 33 hervorgeht:

$$M_{zul} = {}_h\sigma_{bv} \frac{{}_sJ_b}{h - s}. \tag{53}$$

Die Druckspannung ergibt sich (vgl. Abb. 33):

$${}_e\sigma_b = {}_s\sigma_{bv} \frac{h}{h - s}. \tag{54}$$

Die erste Bedingung, die eingehalten werden muß ist die, daß die zulässige Druckspannung nicht überschritten wird. Aus der Bedingung ${}_e\sigma_b = \sigma_{bzul}$ erhält man:

$$F_e = F_b \frac{\sigma_{bzul}}{\sigma_{ev} \frac{h}{h - s} - n\, \sigma_{bzul} \frac{{}_hJ_b}{{}_sJ_b}}. \tag{55}$$

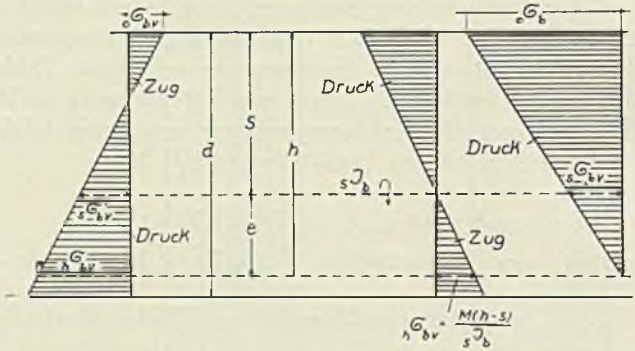


Abb. 33

Spannungen nach dem Entspannen.

Spannungen wenn das Moment allein wirkt.

Überlagerung der Spannungen (Spannungsbild unter der Nutzlast.)

Wenn das Moment vorgegeben ist, so kann man aus 53) die Spannung ${}_h\sigma_{bv}$ ermitteln. Gleichung 21 ergibt die erforderliche Bewehrung:

$$\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b} = \frac{\frac{{}_h\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}{1 - n \frac{{}_h\sigma_{bv}}{\sigma_{ev}}}. \tag{21}$$

Die größte Schubspannung ergibt sich aus den Gleichungen

$$\tau \cdot b = \frac{D}{F_b\,(s - x)^2} F_w\,(s - \xi) \frac{dx}{dl} \tag{49}$$

oder

$$\tau \cdot b = \frac{Q \cdot {}^{\circ}S}{{}_sJ_b}. \tag{50}$$

Aus diesen Gleichungen ergibt sich die zulässige Querkraft Q, wobei für τ der Wert τ_{zul} einzusetzen ist.

Aus M_{zul} und Q_{zul} kann man für verschiedene Trägerprofile die zulässige Belastung und mögliche Stützweite angeben. In den nachfolgenden Tafeln ist dies für drei verschiedene Profilformen als Beispiel angegeben. In den Tafeln 6, 7 und 8 (nach S. 80) sind die statischen Werte von diesen Profilen ermittelt. In diesen Tafeln ist für jedes Profil auch die größte zulässige Bewehrungsfläche nach 55) angegeben.

Die zulässigen Momente für verschiedenen Bewehrungsgehalt sind in den Tafeln 9 bis 11 (nach S. 80) berechnet. Man kann nun auch jene Stützweite l'' für gleichmäßig verteilte Belastung angeben, wo sowohl Q_{zul} und M_{zul} gleichzeitig ausgenutzt werden. Es muß also sein:

$$q = \frac{2\,Q}{l''} = \frac{8\,M}{l''^2},$$

woraus folgt:

$$56) \qquad l'' = \frac{4\,M_{zul}}{Q_{zul}}.$$

Um nun für verschiedene Stützweiten l die zulässige Belastung q_{zul} zu ermitteln, ist in den Tafeln außerdem noch der Wert $\sqrt{8\,M}$ angegeben. Man erhält dann:

$$57) \qquad q_{zul} = \left[\frac{\sqrt{8\,M}}{l}\right]^2$$

durch eine einzige Zungenstellung des Rechenschiebers für alle l.

Außer den bereits genannten Profilen ist für die Praxis noch das Hohlprofil wichtig. Die Tafeln für die zulässige Beanspruchung für diese Profile folgen noch besonders.

Die Querschnittshöhe erhält man aus 53, da dort alles bekannt ist, indem man eine Druckspannung gleich der zulässigen setzt.

Für die Berechnung der Platten muß man etwas andere Ueberlegungen anstellen. Dabei muß man als Bedingung setzen, daß die Spannungen an der Unterkante Null wird. Der Schwerpunkt der Bewehrung muß also im unteren Drittel der Plattendicke liegen. Die übrigen Formeln sind wieder gleich wie bisher.

Bisher wurde nur von Balken auf zwei Stützen gesprochen. Man ist natürlich auch in der Lage, über mehrere Felder durchlaufende Balken und Platten auszuführen. Die Vorspannung muß dann so eingeleitet werden, daß sowohl im Obergurt als auch im Untergurt die Zugspannung vermieden wird. Bei Platten ergibt sich hierdurch meist symmetrische Bewehrung.

Ueber die Ausführung von Decken aus Stahlsaitenbetonbestandteilen gibt der Anhang einige Beispiele. Die Ergänzung zu diesem Band bringt noch weitere Ausführungsbeispiele.

Die Anwendungsmöglichkeit des Stahlsaitenbetons ist eine vielseitige. Im vorliegenden Band I ist lediglich die Anwendung des Stahlsaitenbetons für den Wohnungsbau gezeigt. Auch hier sind nur einige grundsätzliche Fragen behandelt worden. Die Berechnung ist ebenfalls nur für diese Sonderanwendung durchgeführt worden. Auch über die fabrikmäßige Herstellung von Stahlsaitenbeton werden nur grundsätzliche Fragen erörtert.

C. Herstellung von Stahlsaitenbetonträgern

Die Aufgabe, die gestellt ist, lautet nicht nur, Stahlsaitenbetonerzeugnisse herzustellen, sondern die Erzeugnisse zu einem Preis herzustellen, daß die Decken aus Stahlsaitenbeton der bisher billigsten Decke im Hochbau, der Holzbalkendecke, im Preise gleichkommt. Hierzu ist erforderlich, daß die Herstellung von diesen Erzeugnissen einfach und ohne großen Arbeitsaufwand vor sich geht. Die Herstellung erfolgt in großen Fabriken. Die erste Fabrik ist gegenwärtig in Hamburg im Bau. Die Ergänzung zu diesem Band bringt ausführliche Bilder über die Fabrikationsanlage. Im nachfolgenden wird über die

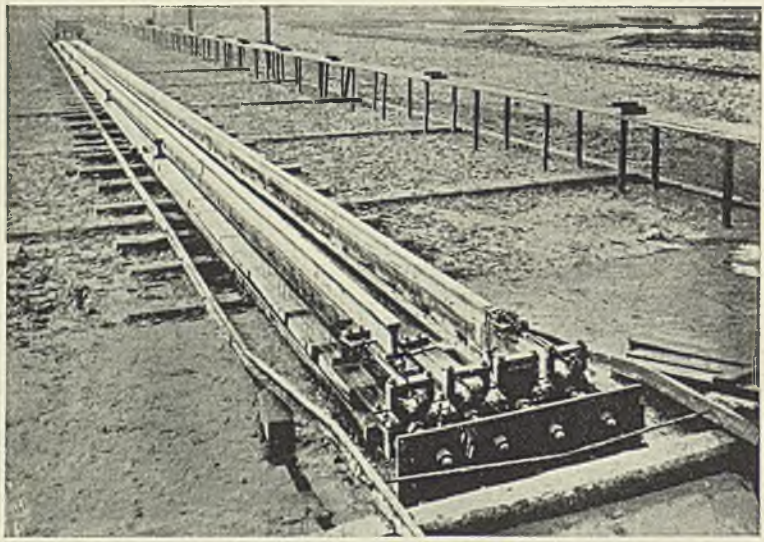


Abb. 34. Klemmvorrichtung

Herstellung im kleineren Umfange berichtet. Auf den beschriebenen Bahnen wurden die Versuchsbalken hergestellt, die in Dresden geprüft wurden. Das Ergebnis dieser Versuche ist im Prüfungszeugnis Nr. 38/23 505 zusammengefaßt.

In einer Entfernung von rd. 100 m sind zwei Widerlager angeordnet. Auf dem einen Widerlager werden die Bewehrungsdrähte fest eingespannt. Zur Einspannung dienen besondere Klemmen. In Abb. 34 ist die Klemmvorrichtung für 4 Bahnen dargestellt[11]). Abb. 34 zeigt links die gespannte Bewehrung. Auf der zweiten und vierten Bahn sind zwei fertiggestellte Träger zu sehen. Rechts und links von den Bahnen sind Schienen, auf denen der Wagen fährt, der den Beton ent-

[11]) Die folgenden Abbildungen sind dem Prüfungsbericht 38/23 505 entnommen.

hält. Auf dem anderen Widerlager befindet sich die Spannvorrichtung. Auf den Abb. 35, 36 und 37 ist die Spannvorrichtung dargestellt. Die Spannung in den Drähten wird dadurch erzeugt, daß die Klemmbacken der Drähte mit einer Schraubenspindel fest verbunden sind. Durch Herausdrehen der Spindel auf die erforderliche Länge ergibt sich die Spannung. Die Größe der Kraft wird auf einem Manometer abgelesen. Die Spannvorrichtung mit Manometer ist auf den Abb. 35, 36 und 37 auf der rechten Bahn zu sehen.

In Abständen von 20 cm sind Bügel angeordnet. Je zwei Scheiben in Abständen von 4 cm voneinander trennten ein Trägerstück vom

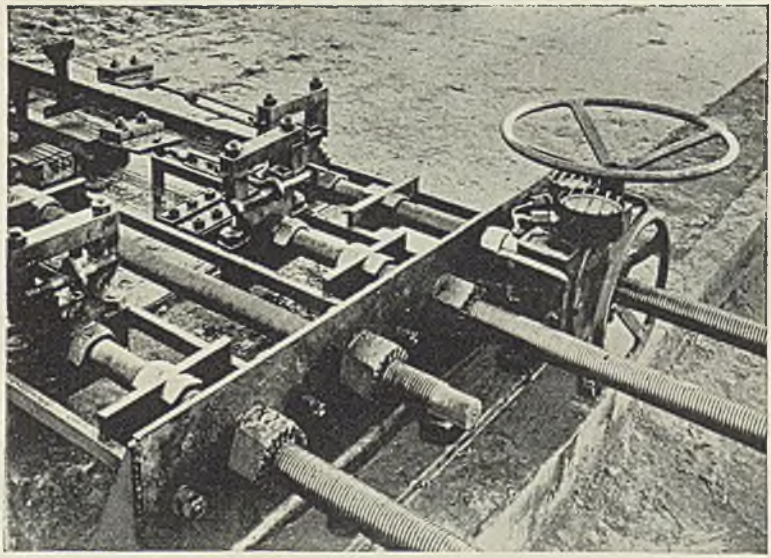


Abb. 35. Vorrichtung zum Spannen der Drähte

anderen. Nachdem die Bewehrung gespannt worden war, wurden die Träger betoniert. Das Mischungsverhältnis für 1 m³ fertigen Beton war:

500 kg Schmelzzement
0,6 m³ Kiessand 0 bis 4 mm Körnung
0,5 m³ Feinsplitt 1 bis 3 mm Körnung
250 *l* Wasser.

Nach Einbringen des Betons, der durch den Wagen auf den beiderseits der Bahnen angeordneten Schienen zugebracht wurde, wurde der Beton durch Außenrüttler verdichtet. Abb. 38 zeigt das Rütteln des Betons und das Einbringen desselben. Nach etwa sechsstündiger Erhärtungszeit wurden die Träger ausgeschalt. Der Beton zeigte eine glatte, glasige Außenhaut. Nach dem Entschalen wurden die Träger nach etwa 24 Stunden entspannt. Die Bewehrung wurde zwischen den Scheiben durchschnitten. Abb. 39 zeigt die hergestellten, versand-

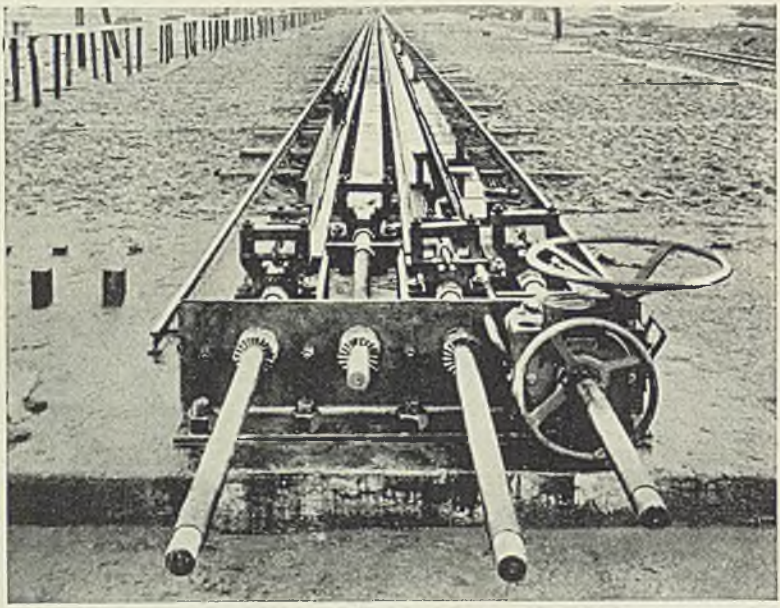


Abb. 36. Vorrichtung zum Spannen der Drähte

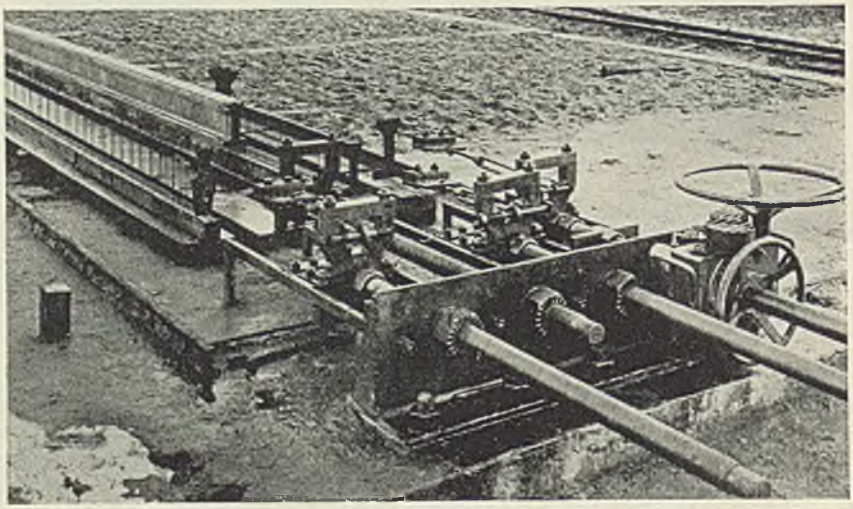
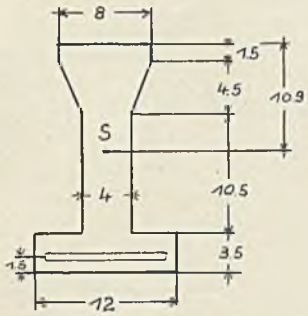


Abb. 37. Vorrichtung zum Spannen der Drähte

Tafel 6

Statische Werte für Profil N 20



Fläche, Schwerpunkt und Trägheitsmoment									
Fläche		Einzelschwerpunkt		Schwerpunktabstand von oben s	F · s	Trägheitsmoment um den oberen Rand			
						Eigenträgheitsmoment		F · s²	$_oJ_b$
Berechnung	F_b cm²	Berechnung	cm	cm	cm³	Berechnung	cm⁴		cm⁴
8 × 1,5	12	—	0,75	0,75	9,—	$\frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 1{,}5^3 =$	2,25	6,67	
6 × 4,5	27	$1{,}5 \frac{16}{12} =$	2,00	3,50	94,50	$2{,}54 \frac{144 + 64}{12} =$	44,—	331,—	
4 × 10,5	42	—	5,25	11,25	473,—	$\frac{1}{12} \cdot 4 \cdot 10{,}5^3 =$	387,—	5 330,—	
12 × 3,5	42	—	1,75	18,25	766,—	$\frac{1}{12} \cdot 12 \cdot 3{,}5^3 =$	43,—	14 000,—	
$F_b =$	123				1 342,50		476,25	19 668,—	20 144

Schwerpunkt $s = \frac{\Sigma F s}{F_b} = \frac{1342{,}50}{123} = 10{,}9$ cm $\qquad h - s = 7{,}6$ cm

Trägheitsmomente	Schwerachse	Eisenachse
$F \cdot s^2 = 123 \cdot 10{,}9^2$	20 144 14 600 $_sJ_b = 5\,544$ cm⁴	5 544 $123 \cdot 7{,}6^2 =$ 7 100 $_hJ_b = 12\,644$ cm⁴

$$\frac{_hJ_b}{_sJ_b} = \frac{12\,644}{5\,544} = 2{,}28$$

$$F_b \cdot \frac{_sJ_b}{_hJ_b} = 123 \frac{1}{2{,}28} = 54 \text{ cm}^4$$

Statisches Moment °S um die Schwerachse s			
F cm²	s cm	°s cm	F · s cm³
12	0,75	0,75	9,—
27	2,00	3,50	94,50
19.6	2,45	8,45	166,—
58,6			269,50

Größte zulässige Eisenfläche: $F_e = F_b \frac{\sigma_{b\,zul}}{\sigma_{ev} \cdot \frac{h}{h-s} - n\,\sigma_{b\,zul} \frac{_hJ_b}{_sJ_b}} = 123 \frac{150}{12\,000 \cdot \frac{18.5}{7{,}6} - 10 \cdot 150 \cdot 2{,}28} = 0{,}718$ cm²

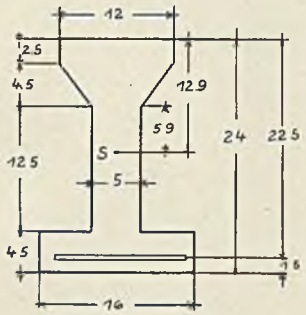
$$\xi = \frac{269{,}5}{58{,}6} = 4{,}6 \text{ cm}$$

$$^oS = 58{,}6 \cdot 6{,}3 = 369 \qquad Q_{zul} = \tau_{zul} \frac{b\,_sJ_b}{_sS} = 18 \cdot \frac{4 \cdot 5544}{369} = 1080 \text{ kg}$$

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Tafel 7

Statische Werte für Profil N 24



Fläche, Schwerpunkt und Trägheitsmoment									
Fläche		Einzelschwerpunkt		Schwerpunktabstand von oben	F · s	Trägheitsmoment um den oberen Rand			
						Eigenträgheitsmoment		F · s²	$_oJ_b$
Berechnung	F_b cm²	Berechnung	cm	s cm	cm³	Berechnung	cm⁴		cm⁴
12 × 2,5	30,—	—	1,25	1,25	37,5	$\frac{1}{12} \cdot 12 \cdot 2{,}5^3 =$	15,6	47,—	
4,5 × 8,5	38,2	$1{,}5\,\frac{22}{17}$	1.94	4,44	169,7	$2{,}53 \cdot \frac{289 + 120}{17} =$	60,8	754,—	
12,5 × 5	62,5	—	6,25	13,25	828,—	$\frac{1}{12} \cdot 5 \cdot 12{,}5^3 =$	814,—	10 960,—	
4,5 × 16	72,—	—	2,25	21,75	1565,—	$\frac{1}{12} \cdot 16 \cdot 4{,}5^3 =$	122,—	34 020,—	
	202,7				2600,2		1012,—	45 781,—	46 793

Schwerpunkt $s = \frac{2600}{203} = 12{,}9$ cm $\qquad h - s = 9{,}6$ cm

Trägheitsmomente	Schwerachse	Eisenachse
$202{,}7 \cdot 12{,}9^2$	46 793 33 710 $_sJ_b = 13\,083$ cm⁴	13 083 $202{,}7 \cdot 9{,}6^2 = 18\,700$ $_hJ_b = 31\,783$ cm⁴

$$\frac{_hJ_b}{_sJ_b} = \frac{31\,783}{13\,083} = 2{,}43$$

$$F_b \cdot \frac{_sJ_b}{_hJ_b} = 2{,}43 \cdot 203 = 83{,}5 \text{ cm}^4$$

Statisches Moment °S um die Schwerachse s			
F cm²	s cm	°s cm	F · s cm³
30,—	1,25	1,25	37,5
38,2	1,94	4,44	169,7
29,5	—	9,90	292,—
97,7			499,2

Größte zulässige Eisenfläche: $F_e = 203 \dfrac{150}{12\,000 \cdot \frac{22{,}5}{9{,}6} - 10 \cdot 150 \cdot 2{,}43} = 1{,}24$ cm²

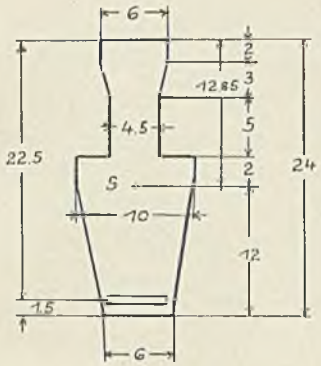
$$\xi = \frac{499{,}2}{97{,}7} = 5{,}1 \text{ cm}$$

$$^oS = 97{,}7 \cdot 7{,}8 = 762 \text{ cm}^3 \qquad Q_{zul} = 18 \cdot \frac{5 \cdot 13\,083}{762} = 1540 \text{ kg}$$

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Tafel 8

Statische Werte für Profil H 24



Fläche, Schwerpunkt und Trägheitsmoment									
Fläche		Einzelschwerpunkt		Schwerpunktabstand von oben	F · s	Trägheitsmoment um den oberen Rand			
						Eigenträgheitsmoment			
Berechnung	F_b cm²	Berechnung	cm	s cm	cm³	Berechnung	cm⁴	F · s²	$_oJ_b$ cm⁴
2 × 6	12,—	—	1,—	1,—	12,—	$\frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 8$	4,—	12,—	
5,25 × 3	15,75	$1 \cdot \frac{15}{10,5}$	1,43	3,43	54,—	$\frac{27}{36} \cdot \frac{110 + 54}{10,5}$	11,7	185,—	
4,50 × 5	22,50	—	2.50	7,50	169,—	$\frac{1}{12} \cdot 4,5 \cdot 125$	46,8	1 270,—	
2 × 10	20,—	—	1,—	11,—	220,—	$\frac{1}{12} \cdot 10 \cdot 8$	6,7	2 420,—	
8 × 12	96,—	$4 \cdot \frac{22}{16}$	5.50	17,50	1680,—	$\frac{12}{36} \cdot \frac{144 \cdot 376}{16}$	1130,—	29 400,—	
	166,25				2135,—		1199,2	33 287,—	34 486

Schwerpunkt $s = \frac{2135}{166} = 12,85$ cm $\qquad h - s = 9,65$ cm

Trägheitsmomente	Schwerachse	Eisenachse
	34 486	7 038
$F \cdot s^2 = 166 \cdot 12,85^2$	27 448	15 500
	$_sJ_b = 7\,038$ cm⁴	$_hJ_b = 22\,538$ cm⁴

$$\frac{_hJ_b}{_sJ_b} = \frac{22\,538}{7\,038} = 3,20$$

$$F_b \cdot \frac{_sJ_b}{_hJ_b} = 166.25 \frac{1}{3,20} = 51,9 \text{ cm}^4$$

Statisches Moment °S um die Schwerachse s			
F cm²	s cm	°s cm	F · s cm³
12	1	1	12
15,75	1,43	3.43	54
22,5	2,50	7,50	169
28,5	—	11,43	326
78,75			561

Größte zulässige Eisenfläche:

$$F_e = 166 \frac{150}{12\,000 \frac{22,5}{9,65} - 1500 \cdot 3.20} = 166 \frac{150}{23\,200} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{561}{78,75} = 7,13 \text{ cm} \qquad {}^oS = 78,75 \cdot 5,72 = 450 \text{ cm}^3 \qquad Q_{zul} = 18 \cdot \frac{4,5 \cdot 7038}{450} = 1270 \text{ kg}$$

POLITECNICA

Tafel 9

Ermittlung der zulässigen Momente, Querkräfte und Grenzstützweite l'' für Profil N 20

Nr.	F_e	F_b	s	h	h−s	${}_sJ_b$	${}_hJ_b$	$\frac{{}_hJ_b}{{}_sJ_b}$	$\mathfrak{F}_b = F_b \cdot \frac{{}_sJ_b}{{}_hJ_b}$	${}^oS$	$\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$	$n \cdot \frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$	$1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$	$\frac{\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}{1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}$	$\overline{\sigma_{ev}}$	${}_h\sigma_{bv}$	$D = F_e \cdot \overline{\sigma_{ev}}$	${}_s\sigma_{bv}$	M_{zul}	${}_o\sigma_b$	Q_{zul}	l''	$\sqrt{8M}$
—	cm²	cm²	cm	cm	cm	cm⁴	cm⁴	—	cm²	cm³	—	—	—	—	kg/cm²	kg/cm²	kg	kg/cm²	kgm	kg/cm²	kg	m	—
1	23 ⌀ 1,00 = 0,182										0,00338	0,0338	1,0338	0,00328	11 600	39,2	2110	17,2	295	42		1,10	48,6
2	23 ⌀ 1,25 = 0,283										0,00523	0,0523	1,0523	0,00498	11 360	60,—	3220	26,2	438	64		1,63	59,3
3	23 ⌀ 1,50 = 0,405	123	10,9	18,5	7,6	5544	12644	2,28	54	369	0,00750	0,0750	1,0750	0,00699	11 150	84,—	4520	36,7	615	89	1080	2,28	70,—
4	23 ⌀ 1,75 = 0,552										0,01025	0,1025	1,1025	0,00930	10 850	112,—	5980	48,6	815	118		3,03	80,7
5	23 ⌀ 2,00 = 0,722										0,01340	0,1340	1,1340	0,01183	10 560	136,—	7620	62,0	990	150		3,34	88,9

Tafel 10

Ermittlung der zulässigen Momente, Querkräfte und Grenzstützweite l'' für Profil N 24

1	31 ⌀ 1,00 = 0,248										0,00290	0,0290	1,0290	0,00282	11 680	33,8	2890	14,0	460	33,0		1,20	60,6
2	31 ⌀ 1,50 = 0,546										0,00653	0,0653	1,0653	0,00613	11 280	73,5	6150	30,3	1000	71,2		2,60	89,5
3	31 ⌀ 1,75 = 0,748										0,00897	0,0897	1,0897	0,00825	11 020	99,0	8250	40,6	1350	95,3		3,50	104,0
4	31 ⌀ 2,00 = 0,970										0,01160	0,1160	1,1160	0,01040	10 760	125,0	10420	51,5	1700	121,0		4,40	116,6
5	41 ⌀ 1,00 = 0,324	203	12,9	22,5	9,6	13083	31783	2,43	83,5	762	0,00389	0,0389	1,0389	0,00375	11 580	45,0	3750	18,5	612	43,5	1540	1,60	70,0
6	41 ⌀ 1,25 = 0,504										0,00604	0,0604	1,0604	0,00566	11 320	68,0	5670	28,0	925	66,0		2,40	86,0
7	41 ⌀ 1,50 = 0,722										0,00866	0,0866	1,0866	0,00798	11 060	96,0	7960	39,3	1310	92,5		3,40	102,5
8	41 ⌀ 1,75 = 0,986										0,01180	0,1180	1,1180	0,01062	10 700	128,0	10520	51,9	1740	122,0		4,50	118,0
9	41 ⌀ 2,00 = 1,280										0,01530	0,1530	1,1530	0,01330	10 400	159,0	13300	65,5	2160	154,0		5,60	131,4

Tafel 11

Ermittlung der zulässigen Momente, Querkräfte und Grenzstützweite l'' für Profil H 24

1	15 ⌀ 1,25 = 0,183										0,00353	0,0353	1,0353	0,00341	11 600	40,9	2120	12,8	300	30,0	1270	0,95	49,—
2	15 ⌀ 1,50 = 0,265										0,00512	0,0512	1,0512	0,00487	11 420	58,3	3040	18,3	426	42,6	1270	1,35	58,4
3	15 ⌀ 1,75 = 0,360										0,00694	0,0694	1,0694	0,00650	11 250	78,—	4060	24,5	570	57,0	1270	1,80	67,6
4	15 ⌀ 2,00 = 0,472										0,00907	0,0907	1,0907	0,00832	11 000	100,—	5200	31,3	730	73,0	1270	2,30	76,5
5	30 ⌀ 1,00 = 0,236	166	12,85	22,5	9,65	7038	22538	3,20	51,9	450	0,00455	0,0455	1,0455	0,00436	11 500	52,2	2710	16,4	382	38,2	1270	1,20	55,3
6	30 ⌀ 1,25 = 0,386										0,00743	0,0743	1,0743	0,00693	11 200	83,—	4320	26,0	608	60,8	1270	1,90	69,8
7	30 ⌀ 1,75 = 0,530										0,01020	0,1020	1,1020	0,00925	10 900	111,—	5780	35,0	810	81,7	1270	2,55	80,5
8	30 ⌀ 2,00 = 0,944										0,01820	0,1820	1,1820	0,01540	10 200	185,—	9640	58,0	1350	135,0	1270	4,25	104,—
9	35 ⌀ 2,00 = 1,100										0,02120	0,2120	1,2120	0,01750	9 900	210,—	10950	66,0	1530	153,—	1270	4,85	111,—

POLITECHNIKA SŁ. BIBLIOTEKA

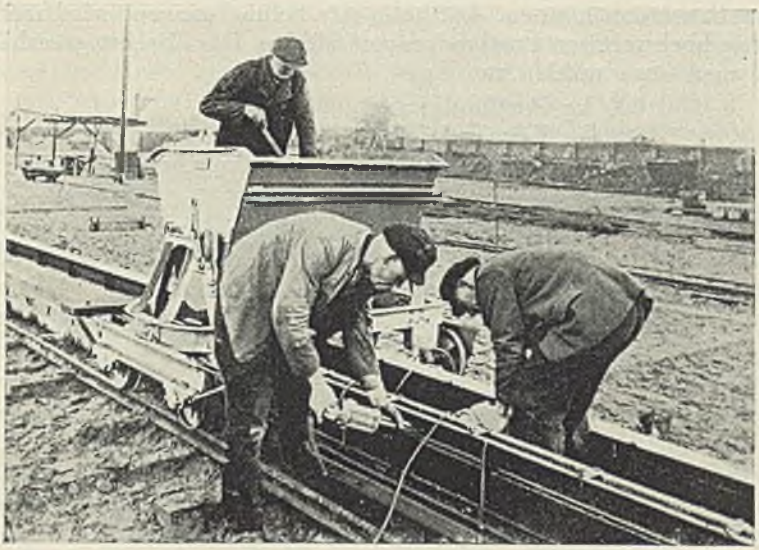


Abb. 38. Rütteln des Betons

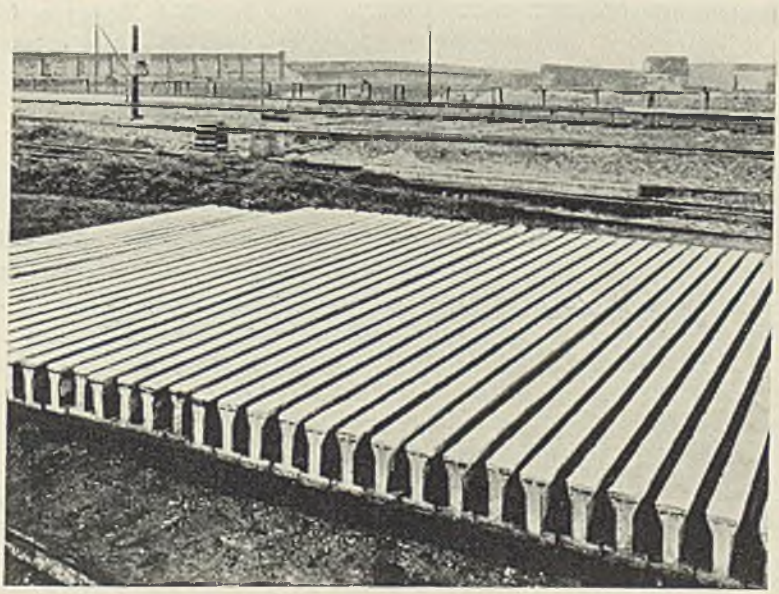


Abb. 39

fertigen Träger. Inzwischen ist das Herstellungsverfahren weiter ausgebaut worden, so daß im nächsten Band Einzelheiten hierüber gebracht werden können. An Stelle von Schmelzzement wird man zukünftig hochwertigen Portlandzement wählen. Das Mischungsverhältnis wird man etwa wählen zu

600 kg Portlandzement,
900 kg Feinsand von 0,2 bis 3 mm Kornung,
900 kg Grobsand von 3 bis 7 mm Kornung.

Der Wasserzusatz wird etwa zu 7 bis 7,5% des Trockengewichtes gewählt. Die Verdichtung des Betons erfolgt durch besonders konstruierte Rüttler mit 5000 bis 6000 Schläge in der Minute. Die Würfelfestigkeiten, die man hierdurch erreicht, betragen nach 24 Stunden bereits rd. 500 kg/cm², nach 28 Tagen ist die Festigkeit 1000 kg/cm² und mehr. Auch über die Ergebnisse dieser Versuche wird noch berichtet.

D. Versuche mit Stahlsaitenbeton

Um die früher angegebenen Eigenschaften von Stahlsaitenbeton zu überprüfen und um das angegebene Rechnungsverfahren zu bestätigen, wurden eine Reihe von Versuchen ausgeführt. Diese Versuche werden im nachfolgenden beschrieben und ausgewertet. Gleichzeitig wird damit auch ein Ueberblick über die Arbeiten mit Stahlsaitenbeton von den Anfängen an erhalten. Gegenwärtig sind eine große Zahl von Versuchen noch laufend, die jedoch noch nicht gebracht werden können, weil die Versuche noch nicht abgeschlossen sind. Das Ergebnis dieser Versuche wird besonders berichtet. (Band 2 u. 3.)

1. Biegungs- und Brandversuche, ausgeführt vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem

Die ersten Versuche mit vorgespannten, hochvergüteten Stahldrähten von 1 mm Dicke und der Zerreißfestigkeit von 26 000 kg/cm² sind vom Verfasser bereits im Jahre 1927 durchgeführt worden. Diese Versuche werden hiermit erstmalig veröffentlicht. Die Stahldrähte wurden bei diesen Versuchen mit Endverankerungen versehen. An den Auflagern waren zwei Gasrohre eingelegt, um die der Draht gewickelt wurde. Diese Versuche wurden deshalb nicht veröffentlicht, weil der Verfasser eine weitere versuchsmäßige Klärung für erforderlich hielt. Im Juli und August 1928 sind beim Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem unter Aufsicht des Verfassers 16 Betonplatten in Dicken von 3, 4, 5 und 6 cm, in Längen von 110, 160 und 220 cm auf Biegung und Feuerbeständigkeit geprüft worden.

(Prüfungs-Zeugnis A. Nr. 100 030 Abt. IIIb 25 073a
Prüfungs-Zeugnis A. Nr. 100 030 Abt. IIIb 25 073b
vom 14. und 28. Dezember 1928.)

a) Biegungsversuche

Insgesamt sind sechs Betonplatten auf Biegung geprüft worden; die Platten hatten nachstehende Abmessungen:

Probe Nr. 1:	150 · 33 · 3,0 cm,	$h' = 2{,}7$ cm,	$f_e = 0{,}35$ cm²
„ „ 2:	150 · 33 · 4,5 „	$h' = 4{,}2$ „	$f_e = 0{,}53$ „
„ „ 3:	220 · 33 · 5,4 „	$h' = 5{,}4$ „	$f_e = 0{,}80$ „
„ „ 4:	220 · 33 · 6,0 „	$h' = 5{,}4$ „	$f_e = 0{,}80$ „
„ „ 5:	130 · 33 · 3,0 „	$h' = 2{,}7$ „	$f_e = 0{,}35$ „
„ „ 6:	130 · 33 · 3,0 „	$h' = 2{,}7$ „	$f_e = 0{,}35$ „

Die Betonplatten waren nach dem Rüttelverfahren unter Verwendung von Novo-Zement, Kiessand und Basaltsplitt im Mischungsverhältnis: 1 Rtl. Zement und 4 Rtl. Kies und Splitt hergestellt. Als Bewehrung sind 1 mm dicke Stahlsaiten (Klaviersaitengüte) mit einer Zerreißfestigkeit von 26 000 kg/cm² verwendet worden.

Die Vorspannung der Stahlsaitenbewehrung war bei diesen Platten 4000 bis 6000 kg/cm². Das Alter der Platten war beim Versuch vier

Wochen. Sämtliche Platten wurden gleichmäßig verteilt belastet. Die Belastung wurde stufenweise gesteigert. Nach jeder Laststufe wurde bis zur Grundlast zurückgegangen. Die Platten wurden bis zum Bruch belastet.

Probe Nr. 1: Die Spannweite betrug 140 cm, die Höchstbelastung 935 kg zuzüglich 35 kg Eigengewicht. Die Platte hatte sich um 130 mm durchgebogen und konnte infolge dieser starken Durchbiegung praktisch nicht mehr weiter belastet werden, so daß der Versuch bei dieser Belastung abgebrochen werden mußte. Bei dieser Höchstbelastung ist eine Betondruckspannung von rd. 375 kg/cm² und eine Eisenbeanspruchung von etwa 21 000 kg/cm² ermittelt worden. Die Vorspannung der Stahldrähte bei dieser Platte wurde mit rd. 4000 kg/cm² vorgenommen. Bis zu dieser Höhe der Vorspannung blieb die Platte biegungssteif, erst über diese Beanspruchung hinaus nahm die Durchbiegung, welche bis zur Höchstgrenze vollkommen elastische und federnde Eigenschaften aufwies, sehr rasch zu. Bei den Entlastungen ging die Platte sofort stark federnd wieder zurück. Die ersten feinen Risse traten bei einer ermittelten Eisenbeanspruchung von etwa 5000 kg/cm² auf.

Bei der Probe Nr. 2, einer 4,5 cm dicken und 140 cm weit gespannten Platte, betrug die Gesamtbelastung 3080 kg. Die Platte ist bei einer Durchbiegung von 78 mm durch Ueberwindung der Betondruckspannung zu Bruch gegangen. Die rechnerisch ermittelte Betonspannung betrug 590 kg/cm², die Eisenbeanspruchung 27 300 kg/cm². Auch diese Platte war bis nahe zum Bruch elastisch und federnd. Die Vorspannung der Stahlsaitenbewehrung betrug etwa 6000 kg/cm². Die größere Zunahme der Durchbiegung begann nach Ueberwindung der Vorspannkräfte. Die ersten Risse haben sich bei einer Eisenbeanspruchung von etwa 7000 kg/cm² gezeigt. Auch diese Platte ging bei den Entlastungen federnd in ihre Ausgangslage zurück.

Proben Nr. 3 und 4 waren zwei gleiche Platten von 6 cm Dicke und 200 cm Spannweite. Bei beiden Platten trat der Bruch durch Ueberwindung der Betondruckspannung ein. Die Bruchlasten betrugen bei der einen Platte 4060 kg, bei der anderen Platte 4150 kg. Die Größtdurchbiegungen wurden mit 122 mm und 117 mm abgelesen. Die gemessenen Eisenbeanspruchungen betrugen 27100 kg/cm² und 27800 kg/cm². Auch diese beiden Platten waren elastisch. Die Vorspannung betrug etwa 6000 kg/cm²; die ersten Risse traten bei einer Eisenbeanspruchung in Höhe von 8500 kg/cm² auf.

Die Proben 5 und 6 bestanden aus zwei gleichen, 3 cm dicken und 90 cm weit gespannten Platten. Der Bruch erfolgte durch Zerstörung der Betondruckzone, bei 1850 kg bei der einen und 1880 kg bei der anderen Platte. Die Durchbiegung beim Bruch bei Probe 5 war 61 mm und 62 mm bei Probe 6. Die rechnerisch ermittelte Betondruckspannung betrug 460 und 470 kg/cm², die Eisenbeanspruchungen 26300 und 26800 kg/cm². Die Vorspannung der Stahlsaiten war mit etwa 6000 kg/cm² vorgenommen worden. Die ersten feinen Risse traten erst bei einer Zugbeanspruchung von über 8000 kg/cm² auf. Die elastische und federnde Eigenschaft war bei diesen Platten die gleiche wie bei den anderen Platten.

b) Brandversuch

Das Probematerial bestand aus 11 Betonplatten mit nachstehenden Abmessungen:

4 Platten von 210 · 33 · 6 cm
3 „ „ 150 · 33 · 4,5 cm
4 „ „ 150 · 33 · 3 cm.

Alle Platten waren nach dem gleichen Mischungsverhältnis und mit derselben Bewehrung wie die vorher beschriebenen hergestellt. Die 11 Platten wurden zu einer geschlossenen Betondecke auf den Umfassungswänden des Brandversuchshauses von 2,5 · 2,10 m lichter Grundfläche verlegt. Die Fugen zwischen den Platten wurden mit Gipsmörtel ausgestrichen. Im Innern des Versuchshauses wurde das Feuer 70 Minuten lang in Glut erhalten, worauf zunächst die Betonplatten, die nicht verputzt waren, mit dem vollen Wasserstrahl des Hydranten bespritzt und danach das Feuer gelöscht wurde. Die Hitze unter der Decke erreichte eine Höchsttemperatur von 1100°. Während der Dauer des Versuches zeigte die Decke keine Veränderungen, mit Ausnahme der Abblätterung des Fugenverstriches. Beim Anspritzen mit dem vollen Wasserstrahl wurden die Betonplatten an den vom Wasserstrahl getroffenen Stellen der Unterseiten rauh und stellenweise einige Bewehrungsdrähte, die nur mit einer dünnen 2 bis 3 mm dicken Zementschicht überdeckt waren, freigelegt. Im übrigen wiesen die Platten, bis auf vereinzelte kurze Längsrisse, keine Veränderungen auf. Das Material der Platten war in der ganzen Tiefe fest.

Schon diese Biegungs- und Brandversuche haben bewiesen, daß sich der Beton mit vorgespannten Stahlsaiten wesentlich günstiger verhält als der Eisenbeton.

Bei diesen ersten Versuchen handelte es sich noch um eine Bauweise, bei der die Bewehrungsdrähte an den Enden verankert waren. Bei diesen Versuchen handelte es sich wiederum um Eisenbetonkonstruktionen mit Verankerungen, wobei die natürliche Haftfestigkeit nicht zur Kraftübertragung herangezogen wurde. Später wurden Versuche ohne Endverankerungen vorgenommen. Hierbei zeigte sich, daß bei Drähten diese entbehrlich sind und damit war der Weg zur Herstellung eines neuen Werkstoffes aus Stahldrähten und Beton, gegeben. Aus diesem Grunde sollen sie nicht weiter ausgewertet werden. Lediglich der Brandversuch und die getroffene Feststellung der Feuerbeständigkeit aus den ersten Versuchen ist noch von Bedeutung.

2. Biegeversuche an Stahlsaiten-Betonträgern in Hamburg

Diese Betonträger sind mit 1 mm dicken Stahldrähten bewehrt worden. Die Drähte wurden im Beton nicht verankert. Diese neueren Versuche sollen im nachstehenden kurz besprochen werden.

Erster Belastungsversuch: Im Mai 1937 wurde in Hamburg ein Balkenversuch in Anwesenheit eines Prüfingenieurs und zwei Herren von der Heeresbauverwaltung Hamburg durchgeführt. Zur Verwendung gelangte ein I-förmiger Stahlsaitenbetonträger von 4,00 m

Länge, 21 cm Höhe, 8 cm Druckbreite, 4 cm Stegdicke und 12 cm unterer Flanschbreite. Als Bewehrung wurden Stahlsaiten von 1 mm Dicke und einer Zerreißfestigkeit von 26 000 kg/cm² verwendet. In der Druckzone sind 8 ⌀ 1 mm = 0,062 cm², in der Zugzone 23 ⌀ 1 mm = 0,18 cm² ohne jegliche Verbügelung und Querbewehrung mit einer Vorspannkraft von 8000 bis 10 000 kg/cm² einbetoniert worden. Die Träger wurden nach dem gewöhnlichen Betonierungsverfahren im Mischungsverhältnis 1 : 4 unter Verwendung von hochwertigem Zement hergestellt. Das Alter des Versuchsträgers bei der Prüfung war 14 Tage. Die Würfelfestigkeit des Betons W_{b28} betrug 300 kg/cm². Das Eigengewicht betrug 30 kg/m. Die Vorspannkräfte sind zwei Tage nach der Betonierung auf den erhärteten Beton übertragen worden.

Der gesamte Eisenaufwand für den 4,00 m langen Träger betrug 0,76 kg.

Bei der Belastung des Trägers durch sein Eigengewicht war die Durchbiegung zu Null angenommen worden. Dieselbe stieg bis zur Höhe der der statischen Berechnung zugrunde gelegten Belastung Q = 750 kg bis auf 3,5 mm und ging bei der darauf vorgenommenen Entlastung sofort wieder auf Null zurück. Der zulässigen Belastung von Q = 750 kg war eine Eisenbeanspruchung von 12 000 kg/cm² zugrunde gelegt. Bei einer darauf erfolgten dritten Belastung mit 800 kg entstand plötzlich der erste feine Riß. Die Durchbiegung betrug 10 mm. Bei der weiter daraufhin gesteigerten Belastung nahm die Durchbiegung in einem stetigen Verhältnis rasch zu. Bei 1000 kg war die Durchbiegung 25 mm, bei 1300 kg betrug sie 48 mm, bei 1500 kg waren 62 mm abgelesen worden, für 1700 kg sind 78 mm gemessen worden. Der Bruch erfolgte bei 1850 kg. Die rechnerische Eisenbeanspruchung bei der Bruchlast betrug annähernd 27000 kg/cm², die rechnungsmäßige Druckspannung im Beton 280 kg/cm². Der Träger zeigte ein sehr großes elastisches und federndes Verhalten. Die Durchbiegung ging bei der Entlastung plötzlich, in etwa 1 Sekunde, zurück.

Die Herstellung dieses Trägers und der Vorgang bei der Prüfung seien noch durch einige Lichtbilder ergänzt. Bemerkt wird, daß die Spannvorrichtung, wie sie jetzt angewendet wird, damals noch nicht vorhanden war.

In Abb. 40 ist das Spannen der Stahlsaiten gezeigt. Die Spannungen wurden durch die Dehnungen gemessen. Als Spannvorrichtung dienten noch Spannschlösser, die an jedem Draht befestigt wurden. Jeder einzelne Draht wurde mit Hilfe der Spannschlösser vorgespannt. Diese Spannvorrichtung ist jetzt durch die neue Spannvorrichtung überholt (Abb. 41). Nach dem Spannen der Drähte wurde die seitliche Verschalung angebracht. Zwischen den einzelnen Trägern wurden vorher je zwei Trennungsscheiben eingezogen (Abb. 42). Während des Betonierens (Abb. 43) bleiben die Drähte in Spannung. Abb. 44 zeigt den Träger nach dem Betonieren. Die seitliche Schalung ist bereits weggenommen. Die Drähte bleiben noch unter Spannung (Abb. 45), bis der Beton genügend erhärtet ist und Druckkräfte auf-

nehmen kann. Dann werden die Drähte durchschnitten, wodurch die Vorspannkraft auf den Beton übertragen wird (Abb. 46). In Abb. 47 ist ein Träger dargestellt, der bis zum Bruch belastet wurde. Der gleiche Träger unter der Nutzlast wird in Abb. 48 gezeigt. Bei weiterer Belastung war der Träger noch immer voll elastisch (Abb. 49, 50, 51 und 52). Knapp vor dem Bruch unter der Last ist der Träger in Abb. 52 dargestellt. Vor der Bruchbelastung wurde der Träger noch-

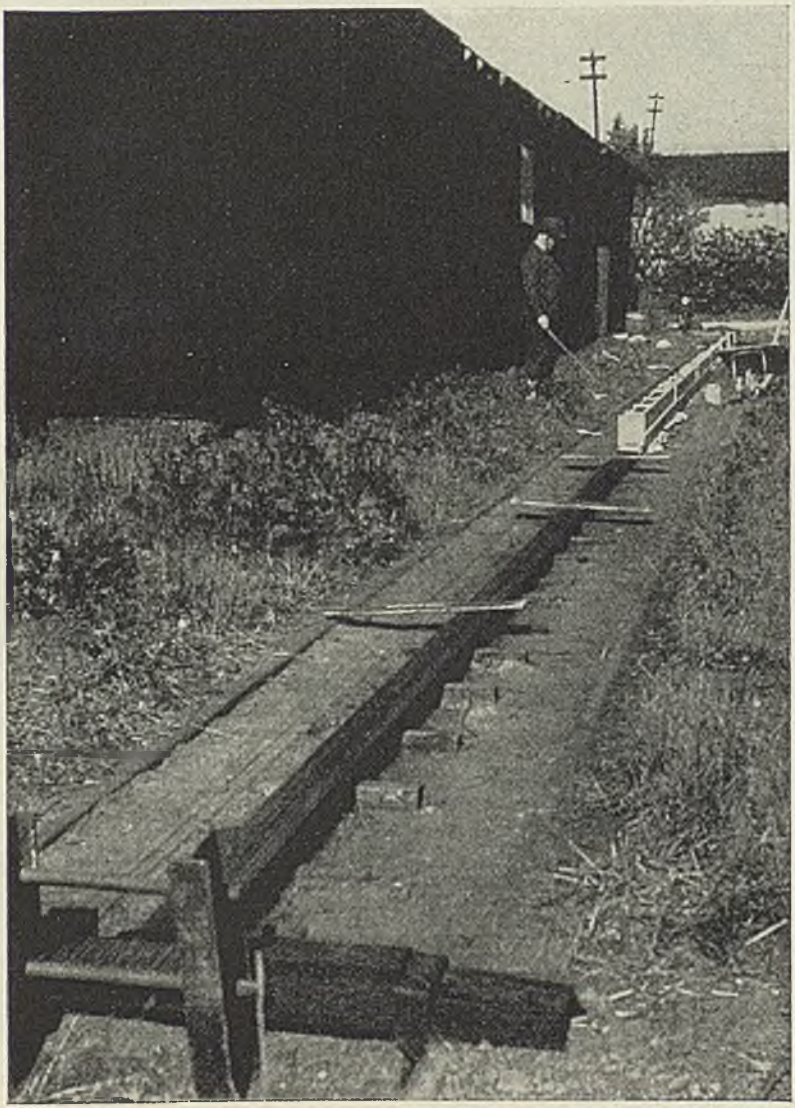


Abb. 40. Spannen der Stahlsaiten für eine 50 m lange Trägerform für 12 Stück Stahlsaitenbetonträger

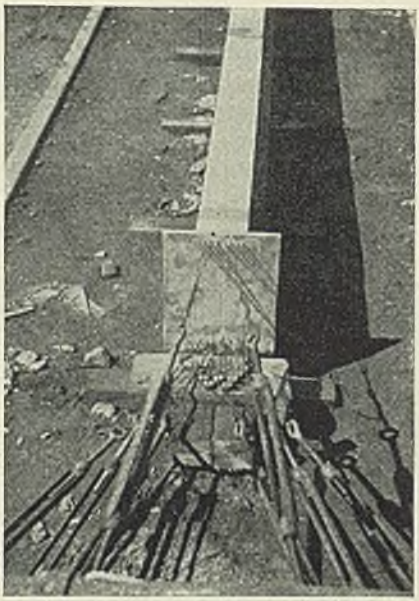


Abb. 41. Provisorische Spannvorrichtung zum Vorspannen der Stahlsaiten an dem Kopfende der Trägerform

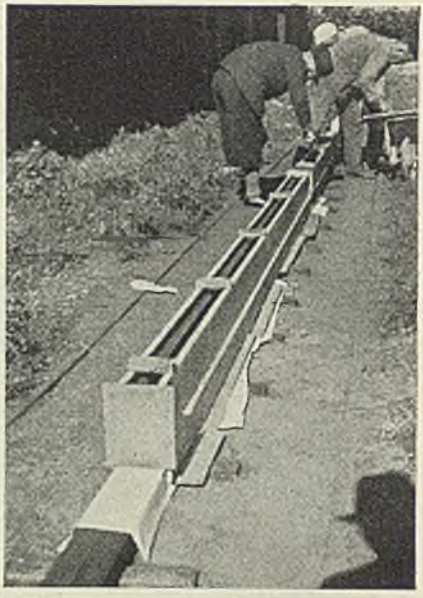


Abb. 42. Seitliche Verschalung und Abtrennung der einzelnen Träger nach dem fertigen Spannen der Stahldrähte

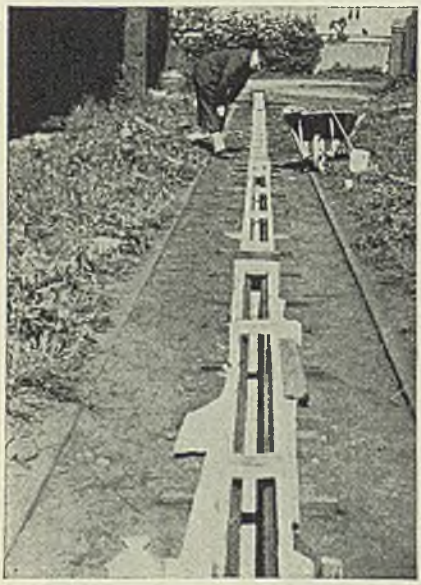
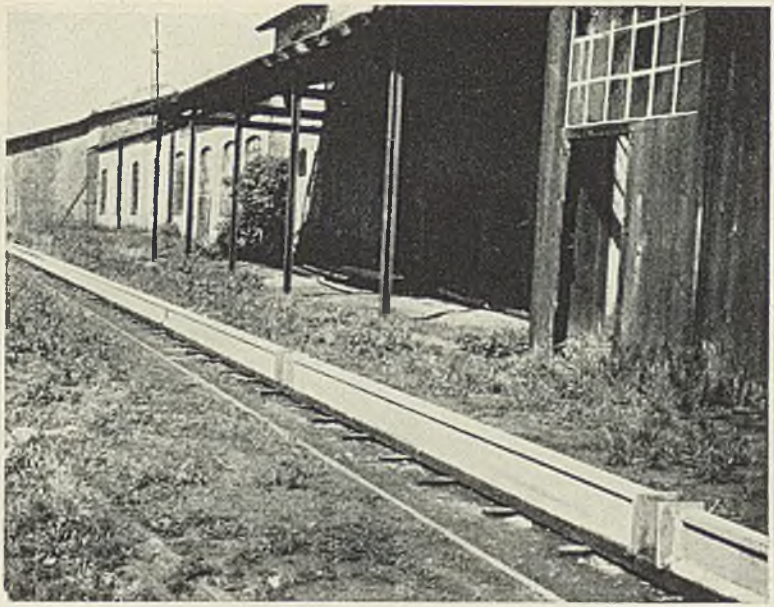


Abb. 43. Ausbetonieren der fertig gespannten und eingeschalten Träger in 50 m Länge in einem Arbeitsvorgang. Während des Betonierens bleiben die Drähte in Spannung

Abb. 44. Die Träger kurz nach Wegnahme der seitlichen Verschalung



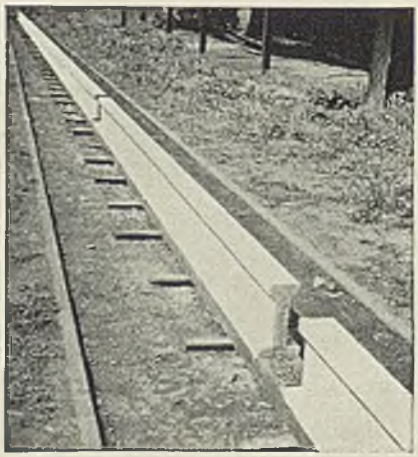


Abb. 45 oben. Fertig betonierte Träger nach dem Ausschalen. Auch hier sind die durchgehenden Stahldrähte noch in voller Spannung. Erst nach vollständiger Erhärtung des Betons werden die gespannten Drähte zerschnitten und zwar zwischen den Trennungsscheiben.

Abb. 46 unten. Fertige Träger nach dem Durchschneiden der Stahldrähte an den Trennungsstellen. Die Vorspannkräfte sind jetzt auf den Beton übertragen.

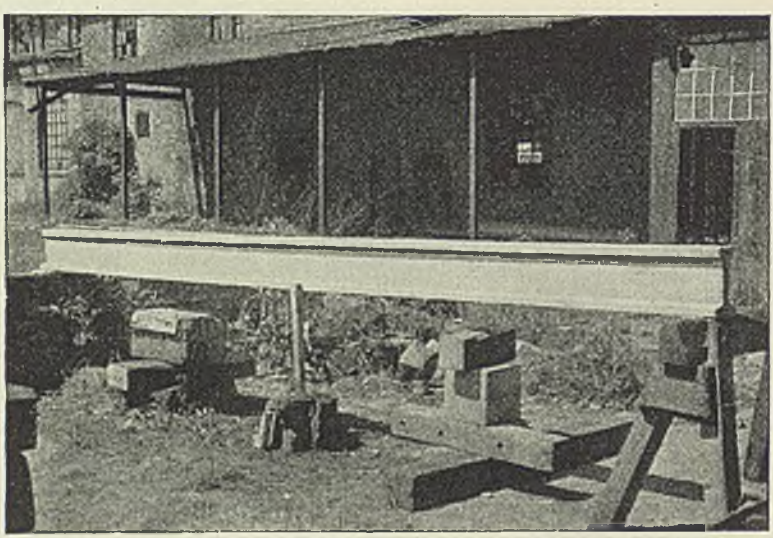


Abb. 47. Ein eisenarmer Stahlsaiten-Betonträger von 4,00 m Länge, berechnet für eine Belastung von Q = 750 kg, vor dem Belastungsversuch. Der gesamte Eisenaufwand des 4,00 m langen Trägers beträgt nur 0,76 kg

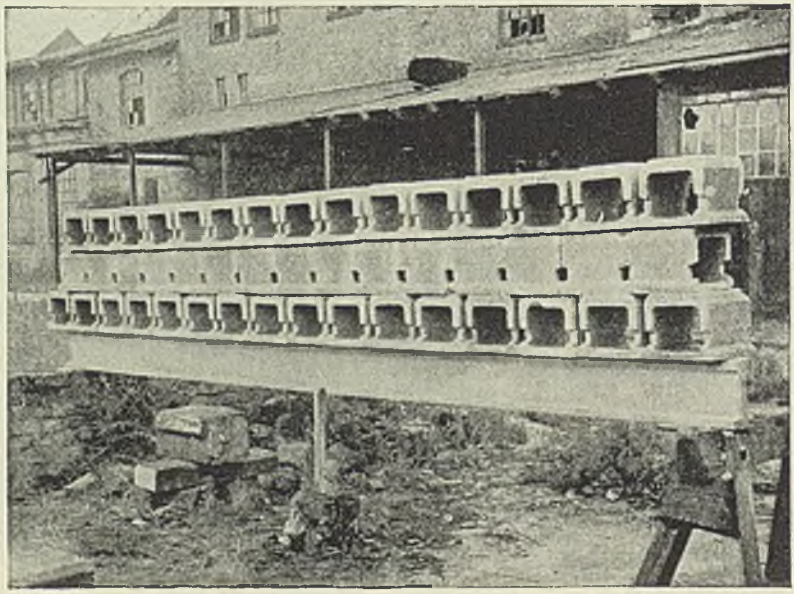


Abb. 48. Derselbe Träger bei der Belastung von Q = 750 kg durch aufgebrachte Betonsteine.
Die Eisenspannung beträgt hier etwa 12 000 kg/cm²

Abb. 49. Derselbe Träger bei Ueberbelastung

Abb. 50. Der gleiche Träger bei einer weiteren Ueberbelastung

Abb. 51. Derselbe Träger bei noch erhöhter Ueberbelastung

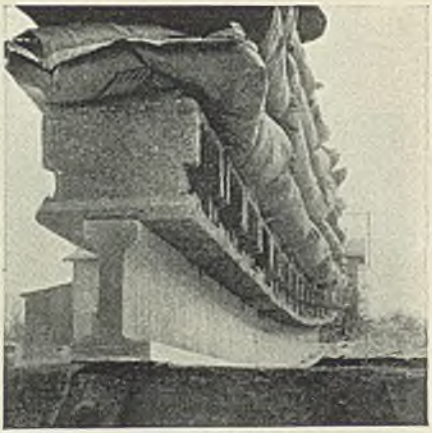


Abb. 52. Der gleiche Träger unter einer Belastung Q = 1850 kg. Die Eisenbeanspruchung errechnete sich hier auf etwa 26 000 kg/cm²

mals entlastet, um die bleibenden Formänderungen zu bestimmen. Sie betrug unmittelbar nach Belastung rd. 3 mm. Abb. 53 zeigt den Träger nach Entlastung. Die bleibende Durchbiegung war 3 mm.

Zweiter Belastungsversuch: Hierfür waren je zwei gleich lange Stahlsaitenbetonträger gleicher Abmessungen und Bewehrung in zwei 1,24 m breite Hohlsteindeckenstreifen einbetoniert worden. Die Träger zeigt Abb. 54, die beiden fertig verlegten Decken Abb. 55. Der gesamte Eisenaufwand für 1 m² Decke betrug 0,24 kg.

Bei der Belastung der beiden Träger durch das Eigengewicht der fertigen Hohlsteindecke, welches einschließlich eines 2 cm dicken Zementestrichs 1380 kg betrug, ist eine Durchbiegung von nur 1,5 mm gemessen worden (Abb. 56). Bei einer weiteren Auflast von insgesamt 1980 kg (Abb. 57) betrug die Durchbiegung in Deckenmitte 4 mm. Bei einer weiteren Auflast Q = 2580 kg sind 34 mm, bei Q

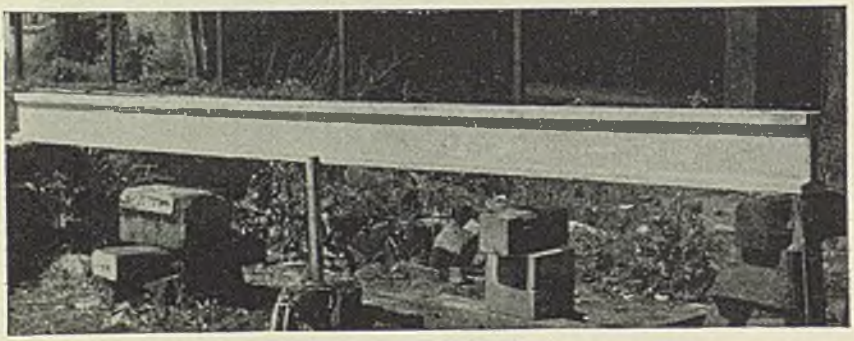


Abb. 53

= 3180 kg 59 mm und bei Q = 3580 kg 76 mm gemessen worden (Abb. 58). Kurz darauf bei Beginn einer weiteren Auflast bei 3700 kg trat der Bruch ein (Abb. 59). Da sich ein Auflager neigte, wurde ein Träger entlastet. Der Nachbarbalken erhielt daher eine größere Last. Die errechnete Eisenbeanspruchung der Stahlsaiten bei der Bruchbelastung war 28000 kg/cm².

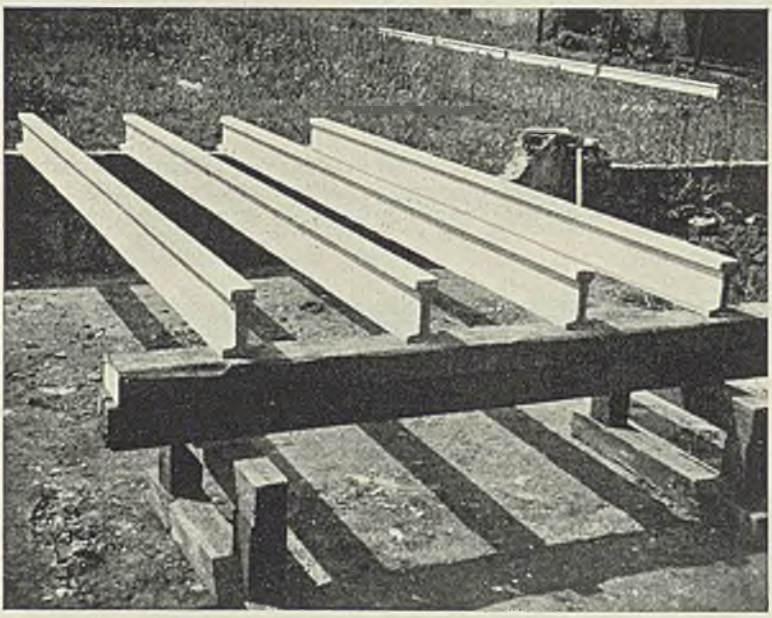


Abb. 54. Ansicht fertig verlegter Stahlsaiten-Betonträger für zwei Hohlsteindecken

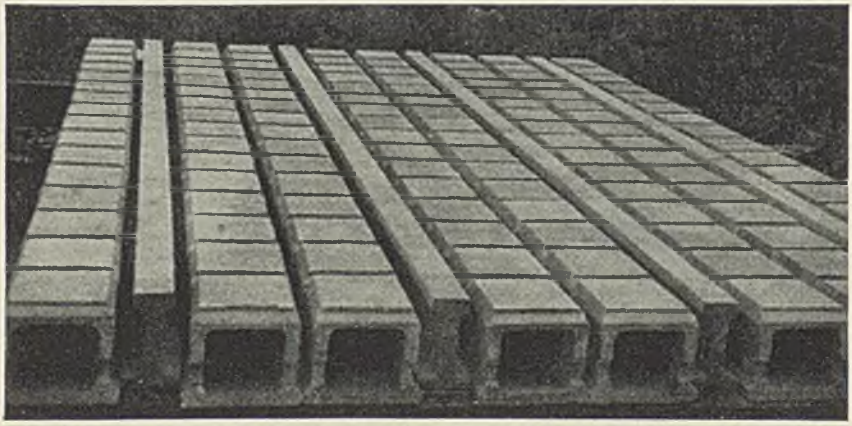


Abb. 55. Ansicht von zwei Hohlsteindeckenstreifen unter Verwendung von eisenarmen Stahlsaiten-Betonträgern

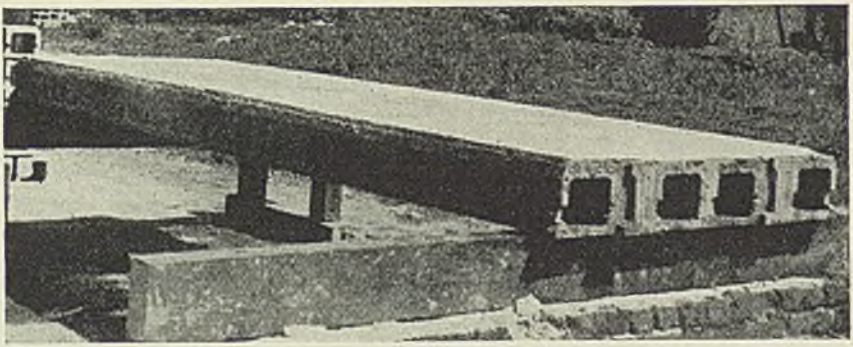


Abb. 56. Eine Hohlsteindecke unter Verwendung von 2 eisenarmen Stahlsaiten-Betonträgern vor dem Belastungsversuch. Die Gesamtbelastung Q ist in der Berechnung mit 1380 kg angenommen worden, die Spannweite b beträgt 3,67 m

Abb. 57. Dieselbe Hohlsteindecke unter der Lasteinwirkung von 375 kg/m², oder einer Gesamtlast von etwa 2000 kg. Die größte Eisenspannung errechnete sich zu etwa 13 000 kg/cm²

Abb. 58. Dieselbe Decke bei Ueberbelastung. Die Gesamtbelastung betrug 3580 kg

Dritter Belastungsversuch: Am 18. Juni 1937 fanden auf dem Bauhof, Abteilung Baustoffprüfung der Ingenieurabteilung der Baubehörde Hamburg, amtliche Prüfungen von weiteren vier Stahlsaitenbetonträgern von gleichen Abmessungen und Bewehrungen statt. Bei der Prüfung waren Herren von der Hamburger Baubehörde zugegen. Die Prüfungsergebnisse, die das gleiche Bild ergaben und mit denen die unter 1 und 2 genannten Belastungsversuche vollständig übereinstimmten, sind in einem besonderen Prüfungsbericht der Hamburger Baubehörde aufgeführt. Alle vier Träger haben das gleiche elastische Verhalten gezeigt. Die Durchbiegung bei der als zulässig angenommenen Eisenbeanspruchung von 12 000 kg/cm² wurde mit 2,9 mm gemessen.

Bei allen vier Trägern trat der erste feine Riß bei einer Belastung von Q = 750 kg ein, was einer Eisenbeanspruchung von etwa 13 000 kg/cm² entsprach. Der Bruch trat bei allen vier Trägern bei einer Gesamtbelastung von 1800 kg ein. Die Durchbiegungen schwankten zwischen 83 und 91 mm. Ueberall trat der Bruch plötzlich durch Zerreißen der Bewehrungsdrähte in Balkenmitte ein. Die anwesenden Herren waren von den Prüfungsergebnissen äußerst überrascht, insbesondere über das elastisch federnde Verhalten während der Entlastungsversuche. Die Bruchspannungen ermittelten sich im

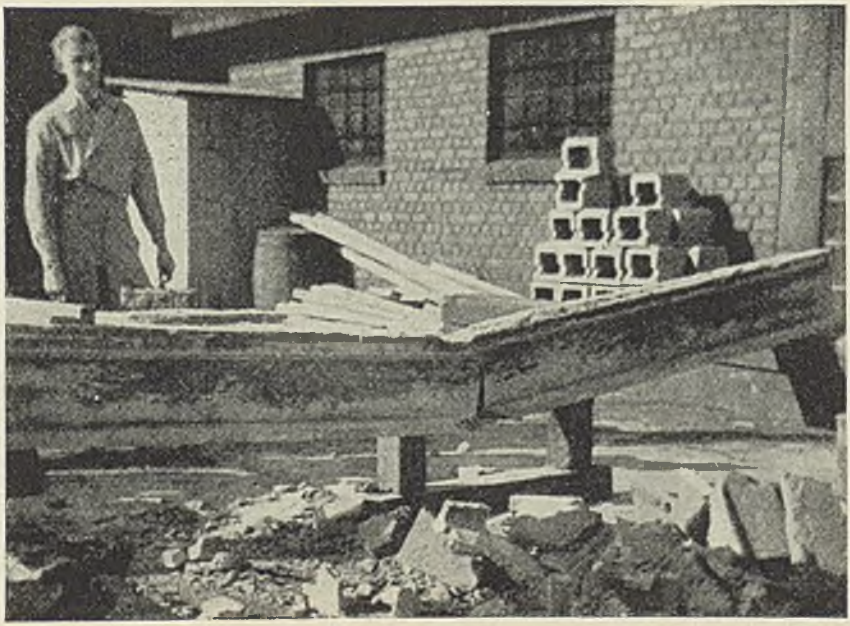


Abb. 59. Die gleiche Decke nach dem Bruch. Der Bruch ist bei einer Belastung von 3700 kg eingetreten und zwar in der Hauptsache durch Ueberwindung der Betondruckzone. Die Eisenbeanspruchung ermittelte sich zu etwa 27 000 kg/cm²

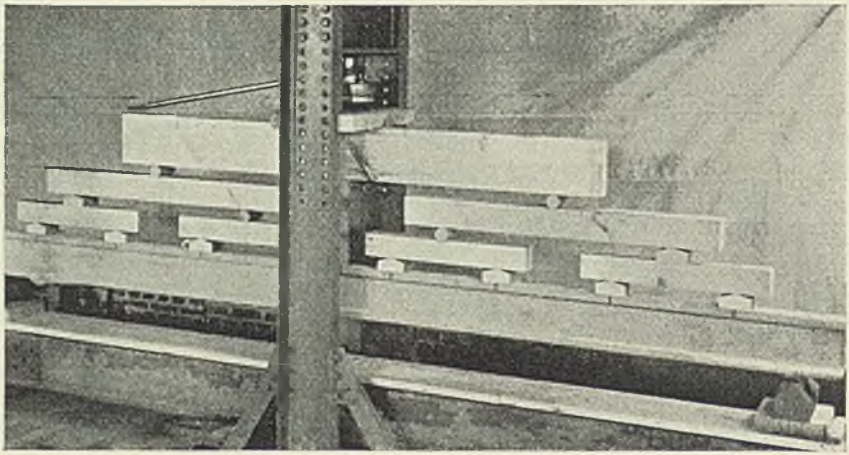


Abb. 60.
Versuchsanordnung unter der Oeldruckpresse

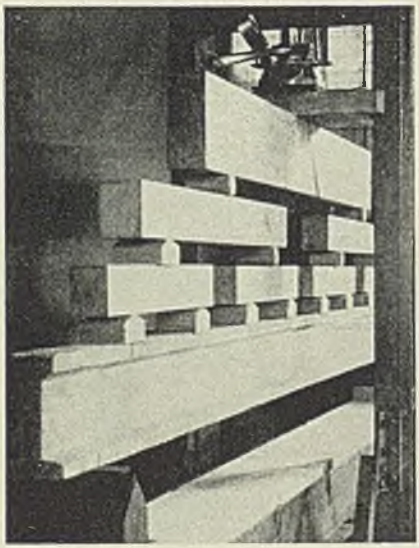


Abb. 61. Der Stahlsaiten-Betonträger unter der vollen, der statischen Berechnung zugrunde gelegten Belastung. Die Durchbiegung betrug 2,5 mm

Durchschnitt zu 300 kg/cm² Betondruckspannung und 26000 bis 27000 kg/cm² Eisenbeanspruchung. Nach den Versuchen sind einige Drähte aus den Betonträgern durch Aufstemmen des Betons herausgenommen und auf Zerreißfestigkeit geprüft worden. Dieselbe betrug 25500 kg/cm². Diese Versuche haben somit die Ausnutzung der Zerreißfestigkeit der feinen Stahldrähte in vollem Maße ergeben.

Abb. 60 zeigt einen der Träger in der Druckpresse vor der Prüfung. Die Abb. 61, 62 und 63a zeigen den Träger unter der Nutzlast bei Ueberbelastung und beim Bruch. Die Bruchbilder sämtlicher vier Balken und eines Balkens, der als Vorversuch diente, sind auf Abb. 63b ersichtlich.

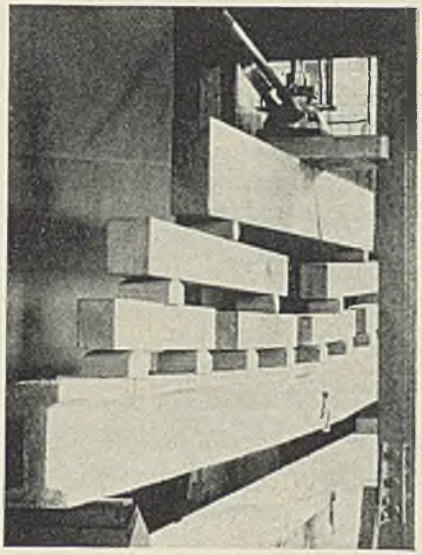


Abb. 62. Der Träger unter starker Ueberbelastung

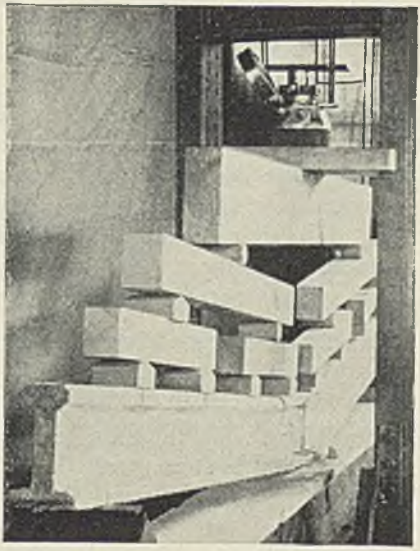


Abb. 63a. Bruchbild des Trägers

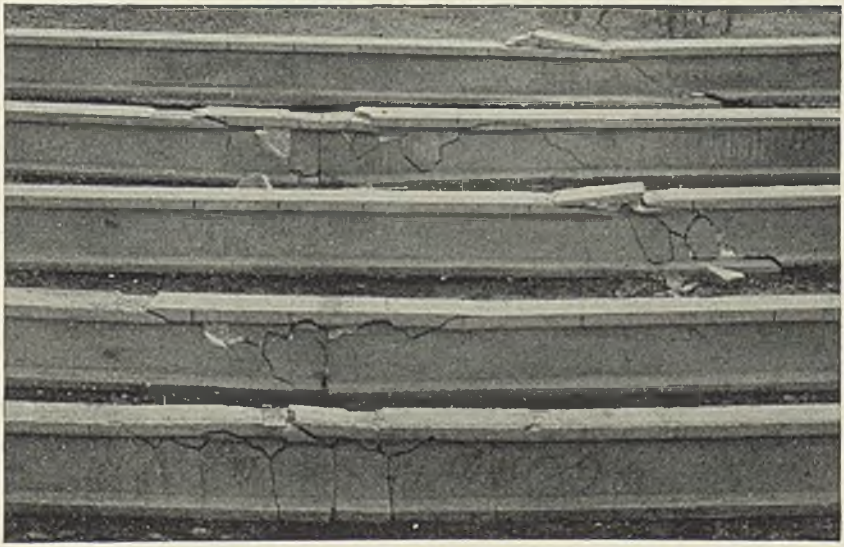


Abb. 63b

3. Haftspannungsversuche beim Staatlichen Materialprüfungsamt der Techn. Hochschule in Dresden, gemäß Prüfungszeugnis Nr. 37/23206

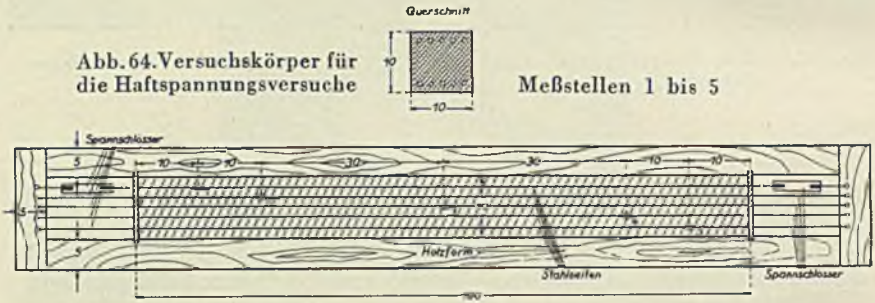
Bei dem Herstellungsverfahren von Stahlsaitenbetonträgern wird die Bewehrung, die aus Stahlsaiten besteht, vorgedehnt, wodurch Spannungen der Drähte von 12 000 bis 13 500 kg/cm² entstehen. Da die Drähte ohne jegliche Verankerung einbetoniert werden, muß die Haftfestigkeit der Drähte und der Reibungswiderstand im Beton so groß sein, daß sich dieselben vom Beton nicht lösen und hineinziehen können. Um diese Frage versuchstechnisch zu klären, wurden Versuche an kleineren Körpern vorgenommen.

Die Abmessungen dieser Körper waren (Abb. 64):

10×10 cm² Querschnitt und 100 cm Länge.

Diese Körper waren oben und unten mit je 5 Stahlsaiten bewehrt. Jede der Stahlsaiten wurde in 2 Spannschlössern festgehalten, die auf

Abb. 64. Versuchskörper für die Haftspannungsversuche



der Schalung befestigt waren. Mit Hilfe dieser Spannschlösser wurden die Drähte vorgedehnt. Gemessen sollte werden, um wieviel sich der Draht im Innern des erhärteten Betons zusammenzieht, wenn die

Tafel 12.

Haftspannungsversuche.

Reihe	Nr.	Drahtdurchmesser mm	Anzahl der Drähte	Fläche cm²	Vorspannung σ_{ev} kg/cm²	Vorspannkraft P_v kg
1 H	1	1	5	0,039	15 000	585
	2	1	5	0,039		
	3	1	5	0,039		
2 H	4	1,6	5	0,100	15 000	1 500

Spannschlösser nachgelassen werden. Dazu waren 5 Meßstellen je Balken vorgesehen. Tafel 12 gibt eine Uebersicht über diese Versuche.

Es war vereinbart worden, daß für diese Versuche kurze Versuchskörper verwendet werden sollten, da sich bei kurzen Versuchskörpern die Haftfestigkeit am ungünstigsten auswirkt. Die Haftlänge ist bei den verwendeten Balken von 1,00 m Länge 50 cm, weil der Draht das Bestreben hat, sich von beiden Seiten in den Beton hineinzuziehen.

Die Versuchskörper wurden am 7. Dezember 1937 hergestellt. Bei der Herstellung der Balken wurde in folgender Weise vorgegangen:

Zunächst wurde in einem Eisenrahmen ein Draht von 1 mm Durchmesser auf eine Stützweite von 1,00 m frei gespannt. Auf diesem Draht wurde je 5 cm vom Auflager entfernt eine Meßmarke angebracht. Auf diese Meßmarke wurde je ein Meßmikroskop eingestellt. Die Anfangsablesung wurde im spannungslosen Zustand ausgeführt. Nun wurde der Draht so vorgespannt, daß die Längenänderung des Stahldrahtes innerhalb der beiden Marken 6,43 mm betrug. Für diese Längenänderung ist die zugehörige Stahlspannung

$$\sigma_{ev} = \frac{6{,}43 \cdot 2100000}{90} = 15000 \text{ kg/cm}^2$$

Die Drähte für die Balken 1 bis 3 wurden in einem Rahmen so vorgespannt, daß die Tonhöhe der zum Schwingen gebrachten Drähte gleich der Tonhöhe des zum Schwingen gebrachten, auf 15 000 kg/cm² vorgespannten Drahtes war. Der Umweg über die Tonhöhe als Vergleichsmaßstab mußte deshalb gewählt werden, weil eine unmittelbare Messung der Längenänderung der Drähte nicht möglich war. Der Draht ist zu dünn und zu hart, um eine einwandfreie Befestigung der Tensometer zu gewährleisten.

Im Alter von 48 Stunden wurden die Balken entspannt. Die Balken wurden vor die Meßschiene gebracht und ein Meßmikroskop auf eine Marke im Beton, das zweite Meßmikroskop auf eine Marke im Stahl eingestellt.

Die erste Ablesung wurde vor dem Entspannen gemacht, die zweite Ablesung nach dem Entspannen. Aus der Differenz der Ablesungen kann man erkennen, um wieviel sich der Stahl gegenüber dem Beton verschoben hat.

Bei sämtlichen Meßstellen war die Differenz der Ablesungen Null.

In der gleichen Weise wurde der Versuch bei dem Balken, bewehrt mit 1,6 mm dickem Draht, ausgeführt. Das Ergebnis des Versuches war gleich dem bei dem ersten Balken. Diese Haftspannungsversuche bestätigen die Richtigkeit der in Abschnitt B, Ziffer 6 aufgestellten Berechnungsmethode. Die erste Meßstrecke bei den Versuchen war 10 cm von den freien Trägerenden entfernt angeordnet. An dieser Stelle wurde eine Verschiebung des Stahldrahtes gegenüber dem Beton trotz genauester Beobachtung und Feineinstellung der Meßinstrumente, womit man $^1/_{1000}$ mm ablesen kann, nicht festgestellt. Die Dicke der Versuchsdrähte betrug 1,0 und 1,6 mm.

Diese Versuche zeigten einwandfrei, daß die Bedenken, die gegen die einfache Ausbildung der Drahtenden bestehen, unbegründet sind. Man hat bisher im Eisenbetonbau stets den Grundsatz vertreten, daß eine Verankerung durch Endhaken erforderlich ist. Für Stadium II ist dies auch richtig. Bei Stadium I ist jedoch die ganze Zugseite bei der Kräfteübertragung beteiligt, so daß die auftretenden Haftspannungen klein sind.

4. Statische Versuche an Stahlsaiten-Betonträgern mit verschiedener Vorspannung der Bewehrungsdrähte

Um den Einfluß einer verschieden hohen Vorspannung bei Trägern mit vorgespannten Bewehrungsdrähten feststellen zu können, sind beim Materialprüfungsamt Dresden 8 Versuche an Stahlsaitenbetonträgern vorgenommen worden (Prüfungsbericht Nr. 37/23 206).

Diese Versuchsträger sollten gleichzeitig den Nachweis für die Richtigkeit der abgeleiteten Gleichungen und aufgestellten Berechnungen erbringen. An dieser Stelle soll die 1. Versuchsreihe mit acht Stahlsaitenbetonträgern besprochen werden, die bei gleicher Bemessung verschieden hohe Vorspannungen erhielten, um den Einfluß der Vorspannung festzustellen.

a) Herstellung der Träger

Auf einem rd. 10 m langen Stahlträger wurde an beiden Seiten zunächst ein Widerlager befestigt. Die Stahlsaiten auf der Zugseite wurden zwischen diese Widerlager eingezogen und mit einem Spannschloß vorgespannt. Zwischen dem Spannschloß und den Drähten wurde ein Kraftmesser (Federwaage) eingeschaltet, um die Vorspannkraft genau messen zu können. Die obere Bewehrung wurde auf rd. 1000 kg/cm² vorgespannt. Auf einer Bahn wurden gleichzeitig zwei Balken von 4,30 m Länge hergestellt. Zwischen den beiden Balken wurden eiserne Trennscheiben eingebaut. Die Abb. 65, 66 und 67 zeigen die Einzelheiten der Trägerherstellung. Die Würfelfestigkeit des mit Tonerdezement hergestellten Betons betrug im Mittel

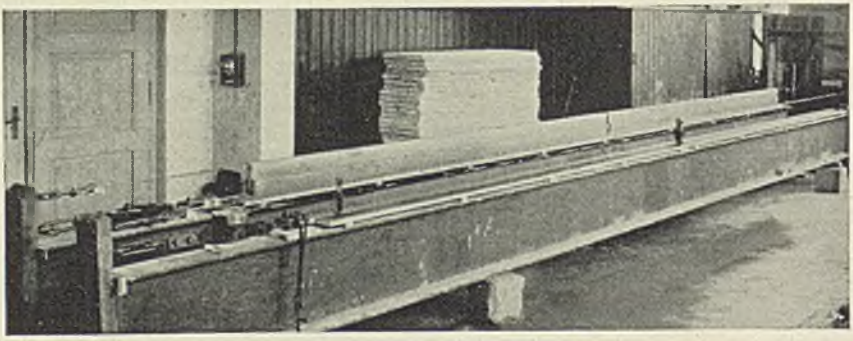


Abb. 65. Spannvorrichtung

700 kg/cm² im Alter von 3 Tagen. Die Betonzusammensetzung war folgende: 500 kg Tonerdezement, 0,60 m³ Kiessand 0 bis 4 mm Körnung und 0,65 m³ Granitsplitt 1 bis 3 mm Körnung.

b) Prüfung der Träger

Im Alter von 3 bis 4 Tagen wurden die Bewehrungsdrähte zwischen Spannvorrichtung und Betonbalken durchschnitten und die Balken ohne weitere Behandlung auf den Prüfstand gebracht.

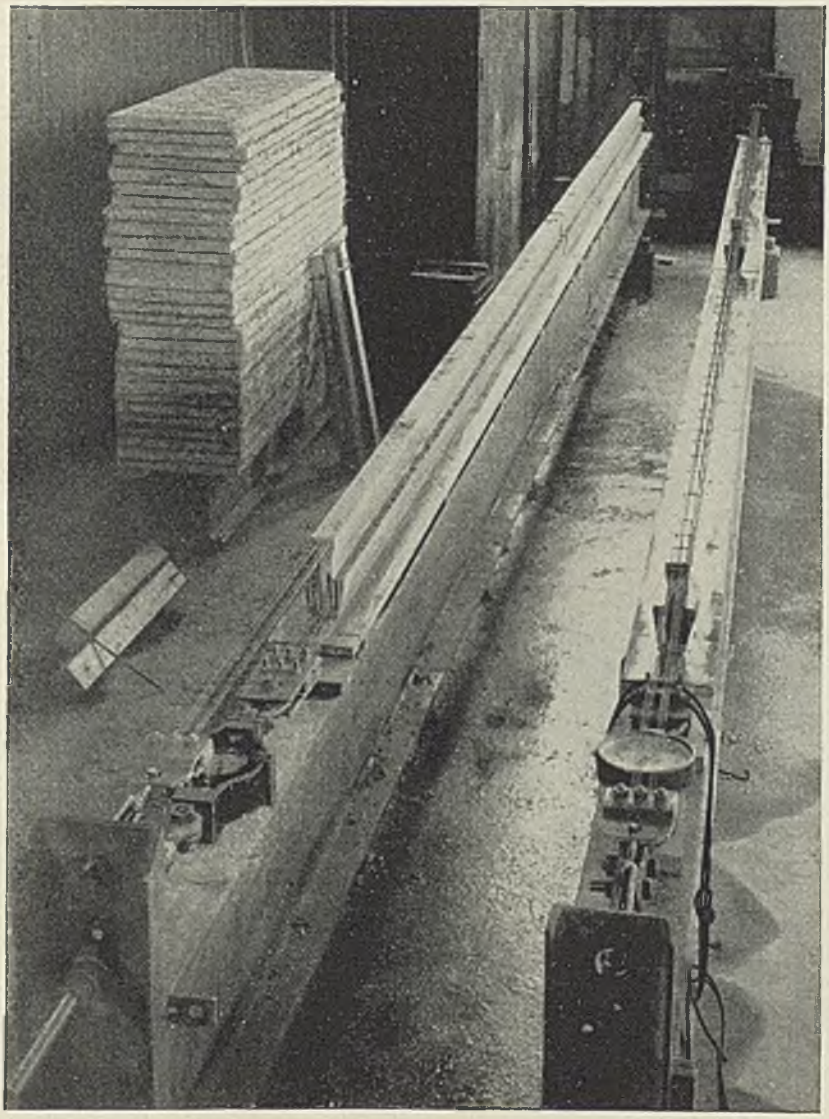


Abb. 66. Spannvorrichtung. Links im Bild: Balken ausgeschalt
Rechts im Bild: Gespannte Saiten (ohne Schalung)

Die Stützweite der Balken war 4,00 m, die Gesamtlänge der Balken 4,30 m. Der Querschnitt der Balken ist in Tafel 4 berechnet. Je zwei Balken wurden gleichzeitig geprüft. Die Balken wurden gleichmäßig verteilt belastet. Der Druck wurde stufenweise gesteigert. Zur Lastaufbringung wurden Wasserdruckpressen verwendet. Bei der Prüfung wurde festgestellt:

1. die Bruchlast,
2. der Einfluß der Vorspannkraft auf Durchbiegung und Rißlast.

Die Durchbiegung wurde mittels Durchbiegeuhren in Balkenmitte und in den Viertelpunkten gemessen. Die Meßgenauigkeit war $^1/_{100}$ mm. Vor dem Belastungsbeginn wurden die frei vorstehenden Enden der Stahldrähte auf $^1/_{10}$ mm genau gemessen, um ein etwaiges Hineinziehen der Drähte beim Belastungsversuch feststellen zu können. Abb. 68 und 69 zeigen die Prüf- und Meßeinrichtung. Diejenige Laststufe, bei der die ersten Risse sichtbar waren, ist später besonders angegeben. Bei den Balken der Reihe 1 bis 3 war im wesentlichen die Zerstörung des Betons in der Druckzone die Bruchursache. Bei Balken Nr. 7 waren die Bewehrungsdrähte auf der Zugseite gerissen. Da die Balken einzeln zu schmal waren, um den Aufbau aufzunehmen, wurden gleichzeitig stets zwei Balken geprüft. Bei Reihe 2 und 4 war nur ein Balken gebrochen. Im Augenblick des Bruches des einen Balkens wichen die Nachbarbalken 3 bzw. 8 seitlich aus. Die nachträglich gemessene bleibende Durchbiegung war etwa 1 bis 1,5 cm. Bis zur Bruchlast zeigten diese Balken die gleichen Formänderungen und Rißerscheinungen wie die Nachbarbalken. Bei keinem der Balken konnte ein Hineinziehen der am Auflager hervorstehenden Drähte festgestellt werden.

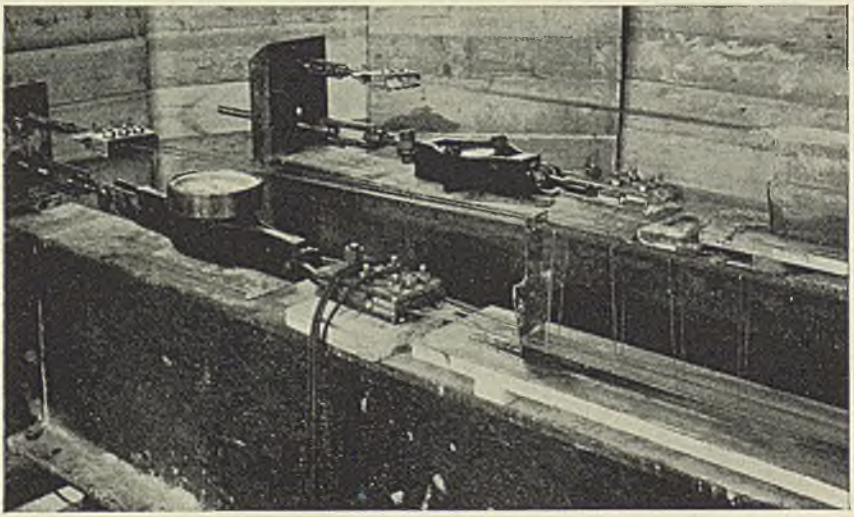


Abb. 67. Einzelheit der Spannvorrichtung

Tafel 13 gibt eine Uebersicht über die Biegungsversuche. Abb. 70 zeigt die Balken der Reihe 1 bei einer Belastung bis unmittelbar vor dem Bruch. Die Träger wurden nach dieser Belastung wiederum entlastet. Die Durchbiegung war nur 1,5 bis 2 mm. Hieraus erkennt man das elastische Verhalten dieser Träger. Die Abb. 71 und 72 sind Bruchbilder dieser Balken. In Abb. 73 a und b sind die Bruchbilder der 8 Balken dargestellt. Die Durchbiegungslinien sind bereits in Abb. 16 gezeigt worden.

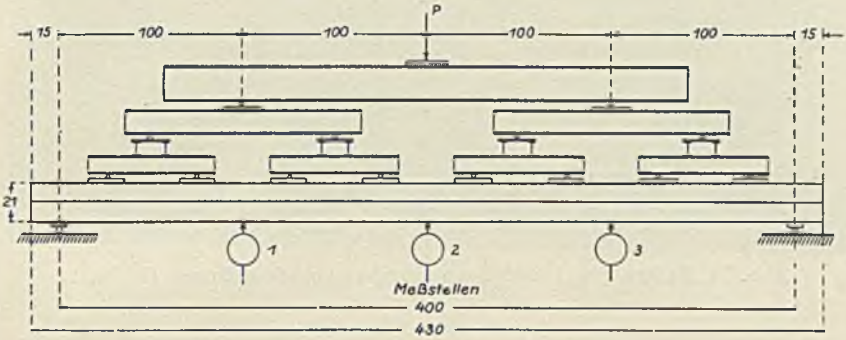


Abb. 68. Meßeinrichtung

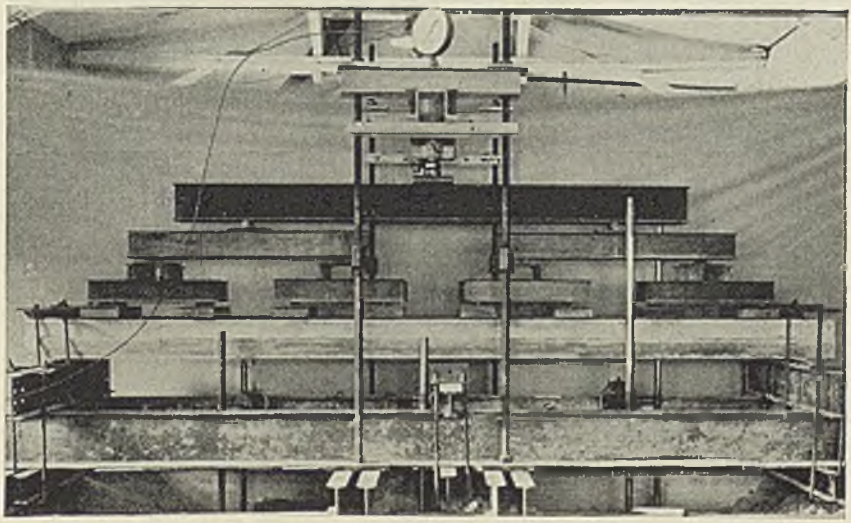


Abb. 69. Prüfungseinrichtung. Balken 1 und 2

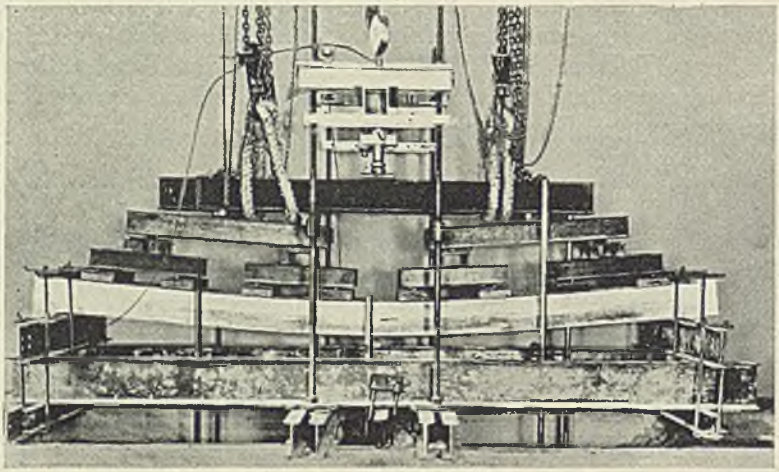


Abb. 70. Balken Nr. 1 und 2 unmittelbar vor dem Bruch (Reihe 1)

Abb. 71. Bruchbilder der Balken Nr. 1 und 2

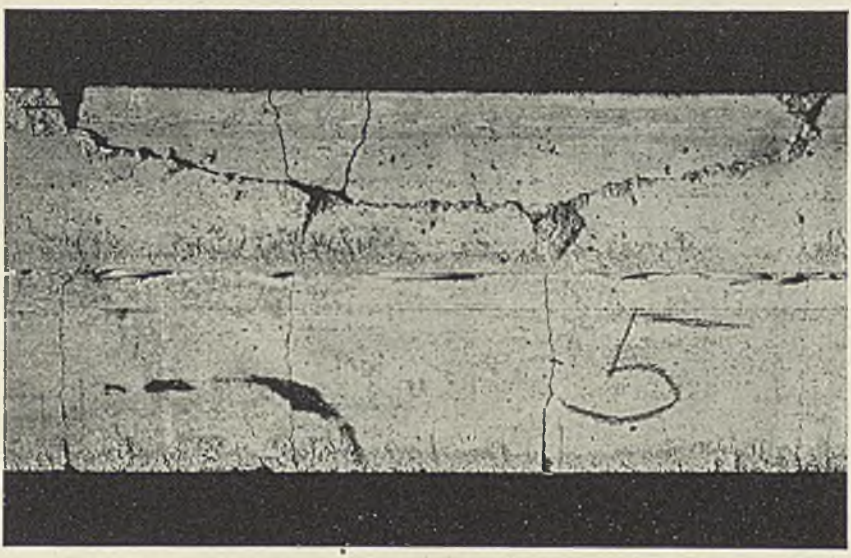


Abb. 72. Bruchbild des Balkens Nr. 4 (Reihe 2)

a

b

Abb. 73 a und 73 b. Bruchbilder der Balken Nr. 1 bis 8 (Reihe 1 bis 4)

Tafel 13

Reihe Nr.	Balken Nr.	Bewehrung F_{co} cm²	Bewehrung F_{cu} cm²	Stützweite m	Vorspannung obere σ_{cvo} Bewehrung kg/cm²	Vorspannung untere σ_{cvu} Bewehrung kg/cm²	Vorspannkraft obere P_{vo} Bewehrung kg	Vorspannkraft untere P_{vu} Bewehrung kg	Last bei Auftreten des ersten sichtbaren Risses für 2 Balken kg	Bruchlast für 2 Balken kg	Durchbiegung in Balkenmitte bei Auftreten des ersten sichtbaren Risses mm	Durchbiegung in Balkenmitte bei der Bruchlast mm
1	1	6⌀1,75 0,144	12⌀1,75 0,288	4,00	1000	1 000	144	288	1366	5043	5,56	110
	2										6,41	110
2	3					4 000		1150	1888	5018	9,30	105
	4								1802		7,46	105
3	5					8 000		2300	2488	4991	16,41	103
	6										15,90	103
4	7					12 000		3450	3109	5258	12,25	92
	8								2934		10,24	92

c) Auswertung der Versuchsergebnisse

Die statischen Werte der Träger sind bereits in der Tafel 4 ermittelt.

Beanspruchung nach Entspannen der Drähte

Bei den Versuchen ergab sich als zutreffender Wert für n die Zahl 7. Diese Zahl wurde nach dem in Abschnitt B, 5 angegebenen Verfahren aus den Durchbiegungen ermittelt. Um die Versuchsergebnisse auszuwerten, wird daher n = 7 angenommen. Alle Versuchsträger wurden nach 3 Tagen geprüft. Irgendwelche Spannungsabfälle für Schwinden und Kriechen des Betons sind nicht berücksichtigt worden.

Die Spannungen nach dem Entspannen im Stahl und Beton ergeben sich aus den bekannten Gleichungen (vgl. Abschnitt B, 3 und 8). Sie sind in Tafel 14 zusammengestellt.

Die Randspannungen ergeben sich am einfachsten durch Zeichnung der Spannungsbilder (Abb. 74). In Tafel 15 sind die Spannungen nach Ueberlagerungen angegeben.

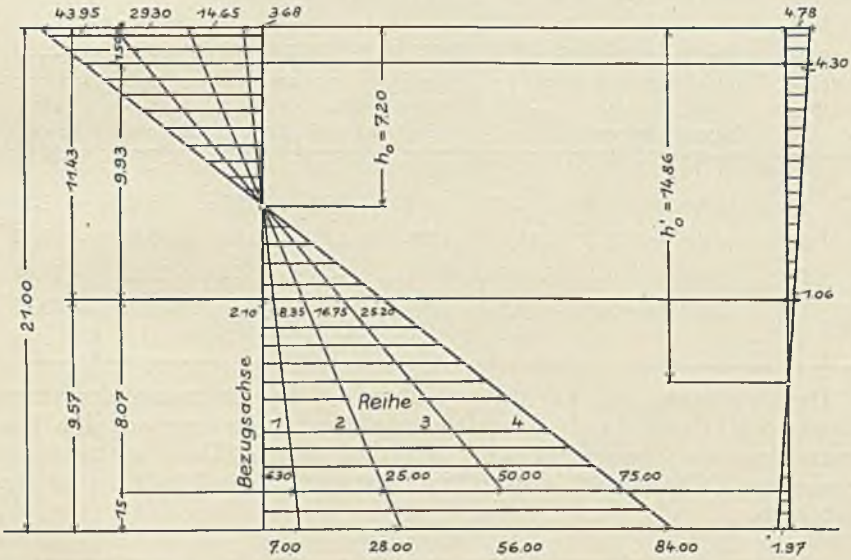


Abb. 74. Spannungen, wenn die untere Bewehrung allein wirkt

Spannungen, wenn die obere Bewehrung allein wirkt

Der Spannungszustand unmittelbar vor Auftreten der Risse

Die Lasten, bei denen die ersten Risse sichtbar waren, sind in Tafel 13 angegeben. Hierbei ist zu beachten, daß gleichzeitig zwei Balken geprüft wurden.

Tafel 14 **Spannungen nach dem Entspannen**

Versuchsreihe	Untere Bewehrung $F_e = 0{,}288\ cm^2$				Obere Bewehrung $F_e' = 0{,}144\ cm^2$			
	Vorspannung σ_{ev} kg/cm²	Spannung nach Entspannen $\overline{\sigma_{ev}}$ kg/cm²	Betonspannung $_h\sigma_{bv}$ kg/cm²	Betonspannung im Schwerpunkt $_s\sigma_{bv}$ kg/cm²	Vorspannung σ_{ev} kg/cm²	Spannung nach Entspannen $\overline{\sigma_{ev}}$ kg/cm²	Betonspannung $_h'\sigma_{bv}$ kg/cm²	Betonspannung im Schwerpunkt $_s\sigma_{ev}$ kg/cm²
1	1000	956	6,30	2,10	1000	970	4,30	1,06
2	4000	3825	25,00	8,35				
3	8000	7650	50,00	16,75				
4	12000	11480	75,00	25,20				

Tafel 15 **Ueberlagerung der Randspannungen**

Versuchsträger Nr.	Randspannung für untere Bewehrung allein			Randspannung für obere Bewehrung allein			Ueberlagerung der Spannungen	
	σ_{ev} kg/cm²	$_d\sigma_{bv}$ kg/cm²	$_o\sigma_{bv}$ kg/cm²	σ_{ev} kg/cm²	$_o\sigma_{bv}$ kg/cm²	$_d\sigma_{bv}$ kg/cm²	$_d\sigma_b$ kg/cm²	$_o\sigma_b$ kg/cm²
1	1000	+ 7,0	− 3,68	1000	+ 4,78	− 1,97	+ 5,03	+ 1,10
2	4000	+ 28,0	− 14,65	1000	+ 4,78	− 1,97	+ 26,03	− 9,87
3	8000	+ 56,0	− 29,30	1000	+ 4,78	− 1,97	+ 54,03	− 24,52
4	12000	+ 84,0	− 43,95	1000	+ 4,78	− 1,97	+ 82,03	− 39,17

Die Spannung $_d\sigma_{bR}$ am unteren Rande d bei Auftreten des ersten Risses ergibt sich durch Ueberlagerung der Spannungen aus den Vorspannungsrandspannungen und der bei der Rißlast auftretenden Spannung. Die danach ermittelten Spannungen sind in Tafel 19 eingetragen.

Tafel 16

Reihe Nr.	σ_{ev} kg/cm²	M_R kg/cm	Spannungen am unteren Rand $_d\sigma_{bR}$ kg/cm²
1	1 000	34 150	68
2	4 000	46 100	72
3	8 000	62 200	78
4	12 000	75 550	80

Man erhält aus Tafel 16 die Zugfestigkeit des Betons $_d\sigma_{bR}$ im Mittel zu 74 kg/cm². Sie ist für die verschiedenen Vorspannungen annähernd gleich groß. Der geringe Anstieg ist wohl auf die Plastizität zurückzuführen.

In Abb. 75 ist die Rißlast in Abhängigkeit von der Vorspannung aufgetragen. Man erhält einen linearen Anstieg der Rißlast mit Erhöhung der Vorspannung.

Die Bruchlasten sind in Abb. 16 eingetragen. Sie sind von der Höhe der Vorspannung unabhängig. Die Vorspannung beeinflußt daher nur die Rißlast und nicht die Bruchlast. Bis zur Rißlast sind die Träger elastisch. Die Dehnungs-Durchbiegungs-Linie ist eine Gerade.

5. Statische Versuche an Stahlsaiten-Betonträgern zur Bestimmung des Einflusses des Alters der Träger auf Bruch- und Rißlast

Im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden werden zur Zeit Versuche an Stahlsaitenbetonträgern ausgeführt, die den Einfluß des Alters der Träger auf die Bruch- und Rißlast angeben sollen. Ueber die bisherigen Ergebnisse der Versuche, die sich auf das Alter bis zu einem Jahr erstrecken, wird nachfolgend berichtet.

a) Herstellung der Träger und Uebersicht über den Versuchsplan

Die Träger, die geprüft werden, sind in Hamburg hergestellt worden. Die Träger wurden fabrikmäßig angefertigt. Ueber die Herstellung ist in Abschnitt C ausführlich berichtet.

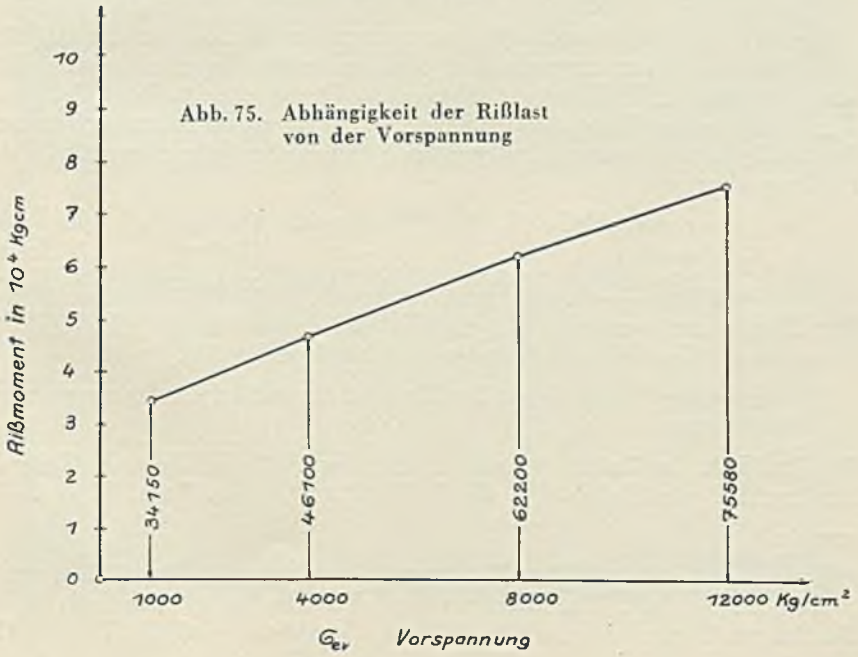


Abb. 75. Abhängigkeit der Rißlast von der Vorspannung

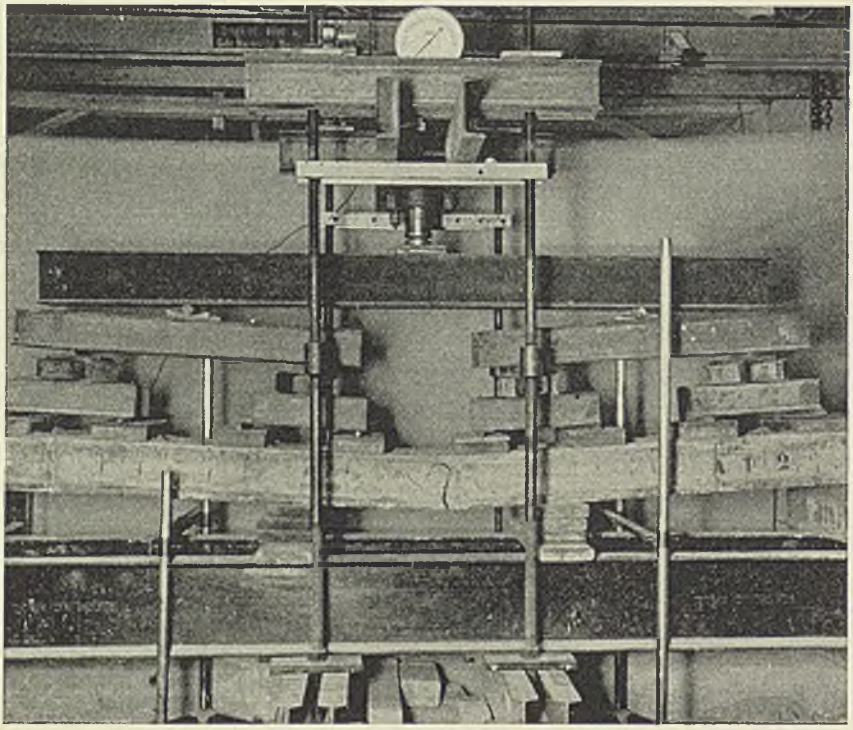


Abb. 76a

Die Träger wurden nach der Entspannung und nachdem die Drähte zwischen den Trennungsscheiben durchschnitten worden waren, in das Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden gebracht. Bei der Verfrachtung der Träger von Hamburg nach Dresden haben sich keine Beschädigungen ergeben. In Dresden werden die Träger geprüft. Das Prüfungsalter ist:

α) für den ersten Teil:	7 Tage		δ) für den vierten Teil	90 Tage
β) „ „ zweiten „	28 „		ε) „ „ fünften „	½ Jahr
γ) „ „ dritten „	45 „		φ) „ „ sechsten „	1 Jahr.

Der Zweck der Versuche ist, den Einfluß des Alters auf die Rißlast anzugeben. Gewählt wurden vier verschiedene Profile.

Die statischen Werte dieser Profile und die zulässigen Momente und Querkräfte sind

für Profil A: in Tafel 9 Zeile 1	für Profil C: in Tafel 10 Zeile 3
für Profil B: in Tafel 9 Zeile 3	für Profil D: in Tafel 11 Zeile 4

ermittelt.

Ueber das Ergebnis der bisherigen Versuche gibt Tafel 17 (nach S. 112) Aufschluß. Das Ergebnis der Versuche ist in Abschnitt B, 4 bereits ausführlich behandelt worden. Manchmal wird die Frage auf-

geworfen, wie groß die Durchbiegung der Stahlsaitenbetonbalken sei. Hierzu ist zu sagen, daß unter der Nutzlast die Durchbiegung Null oder sehr nahe an Null liegt, da durch die Verspannung eine geringe Krümmung nach oben eintritt.

Um sich ein Bild über die Durchbiegeerscheinungen zu machen, seien die nachfolgenden Bilder angeführt.

Um die Durchbiegung bis nahe zum Bruch zu verfolgen, wurde bei Balken 11 der Reihe A (Tafel 17, nach S. 112) ein Maßstab angebracht und bei einzelnen Laststufen Lichtbildaufnahmen gemacht.

Die Abb. 76 d zeigt den Balken unter dem Eigengewicht und der Auflast von 861 kg. Die folgende Abbildung 76e zeigt den Balken unter

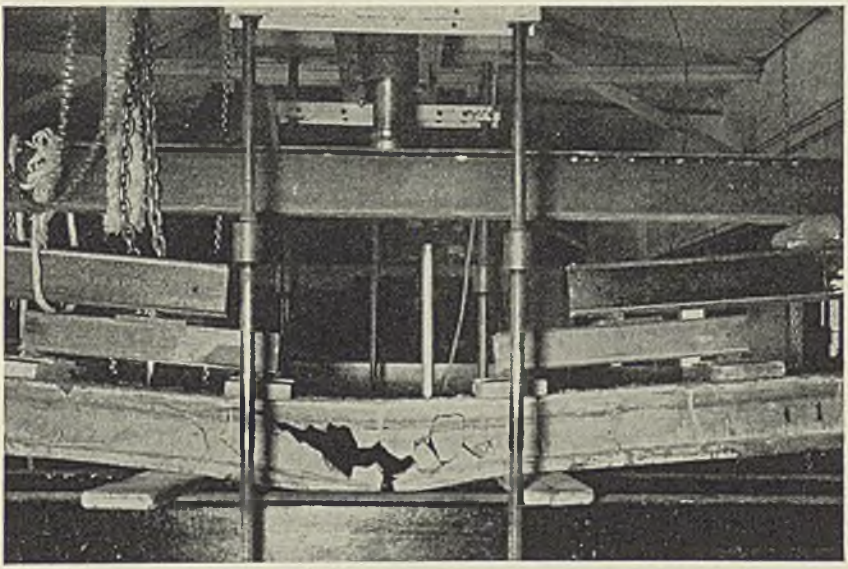


Abb. 76 b

Abb. 76 c

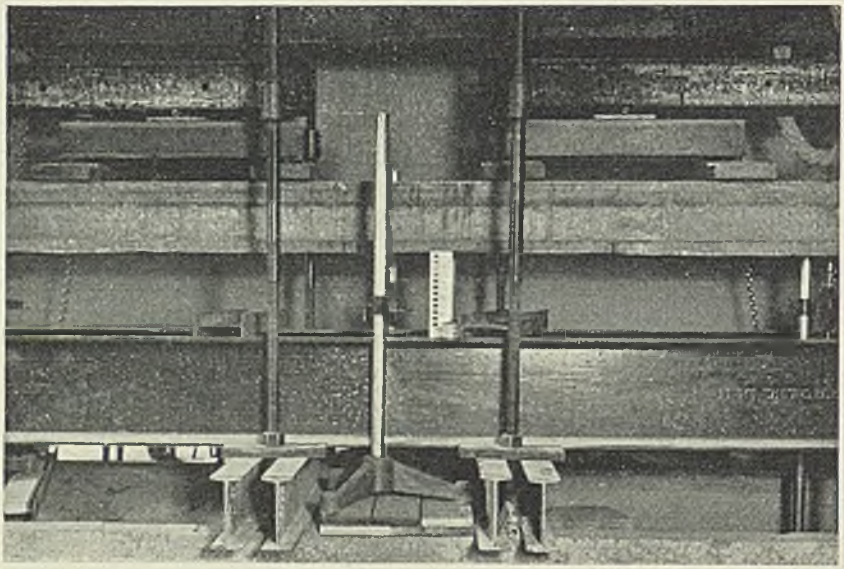


Abb. 76 d

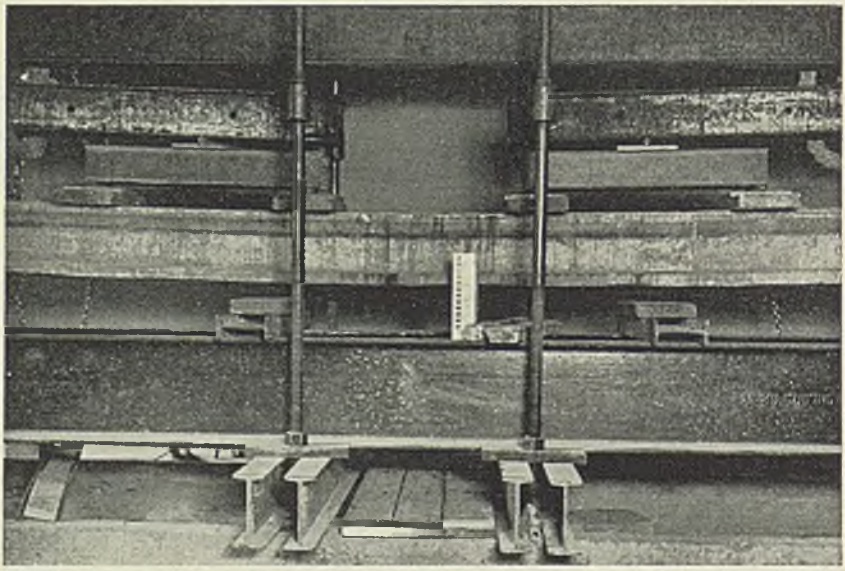
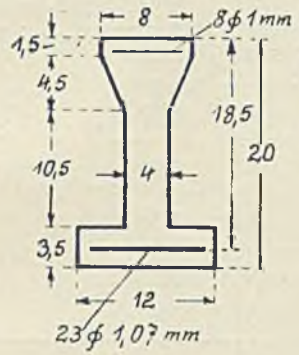
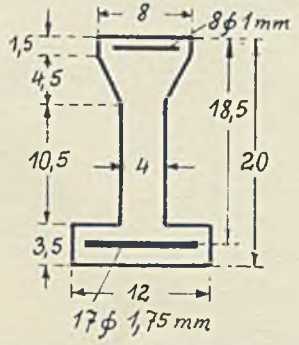


Abb. 76 e

Tafel 17

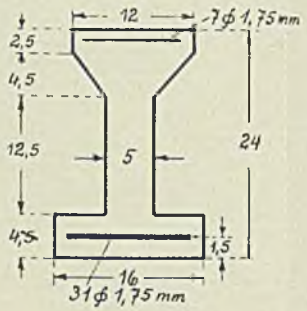
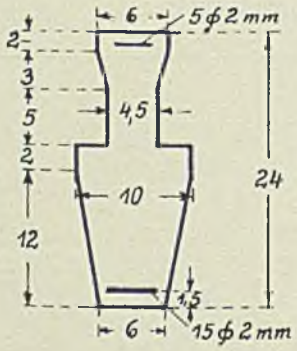
Ergebnis der Versuche mit Stahlsaitenbetonträgern

Bezeichnung	Querschnitt	Balken Nr.	geprüft: am	geprüft: im Alter von Tagen	Stützweite l m	Gesamtlänge L m	Würfelfestigkeit Alter Tage	Würfelfestigkeit kg/cm²	hergestellt am:	Rißlast P_R kg	Rißmoment M_R kgm	Durchbiegung δ_R beim 1. Riß mm · 10²	Bruchlast P_B kg	Bruchmoment M_B kgm	Anmerkung
A		1	11. 2. 38	26	3,50	4,20	26	730	16. 1. 38	2505	550	512	4631	1013	Riß- und Bruchlast für je 2 Balken
		2								2505	550	450	4631	1013	
		3	14. 2. 38	29						2500	549	464	4845	1052	
		4								2368	510	424	4845	1052	
		5	22. 2. 38	37	3,70		37	808		2372	550	707	4411	1020	
		6								2372	550	668	4411	1020	
		7	22. 2. 38	37						2312	535	455	4507	1043	
		8								2312	535	506	4507	1043	
		9	10. 3. 38	53			—	—		2637	609	715	3968	920	
		10								2373	550	498	3968	920	
		11	11. 3 38	54			—	—		2109	490	432	— [1]	— [1]	
		12								2109	490	412	3968	920	
		13	16. 4. 38	90			90	830		1962	455	516	3818	883	
		14								1962	455	479	3818	883	
		15	16. 4. 38	90						1798	416	460	4043	935	
		16								1798	416	460	— [1]	— [1]	
		17	14. 7. 38	179			—	—		2114	489	550	3898	920	
		18								2114	489	634	3898	920	
		19	15. 7. 38	180			—	—		1637	455	357	— [1]	— [1]	
		20								2112	489	510	3634	841	
		21	16. 1. 39	360			366	876		2243	569	715	3820	885	
		22								2243	569	672	— [1]	— [1]	
		23								2243	569	665	3885	892	
		24								2243	569	572	— [1]	— [1]	
B		1	25. 2. 38	30	4,50	4,90	31	769	26. 1. 38	3283	920	1168	6191	1745	Riß- und Bruchlast für je 2 Balken
		2								3283	920	1185	6191	1745	
		3	26. 2. 38	31						3608	1015	1214	6213	1750	
		4								3608	1015	1247	6213	1750	
		5	26. 4. 38	90			90	695		3838	1080	1440	5956	1675	
		6								3838	1080	1503	5956	1675	
		7	26. 4. 38	90						3843	1084	1436	— [1]	— [1]	
		8								3843	1084	1378	6006	1690	
		9	26. 1. 39	360			365	912		3123	880	1202	5348	1500	
		10								3271	920	1201	— [1]	— [1]	
		11								2979	838	851	6259	1760	
		12								3275	920	1259	— [1]	— [1]	

[1]) Nachbarbalken gebrochen

TECHNIKA

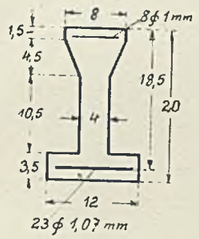
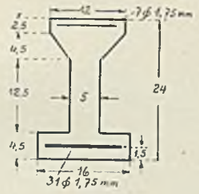
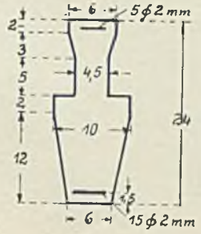
Fortsetzung von Tafel 17

Bezeichnung	Querschnitt	Balken Nr.	geprüft am	geprüft im Alter von Tagen	Stützweite l m	Gesamtlänge L m	Würfelfestigkeit Alter Tage	Würfelfestigkeit kg/cm²	hergestellt am:	Rißlast P_R kg	Rißmoment M_R kgm	Durchbiegung δ_R beim 1. Riß mm · 10²	Bruchlast P_B kg	Bruchmoment P_B kgm	Anmerkung
C		1	15. 2. 38	15	6,00	6,80	—	—	31. 1. 38	2460	1850	1832	5460	4090	Riß- und Bruchlast für je 1 Balken
		2								2860	2140	2583	5156	3860	
		3	1. 3. 38	29			28	848		2612	1960	1902	5030	3780	
		4	2. 3. 38	30						2475	1860	1537	5250	3940	
		5	15. 3. 38	43			—	—		2989	2242	1802	5754	4320	
		6								2989	2242	2538	5723	4300	
		7	2. 5. 38	91			90	875		2599	1940	1985	5083	3810	
		8								2332	1748	1874	4788	3585	
		9	3. 8. 38	184			—	—		2389	1793	1955	5043	3780	
		10								2520	1895	2090	4603	3460	
		11	28. 1. 39	360		6,50	365	763		2521	1890	1741	5146	3860	
		12								2653	1990	1707	4116	3087	
D		1	16. 2. 38	19	4,80	5,30	14	558	28. 1. 38	3810	1145	1578	— [1])	— [1])	Riß- und Bruchlast für je 2 Balken
		2								3810	1145	1570	6907	2080	
		3	16. 2. 38	19						3623	1100	1267	— [1])	— [1])	
		4								3798	1135	1384	6940	2090	
		5	2. 3. 38	33			28	738		3243	970	1252	7401	2225	
		6								3943	1180	1485	— [1])	— [1])	
		7	3. 3. 38	34						3944	1180	1480	— [1])	— [1])	
		8								3770	1130	1433	7358	2200	
		9	28. 4. 38	90			90	858		3775	1135	1190	6961	2085	
		10								4475	1340	1080	6961	2085	
		11	28. 4. 38	90						4298	1290	1416	— [1])	— [1])	
		12								3948	1680	1296	6513	1965	

[1]) Nachbarbalken gebrochen

Tafel 18

Ermittlung der Sicherheitsgrade

Profil Nr.	Querschnitt	F_e cm²	F_b cm²	s cm	h cm	e = h − s cm	${}_sJ_b$ (Trägheitsmoment um den Schwerpunkt) cm⁴	${}_hJ_b$ (Trägheitsmoment um die Eisenachse) cm⁴	$\mathfrak{F}_b = F_b \cdot \frac{{}_sJ_b}{{}_hJ_b}$ cm²	$\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$	$n \cdot \frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$ (n = 10)	$1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}$	$\frac{\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}{1 + n\frac{F_e}{\mathfrak{F}_b}}$	$\overline{\sigma_{ev}}$ (σ_{ev} = 12 000 kg/cm²)	${}_h\sigma_{bv}$ kg/cm²	$F_e \cdot \sigma_{ev}$ kg	${}_s\sigma_{bv}$ kg/cm²	M_{zul} kgm	${}_o\sigma_b$ ($\leqq \sigma_{bzul}$) kg/cm²	Bruchmoment beim Versuch M_B kgm	Moment bei Auftreten des ersten Risses M_R kgm	$\nu_B = \frac{M_B}{M_{zul}}$	$\nu_R = \frac{M_R}{M_{zul}}$
A		23 ⌀ 1,00 = 0,182	123	10,90	18,5	7,60	5544	12 644	54	0,00338	0,0338	1,0338	0,00328	11 600	39,2	2110	17,2	295	42	1032	541	3,50	1,83
B		23 ⌀ 1,50 = 0,405							54	0,00750	0,0750	1,0750	0,00699	11 150	84,0	4520	36,7	615	89,0	1748	968	2,85	1,56
C		31 ⌀ 1,75 = 0,748	203	12,90	22,5	9,60	13 083	31 783	83,5	0,00897	0,0897	1,0897	0,00825	11 020	99,0	8250	40,6	1350	95,3	3918	1953	2,85	1,44
D		15 ⌀ 2,00 = 0,472	166	12,85	22,5	9,65	7038	22 538	51,9	0,00907	0,0907	1,0907	0,00832	11 000	100,0	5200	31,3	730	73	2150	1125	2,95	1,54

POLITECHNIKA SLA... BIBLIOTEKA

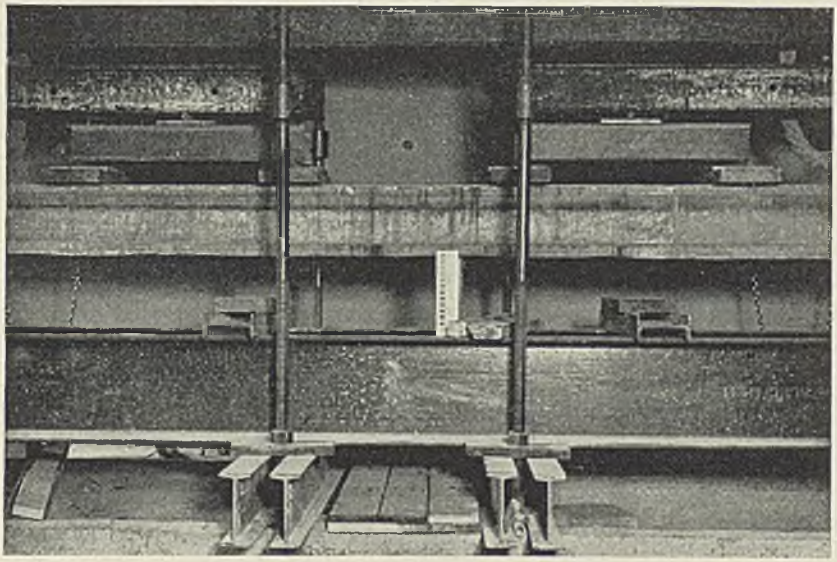


Abb. 76f

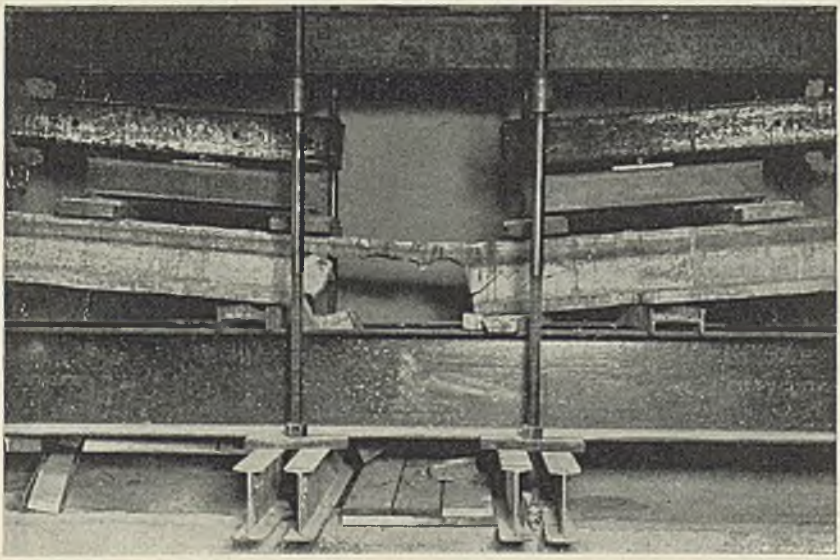


Abb. 76g

der Last von 4311 kg, also unter einer Last, die nahe bei der Bruchlast liegt. Im Balken, der nun weit über die Nutzlast beansprucht wurde, waren Risse aufgetreten. Die Abbildung zeigt die große Durchbiegung unter dieser Last. Nachdem diese Last aufgebracht worden war, wurde der Balken entlastet, die Durchbiegung ging dabei auf wenige Millimeter zurück, wie Abb. 76f zeigt. Die Belastung, bei der das Bild aufgenommen wurde, betrug 1059 kg. Nach der Entlastung wurde der Druck wiederum gesteigert. Die Abb. 76g zeigt den Balken nach dem Bruch.

Mehrmals wurde die Frage gestellt, wie sich denn die Stahlsaitenbetonbalken bei dem Versand verhalten würden. Diese Frage kann nun in folgender Weise beantwortet werden. Die in Dresden geprüften Balken, mit Ausnahme der Balken, über die in Prüfung Nr. 37/23 206 berichtet ist, wurden in Hamburg hergestellt. Von Hamburg wurden die Träger mittels Bahn nach Dresden und von Dresden mittels Lastwagen und Fuhrwerk in das Dresdner Amt gebracht. Teilweise waren die Träger einige Meter überstehend, teilweise auch liegend befördert worden. Ein nachteiliger Einfluß ist nicht bemerkt worden.

Die Versuche sollen nun dazu verwendet werden, um den Sicherheitsgrad für Erreichen der Riß- und Bruchlast zu bestimmen. In Tafel 18 sind die Rechnungswerte M_{zul} den beim Versuch auftretenden Werten gegenübergestellt.

Der Sicherheitsgrad gegen Bruch ist nach Tafel 18 (vor S. 113):

$$\gamma_B = \frac{3{,}50 + 2{,}85 + 2{,}85 + 2{,}95}{4} = \frac{12{,}15}{4} = 3{,}04,$$

also dreifache Sicherheit. Der Sicherheitsgrad gegen Erreichen der Rißlast ist:

$$\gamma_R = \frac{1{,}83 + 1{,}56 + 1{,}44 + 1{,}54}{4} = \frac{6{,}37}{4} = 1{,}59,$$

also 1,5fache Sicherheit.

Die Abb. 76a, 76b, 76c zeigen einige Balken nach dem Bruch.

6. Versuche über die Dauerbeanspruchung des Drahtes

Man hat es im Stahlsaitenbetonbau mit einem Stahlmaterial zu tun, das rd. die zehnfache Zugfestigkeit vom bisher verwendeten St. 37 hat. Nun war die Frage aufgetaucht, ob dieses Material unter einer dauernden Last nicht etwa fließt. (Nachspannen eines Klaviers als Vergleich.)

Um diese Frage zu beantworten, wurde im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden folgender Versuch ausgeführt:

Man hat, wie Abb. 77 zeigt, mehrere Drähte auf zwei Schneiden gelegt. Die Drähte waren an einem Ende befestigt und am anderen Ende belastet. Der erste Draht wurde mit einer Beanspruchung von 30% von der Bruchlast des Drahtes belastet, der zweite Draht wurde mit 40% belastet usw. Nun wurde durch mehrere Monate hindurch der Draht beobachtet, um eine etwaige Längenänderung festzustellen.

Das Ergebnis war, daß bis zu 85% von σ_B der Draht zur Ruhe gekommen ist. Somit ist die Streckgrenze bei 85 % von σ_B. Eine besondere Versuchsanordnung zur Feststellung der Streckgrenze mußte auch geschaffen werden. Als Streckgrenze ist jene Spannung angenommen, bei der die bleibende Dehnung 0,2% der ursprünglichen Meßlänge beträgt.

7. Schwellbiegeversuche an Stahlsaitenbetonbalken

Im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden werden zur Zeit Schwellbiegeversuche an Balken ausgeführt. Die Balken sind ebenfalls in Hamburg hergestellt worden. Sie haben das Profil N 20,1 und N 20,3.

Die Stützweite der Balken ist 1,16 m. Diese Stützweite mußte für diese Versuche so gewählt werden, um den vorhandenen Losenhausen-Pulsator auszunutzen. Gleichzeitig ergab sich außer der Biegungs-

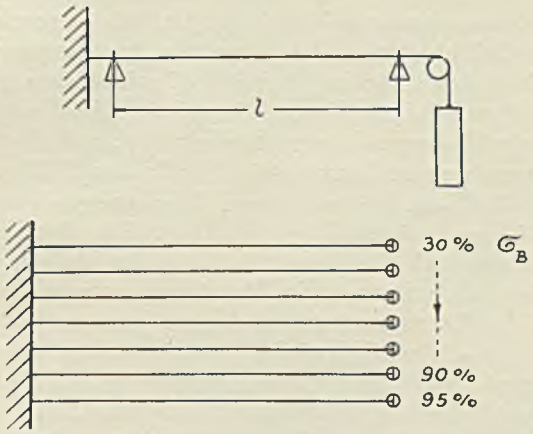


Abb. 77

beanspruchung auch noch eine große Querkraft, so daß die Prüfung sehr streng war. Die Träger wurden durch Abstemmen aus den 5 m langen Trägern erhalten. Damit ist auch der Nachweis erbracht, daß das Zerschneiden der Träger durchaus möglich ist.

Die erste Aufgabe war, die Frage zu klären, ob diese Balken eine schwingende Last bei 2 Millionen Lastwechsel tragen können. Die obere Last war gleich der Nutzlast. Die untere Last war 1000 kg. Das Ergebnis war, daß alle Versuchsbalken die 2 Millionen Lastwechsel ertragen haben. Abb. 78a zeigt die Lastanordnung für diese Träger. Abb. 78b zeigt den Pulsator.

Für weitere Balken wird nun eine Belastung über der Nutzlast aufgebracht. Diese Versuche werden gegenwärtig noch ausgeführt. In Abb. 79a bis 79d sind die Spannungsbilder für einen Versuch an-

gegeben. In Abb. 79a ist das Spannungsbild des Trägers nach dem Entspannen angegeben. In Abb. 79b ist das Bild unter der Nutzlast gezeigt. Die Last wurde jedoch höher gewählt, so daß bereits 12 kg/cm² Zugspannungen auftraten (Abb. 79d). Die untere Last war 1000 kg. Das Spannungsbild war Abb. 79c. Auch diese Last wurde bei 2 Millionen Lastwechsel einwandfrei getragen. Nachträglich wurde der Träger statisch bis zum Bruch belastet. Die Bruchlast war 6550 kg. Daraus errechnet sich das Bruchmoment zu 1280 kgm. Man hat daher auch nach dieser Beanspruchung durch die Schwellbelastung eine statische Belastung festgestellt, die noch zweifache Sicherheit gibt.

Nach dem günstigen Ausfall dieser Versuche wurde durch neue Versuchsreihen die Wöhlerlinie für zwei Arten von Stahlsaitenbetonträgern festgestellt. Es wurde dabei untersucht, wie hoch bei schwellender Biegebeanspruchung, die in den Balken durch ein fortgesetzt zwischen einem gegebenen unteren Grenzwert M_u und einem oberen Grenzwert M_o schwingenden Biegemoment erzeugt wird, das Biegemoment M_o gesteigert werden kann, damit gerade noch 2 Millionen Lastspiele ohne Dauerbruch ertragen werden können.

Die Versuchsanordnung, wie sie in Abb. 78b angegeben ist, wurde grundsätzlich beibehalten. Das Ergebnis der Versuche ist in den Abb. 80a, 80b und 80c für das Profil N 20 mit starker und schwacher Bewehrung dargestellt. Das Moment, das durch die Last hervorgerufen wird, die zweimillionenmal unter Zurückgehen auf die Grundlast von 1000 kg ertragen werden konnte, war für Balken N 20a: 390 kgm, für Balken N20c: 720 kgm. Die zulässigen Momente nach unserer Berechnung sind 295 kgm und 615 kgm (Tafel 9). Die Nutzlast ist also um 20 bis 30% kleiner als die Dauerfestigkeit der Balken, wobei jedoch die ganze Last als schwingende Belastung aufgebracht wurde. Im Bauwerk ist die Beanspruchung viel günstiger, weil nur ein kleiner Teil der Nutzlast als veränderliche Last angesehen werden kann und der überwiegende Teil der Nutzlast ruhend ist. Außerdem war die Stützweite der Balken sehr klein. Daraus folgt, daß nicht nur das Moment, sondern auch die Querkraft schon sehr groß ist. Wir haben also den ungünstigsten Fall der Belastung überhaupt für

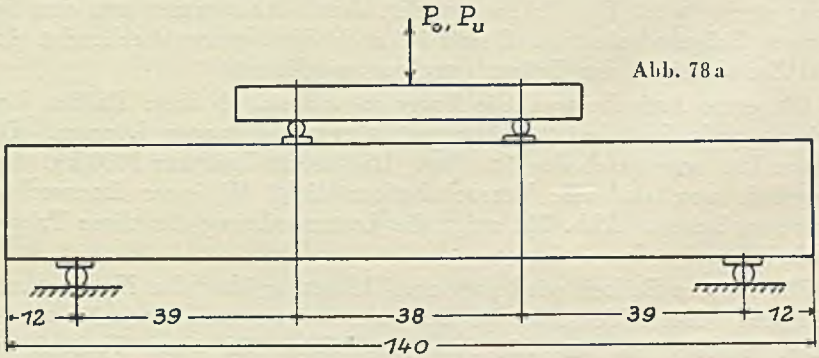


Abb. 78a

die Balken. Für das Profil N 20a wurde für die ersten Versuche eine Einzellast in Balkenmitte angenommen und erst für eine zweite Versuchsreihe wurden zwei Einzellasten angenommen. In Abb. 81a, b, c sind die Bruchbilder der Balken für die Reihe N 20a dargestellt. Abb. 82 zeigt die Bruchbilder der Reihe N 20c. Die Schwingungszahl bei den Versuchen war 600 je Minute für die beiden letzten Reihen, und 900 je Minute für die erste Reihe.

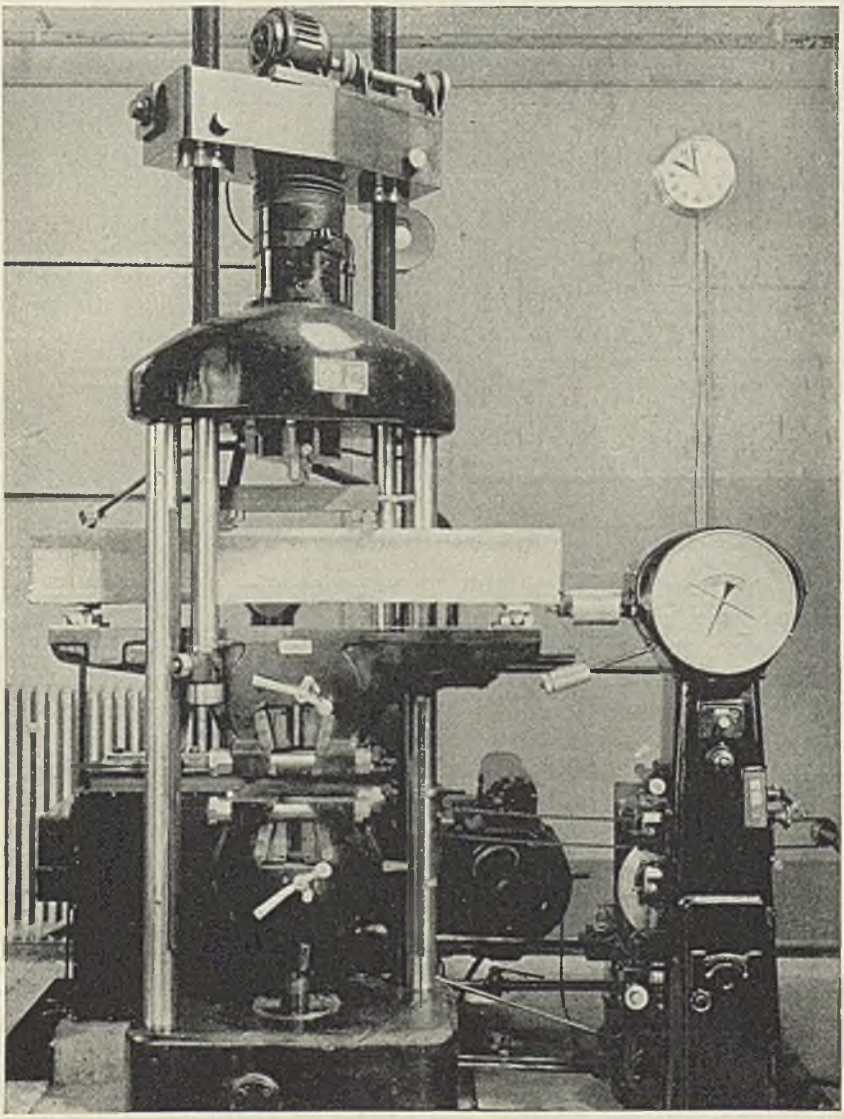


Abb. 78b. Prüfungseinrichtung für Schwellbiegeversuche

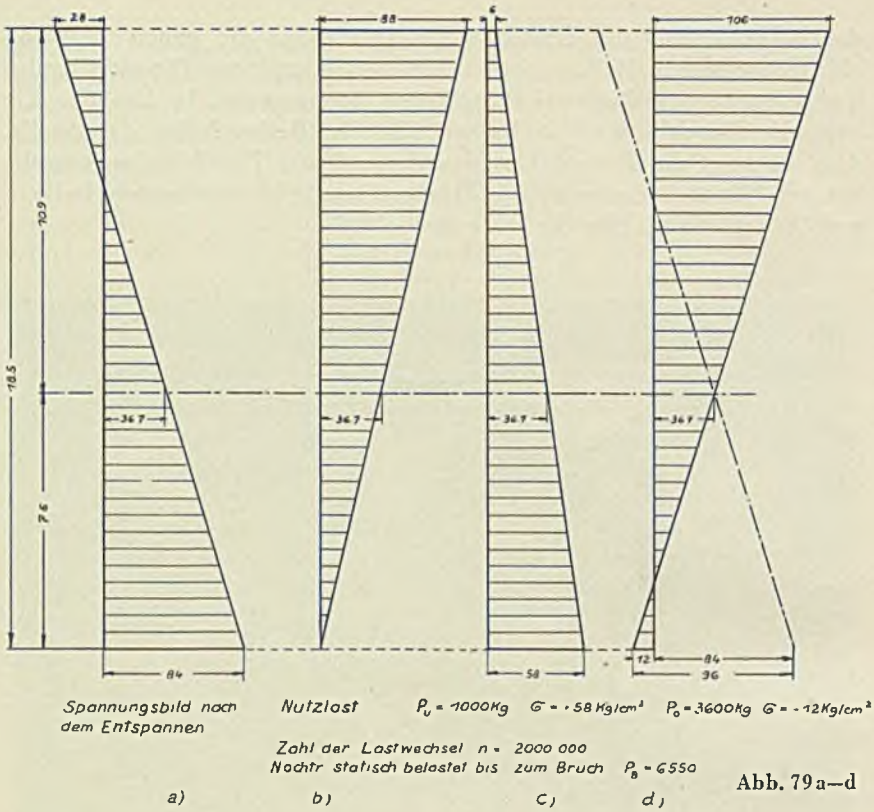


Abb. 79a—d

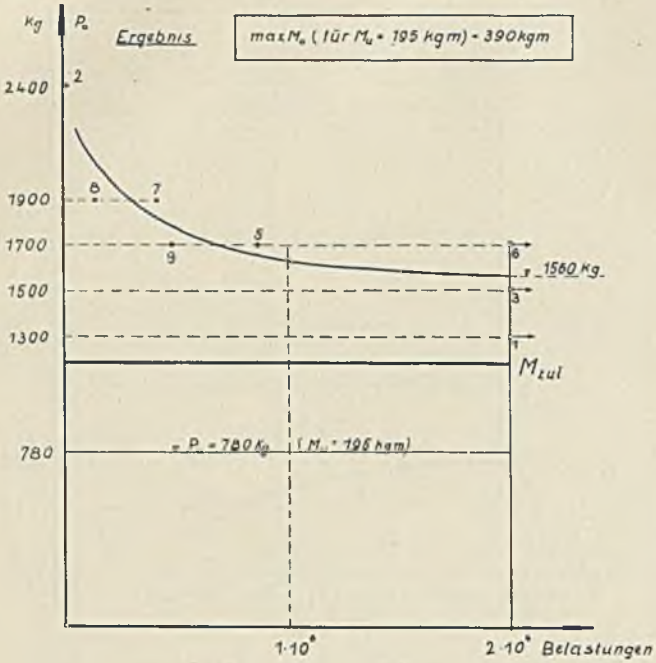
Aus den Bruchbildern in Abb. 82 ist zu ersehen, daß, wie auch zu erwarten war, einige Balken nicht durch Erreichen der Biegefestigkeit, sondern durch Erreichen der Schubfestigkeit zu Bruch gingen. Die Neigung der Risse entspricht der Senkrechten zur Hauptzugspannungsrichtung in der Nähe des Auflagers. Ein Beweis dafür, daß der Riß durch Ueberwindung der Hauptzugfestigkeit erfolgt. Die übrigen Balken sind durch Erreichen der Zugfestigkeit der Drähte zu Bruch gegangen. Wenn die Last zweimillionenmal ertragen worden war und sich kein Bruch ergeben hatte, wurden die Träger nachträglich statisch bis zum Bruch belastet. Die Bruchlasten P_b sind in den auf den Abb. 80a, b, c angegebenen Tafeln enthalten.

Außerdem ist die Lastanordnung für jede Reihe angegeben.

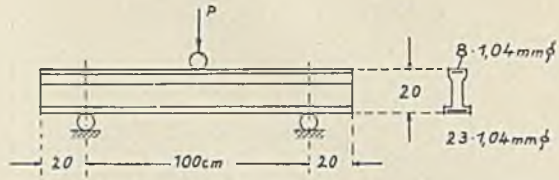
Eine genaue Auswertung der Dresdner Dauerversuche kann erst erfolgen, wenn die gesamten Versuchsergebnisse vorliegen.

Der Sicherheitsgrad bei Dauerbeanspruchung ist anders zu werten als nur bei ruhender Belastung, weil hierbei auch der zeitliche Ablauf der Beanspruchung eine besondere Rolle spielt. Die Versuche zeigen uns jedoch, daß die zulässige Belastung weit unter der Dauerfestigkeit liegt.

1. Gruppe: Typ A (N 20a)



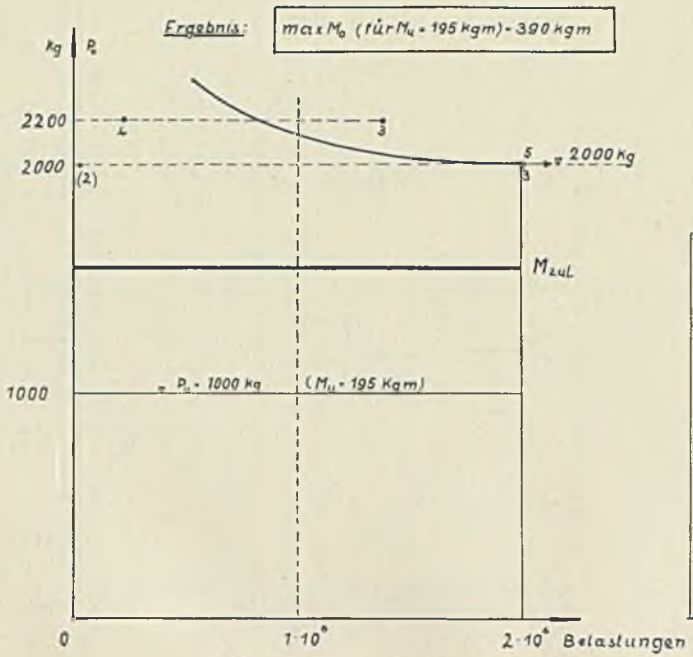
Lastanordnung

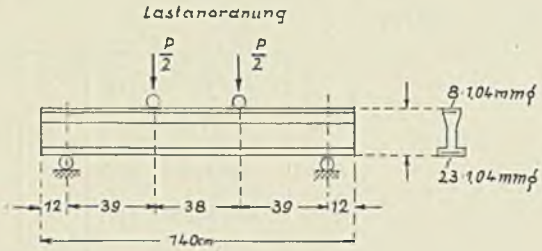


Balken Nr.	P_u kg	P_a kg	N bei Versuchsende (n = 900/min)	P_B kg
1	780	1300	2 260 000	4720
2	"	2400	9 000	—
3	"	1500	2 000 000	4730
4	(")	(1900)	—	3600
5	"	1700	870 000	—
6	"	1700	2 000 000	4400
7	"	1900	408 000	(2450)
8	"	1900	135 000	—
9	"	1700	475 000	—

Abb. 80a

2. Gruppe Typ A (M 20a)



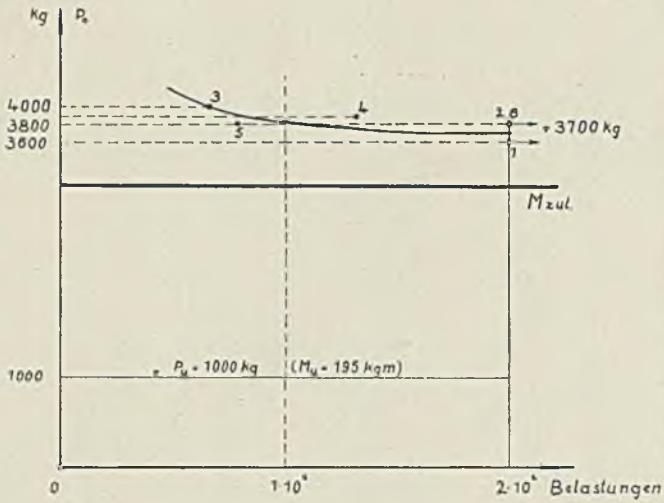


Balken Nr.	P_u kg	P_0 kg	N bei Versuchsende (n = 600/min)	P_b Kg
1	–	–	–	4860
2	1000	2000	17 000	–
3	"	2000	2 000 000	–
4	"	2200	1 363 000	–
5	"	2200	214 000	(2450)
6	"	2000	2 360 000	3770

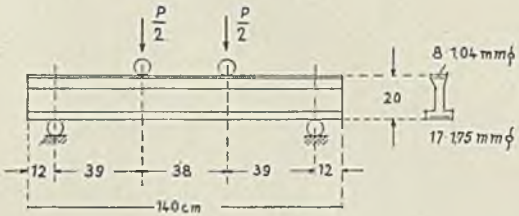
Abb. 80b

3. Gruppe Typ B (M20c)

Ergebnis: max M_u (für M_u = 195 kgm) = 72.0 kgm



Lastanordnung



Balken Nr.	P_u kg	P_o kg	N bei Versuchsende (n=600 /min)	P_s kg
1	1000	3600	2 000 000	6550
2	"	3800	2 000 000	5750
3	"	4000	660 000	—
4	"	3900	1 295 000	—
5	"	3800	800 000	—
6	"	3800	2 000 000	6500

Abb. 80 c

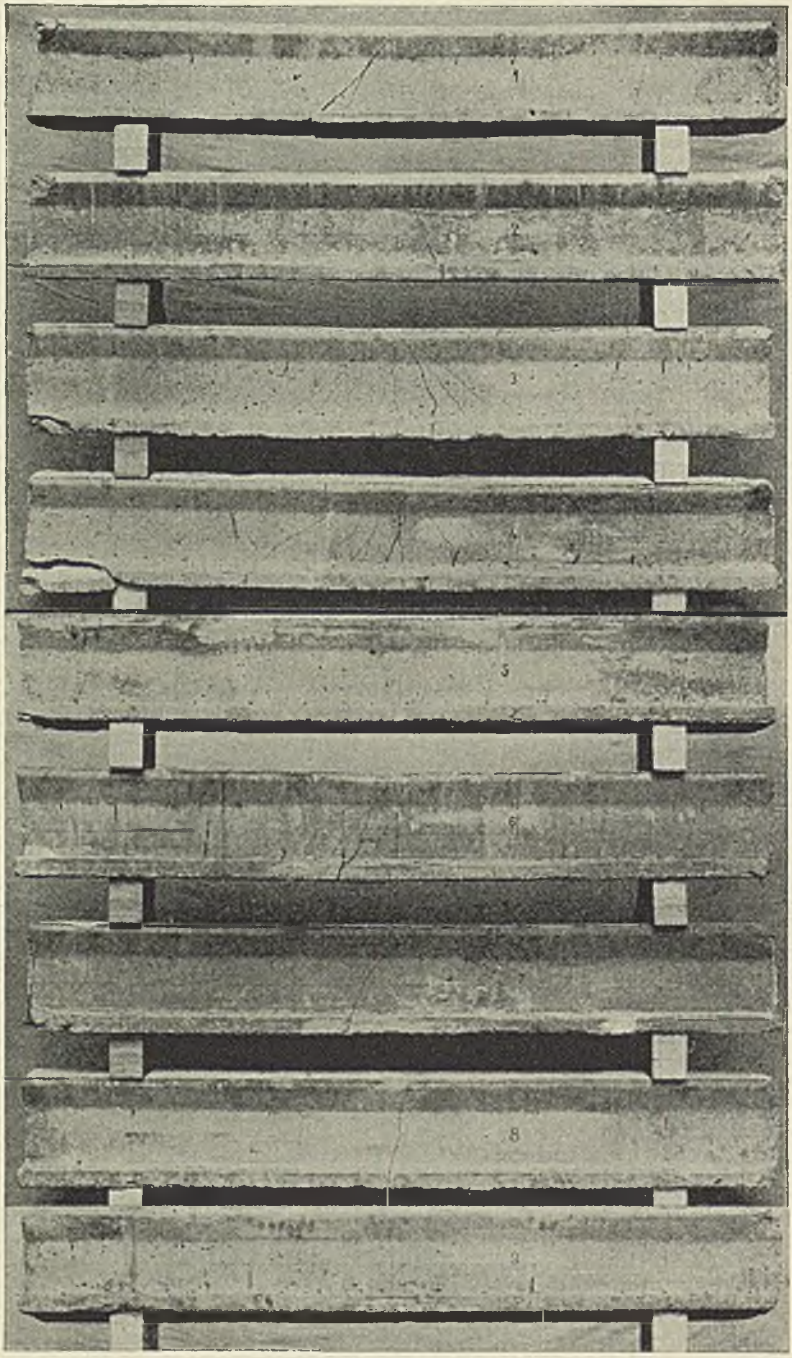


Abb. 81a. Bruchbilder der Balken, die nach dynamischer Beanspruchung noch statisch belastet wurden (eine Einzellast). Profil N 20a

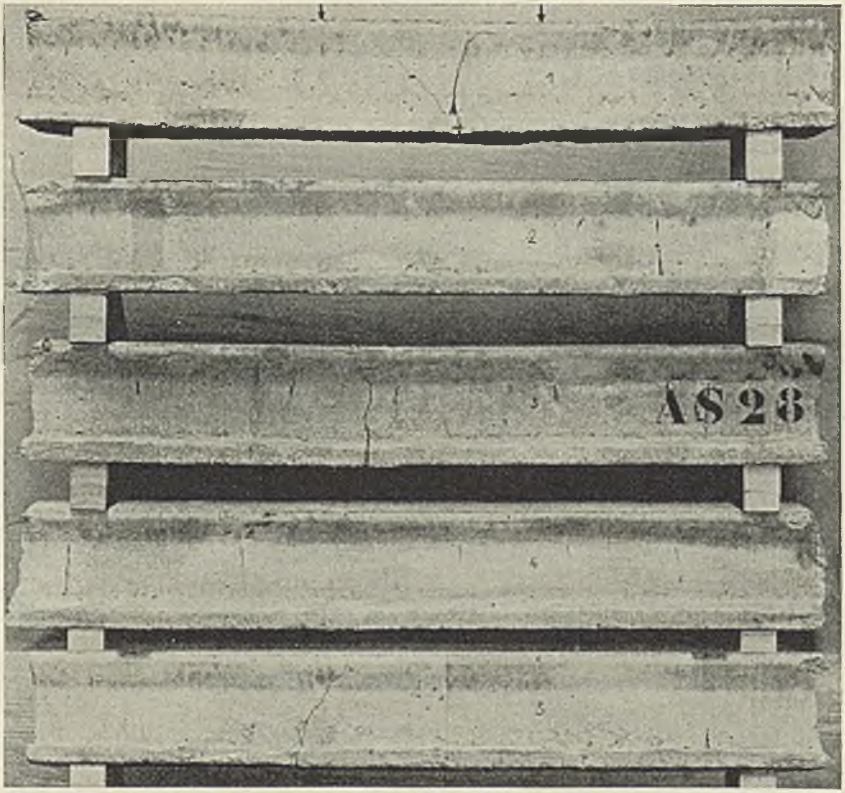


Abb. 81b. Bruchbilder der Balken für zwei Einzellasten. Profil N 20a

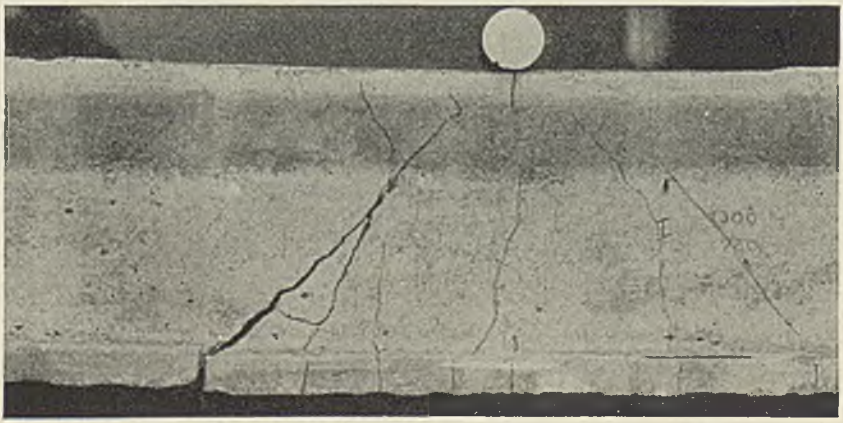


Abb. 81c

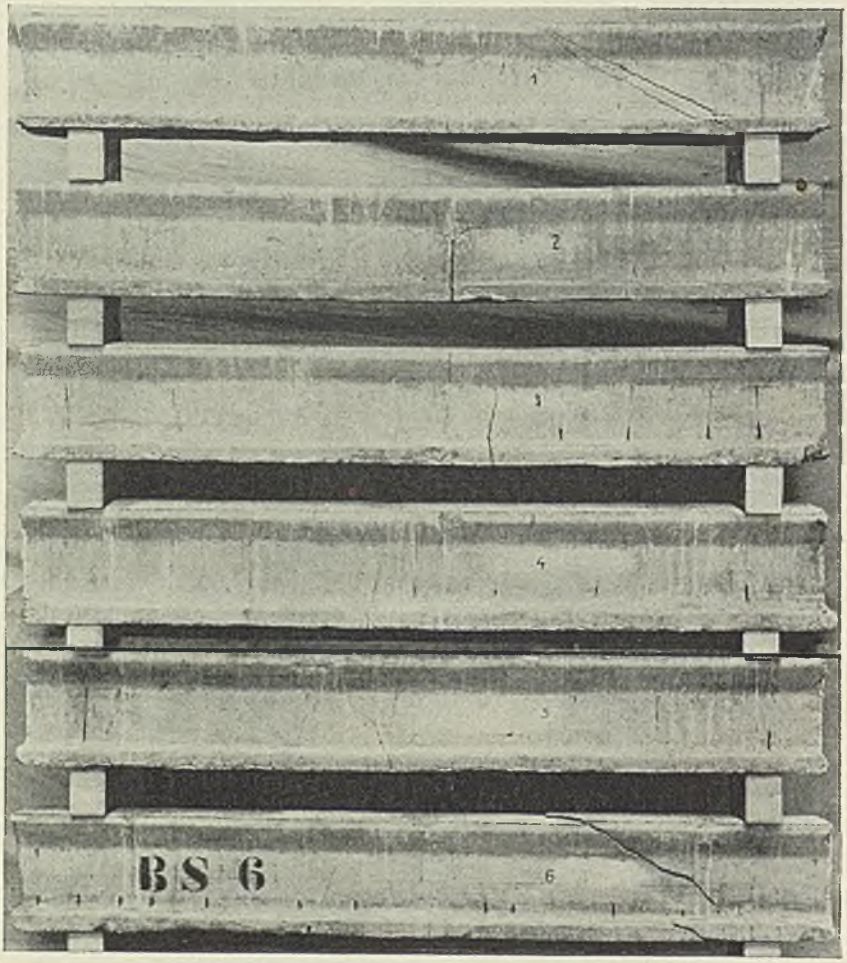


Abb. 82. Bruchbilder der Balken N 20c

Tafel der Flächeninhalte der Drahtdurchmesser in cm²

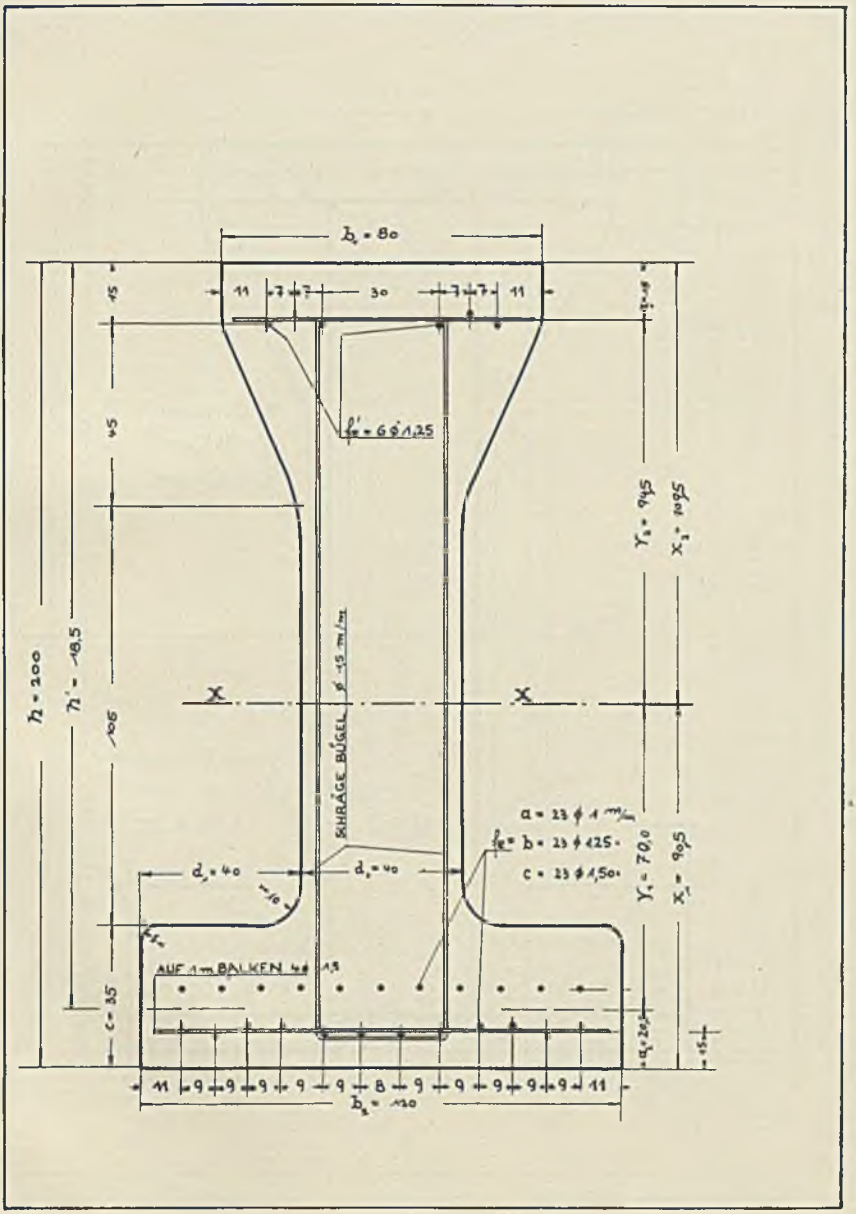
Zahl der Drähte	Durchmesser				
	1,0 mm	1,5 mm	1,75 mm	2,0 mm	2,5 mm
1	0,00785	0,0177	0,024	0,0314	0,049
2	0,01570	0,0353	0,048	0,0628	0,098
3	0,02355	0,0530	0,072	0,0941	0,147
4	0,03140	0,0708	0,096	0,1255	0,196
5	0,0393	0,0885	0,120	0,1565	0,245
6	0,0471	0,106	0,144	0,188	0,294
7	0,0550	0,124	0,168	0,220	0,342
8	0,0629	0,141	0,192	0,251	0,392
9	0,0706	0,159	0,216	0,283	0,440
10	0,0785	0,177	0,240	0,314	0,490
11	0,0862	0,194	0,269	0,345	0,538
12	0,0942	0,212	0,288	0,376	0,588
13	0,1020	0,230	0,312	0,409	0,638
14	0,1100	0,247	0,336	0,440	0,685
15	0,1180	0,265	0,360	0,470	0,735
16	0,1260	0,273	0,384	0,500	0,783
17	0,1330	0,300	0,408	0,532	0,832
18	0,1410	0,318	0,432	0,565	0,880
19	0,1490	0,335	0,456	0,598	0,930
20	0,1570	0,353	0,480	0,628	0,980
21	0,1650	0,371	0,504	0,660	1,025
22	0,1730	0,388	0,528	0,690	1,079
23	0,1800	0,406	0,552	0,720	1,122
24	0,1890	0,424	0,576	0,750	1,175
25	0,1960	0,443	0,600	0,785	1,225
26	0,2040	0,460	0,624	0,815	1,275
27	0,2120	0,477	0,648	0,850	1,320
28	0,2200	0,494	0,672	0,880	1,370
29	0,2280	0,511	0,696	0.910	1,420
30	0,2355	0,530	0,720	0,940	1,470

Gewichte in kg/m

Zahl der Drähte	Durchmesser				
	1,0 mm	1,5 mm	1,75 mm	2,0 mm	2,5 mm
1	0,00616	0,0139	0,01882	0,02462	0,0384
2	0,01232	0,0278	0,0376	0,0493	0,0768
3	0,01648	0,0417	0,0562	0,0740	0,115
4	0,02464	0,0558	0,0752	0,0986	0,154
5	0,0307	0,0695	0,0940	0,123	0,192
6	0,0369	0,0835	0,1130	0,148	0,230
7	0,0431	0,0972	0,1320	0,172	0,268
8	0,0493	0,1115	0,1510	0,198	0,307
9	0,0552	0,1255	0,1695	0,222	0,346
10	0,0616	0,139	0,1882	0,2462	0,384
11	0,0676	0,153	0,207	0,271	0,423
12	0,0738	0,168	0,226	0,296	0,461
13	0,0800	0,182	0,244	0,320	0,498
14	0,0861	0,196	0,264	0,344	0,538
15	0,0922	0,210	0,284	0,369	0,576
16	0,0985	0,225	0,302	0,393	0,616
17	0,1042	0,238	0,322	0,417	0,652
18	0,1105	0,250	0,340	0,443	0,691
19	0,1170	0,264	0,359	0,466	0,730
20	0,1230	0,278	0,377	0,491	0,769
21	0,1290	0,283	0,396	0,515	0,808
22	0,1350	0,306	0,416	0,541	0,845
23	0,1415	0,320	0,435	0,567	0,885
24	0,1480	0,334	0,453	0,589	0,925
25	0,1540	0,348	0,474	0,612	0,961
26	0,1600	0,362	0,492	0,639	1,000
27	0,1665	0,376	0,512	0,661	1,040
28	0,1722	0,390	0,530	0,688	1,078
29	0,1790	0,404	0,549	0,712	1,118
30	0,1850	0,418	0,569	0,736	1,155

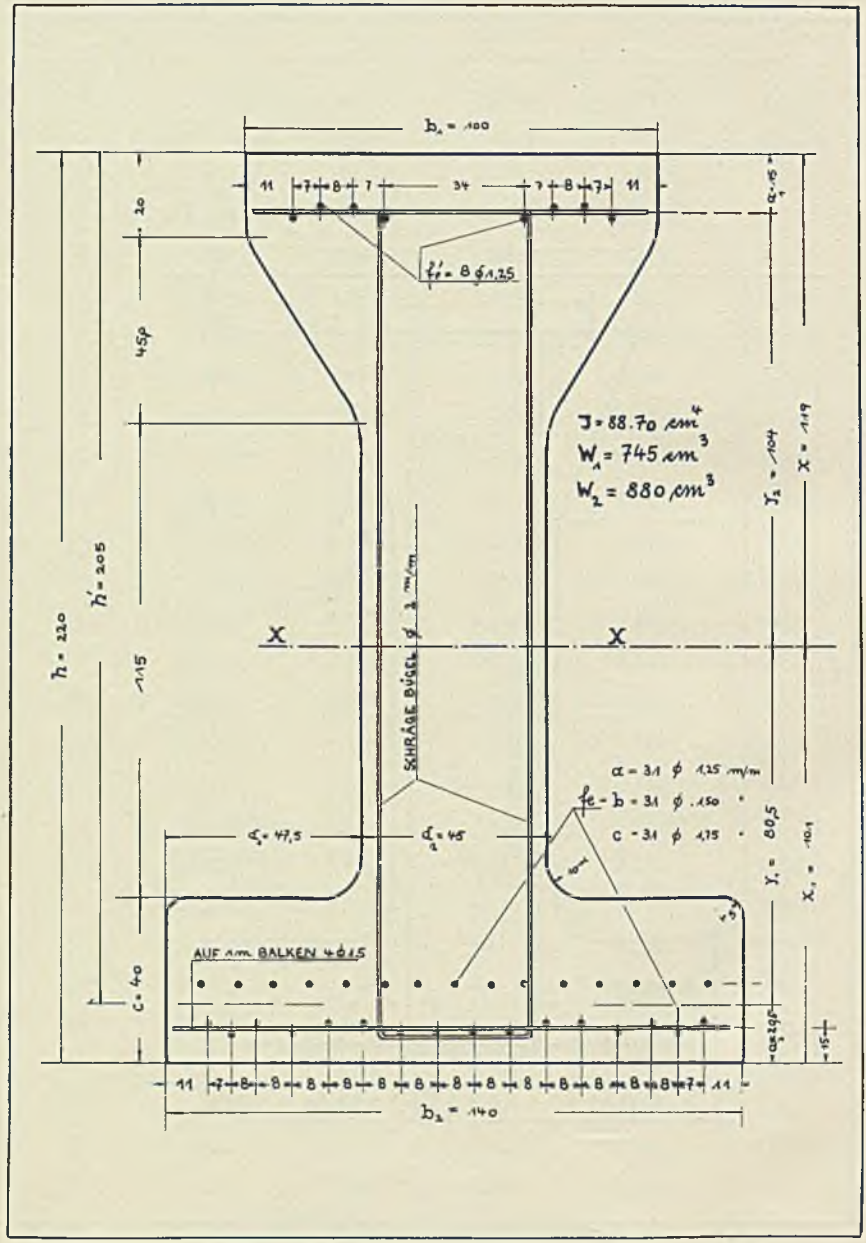
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: N 20. a—c. G = 30 kg/m



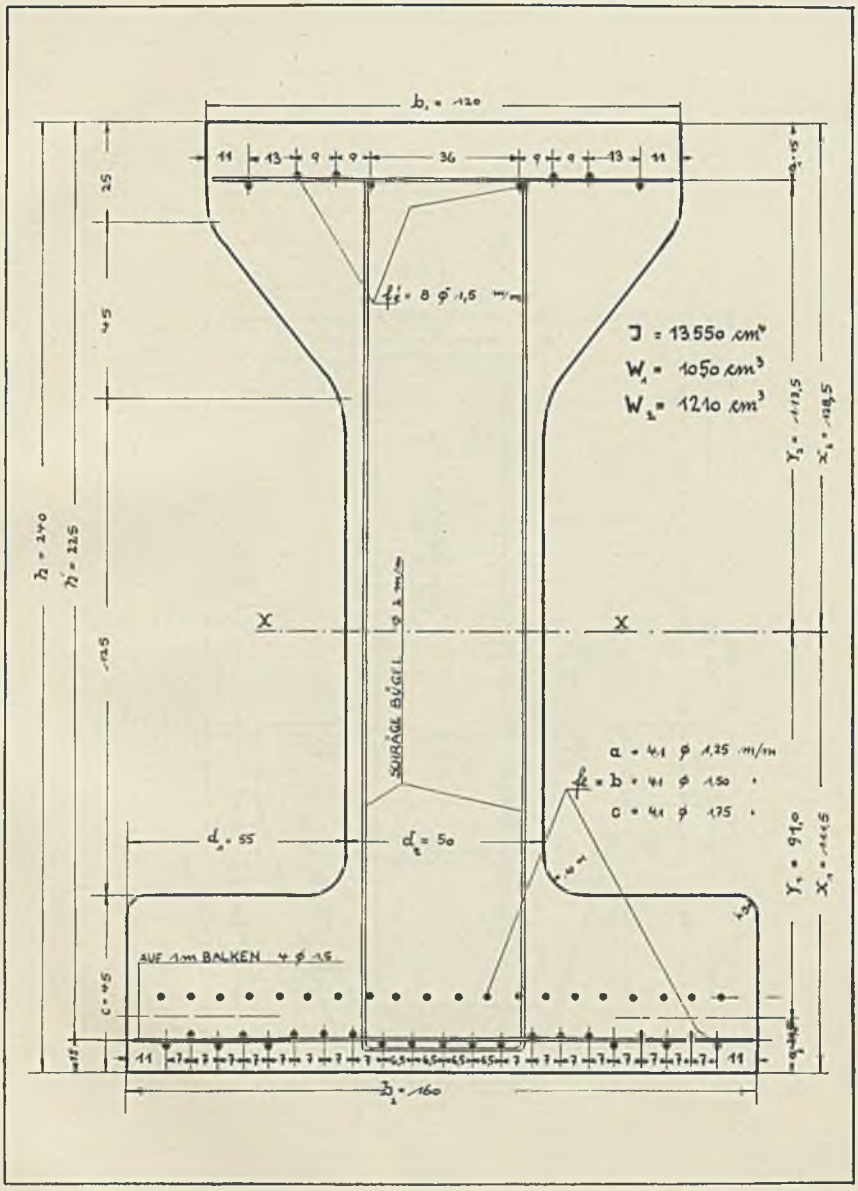
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: N 22. a—c. G = 39 kg/m



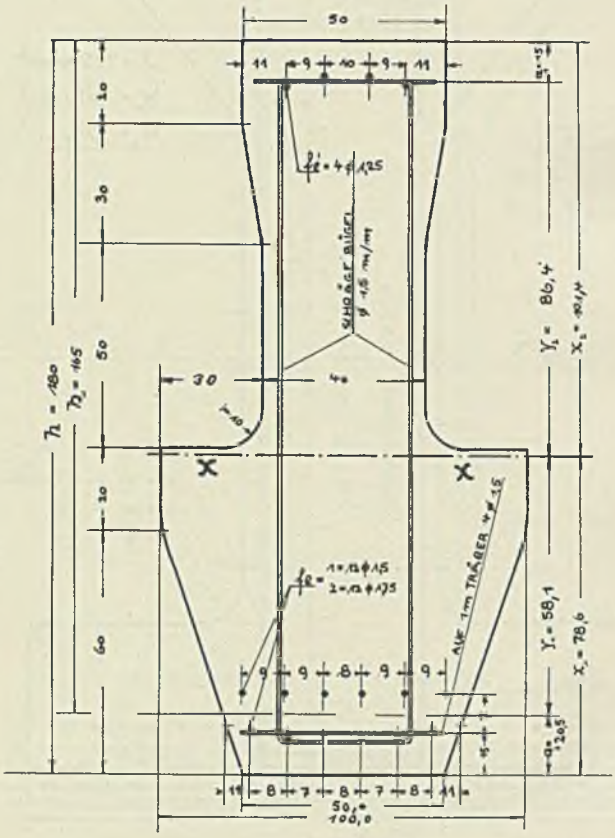
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: N 24. a—c. G = 49 kg/m



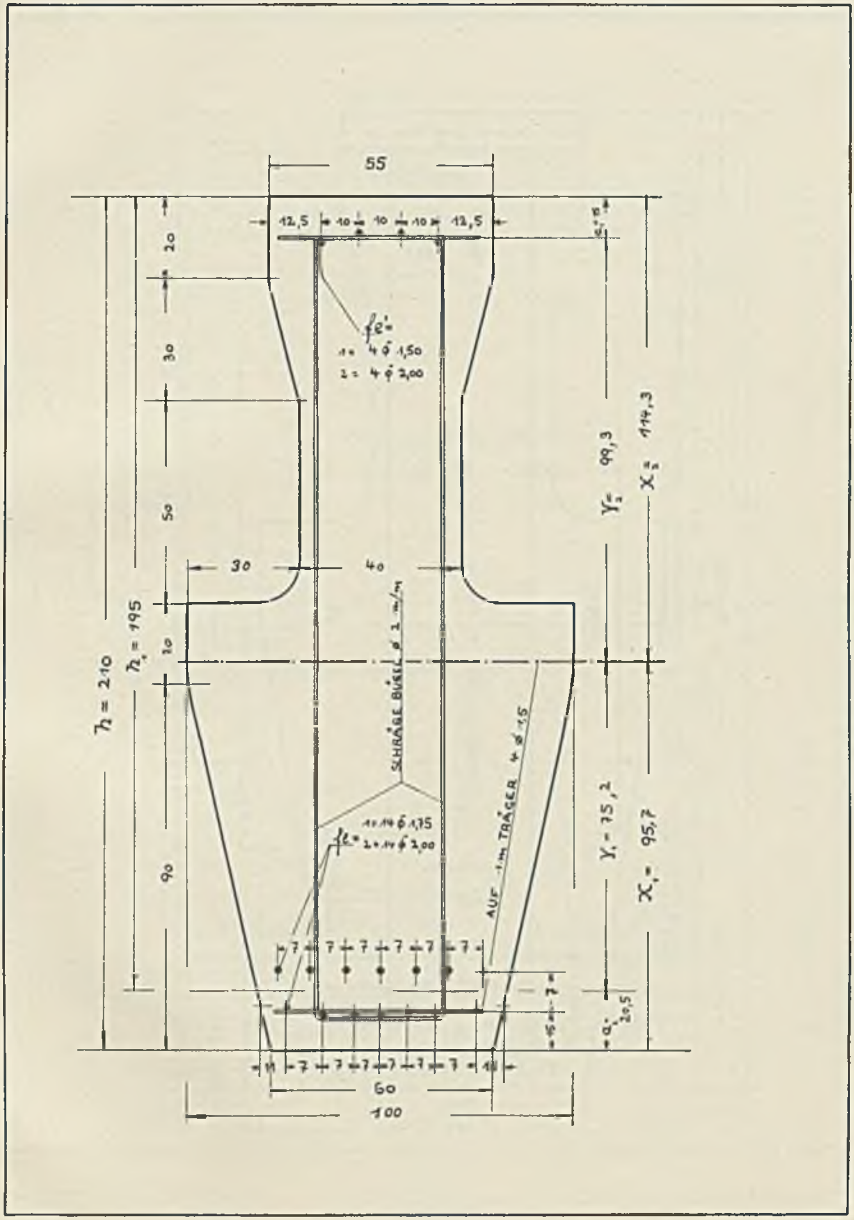
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: H 18. 1—2. G = 26 kg/m



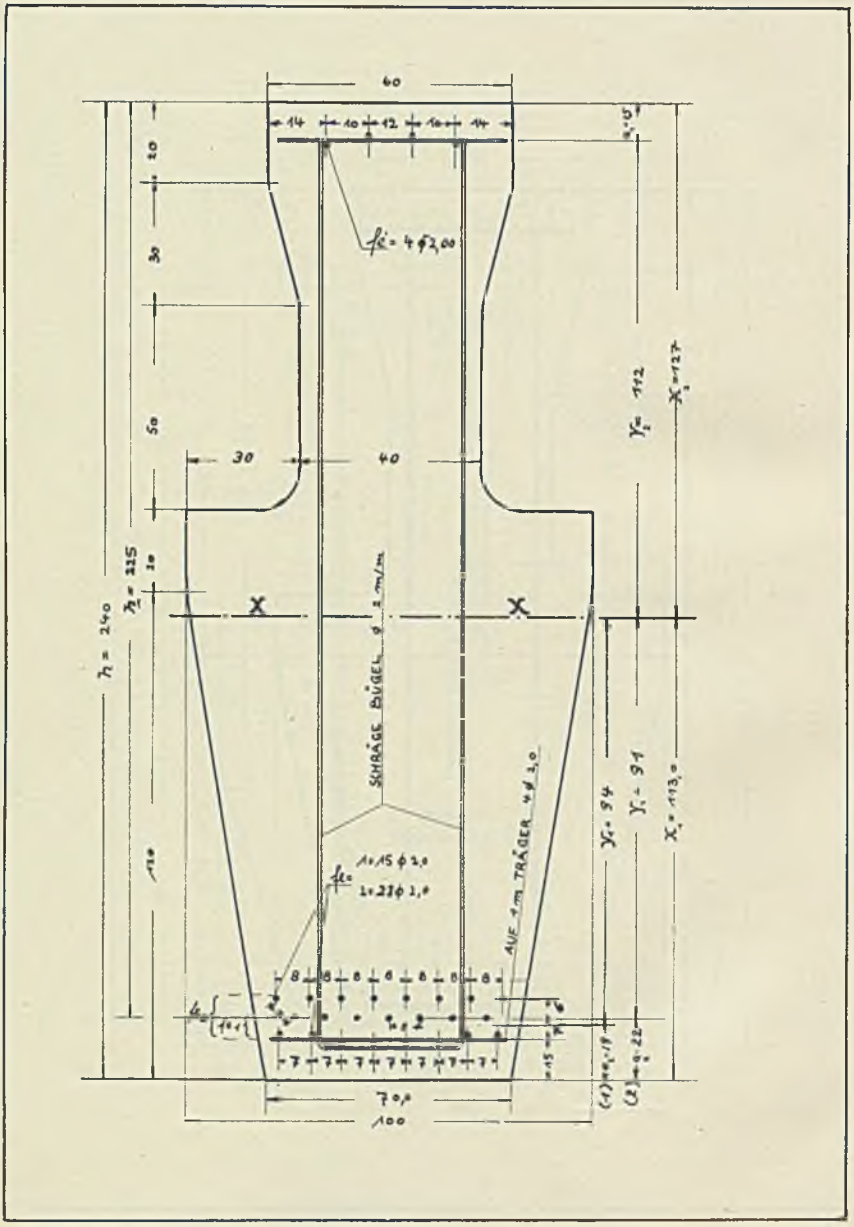
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: H 21. 1–2. G = 33 kg/m



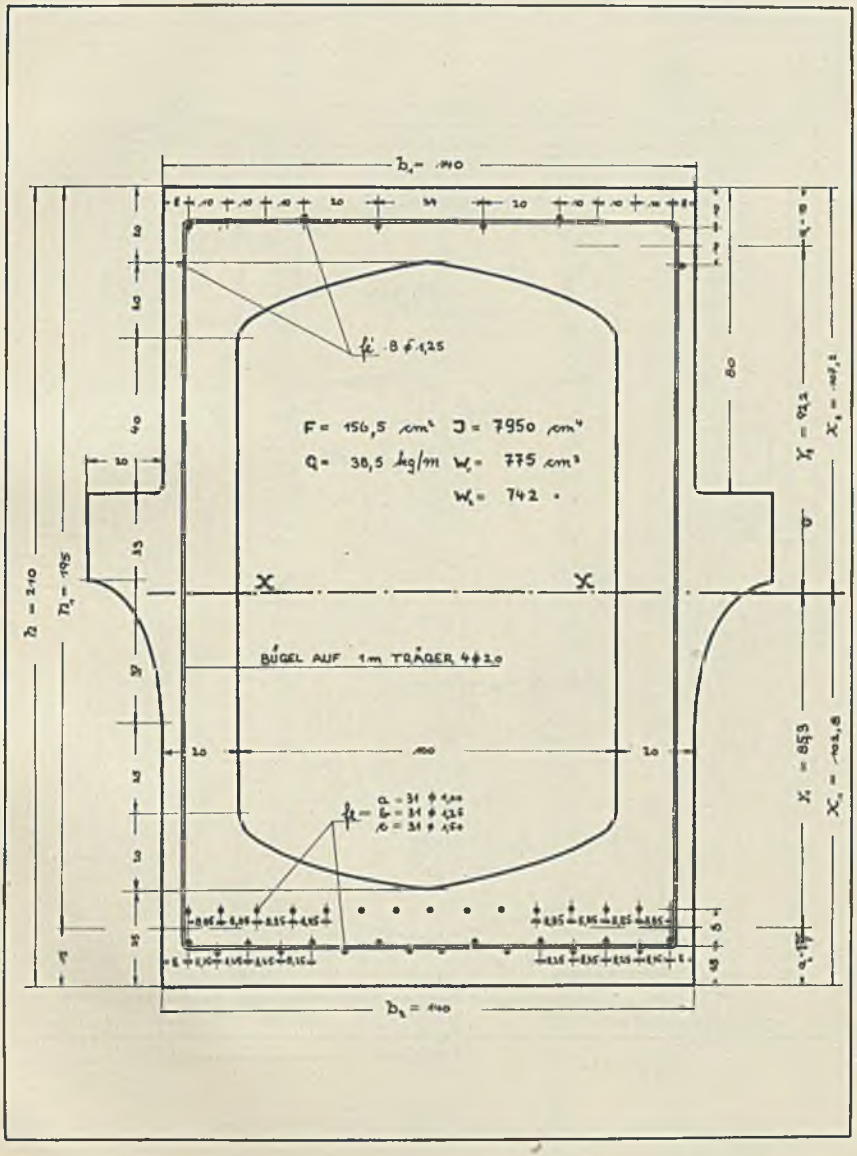
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: H 24. 1—2. G = 40 kg/m



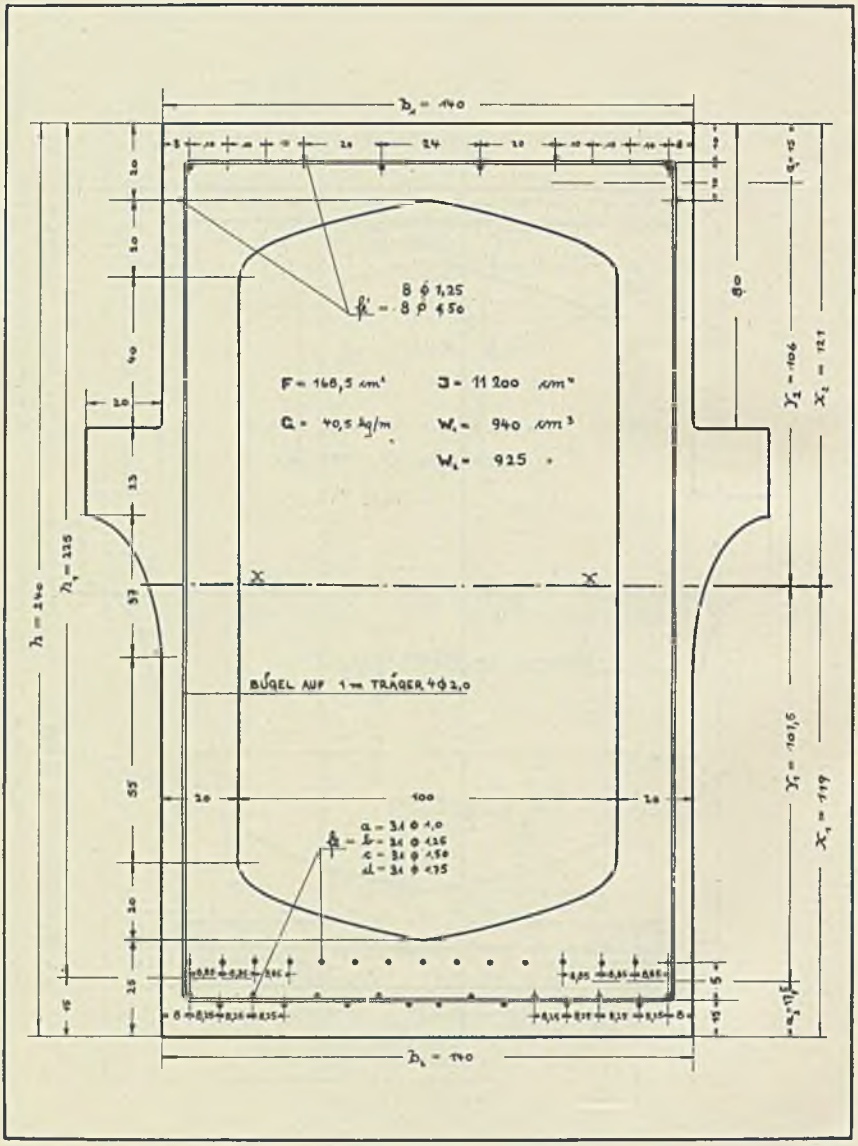
Stahlsaiten-Betonträger

Profil: K 21. a—d

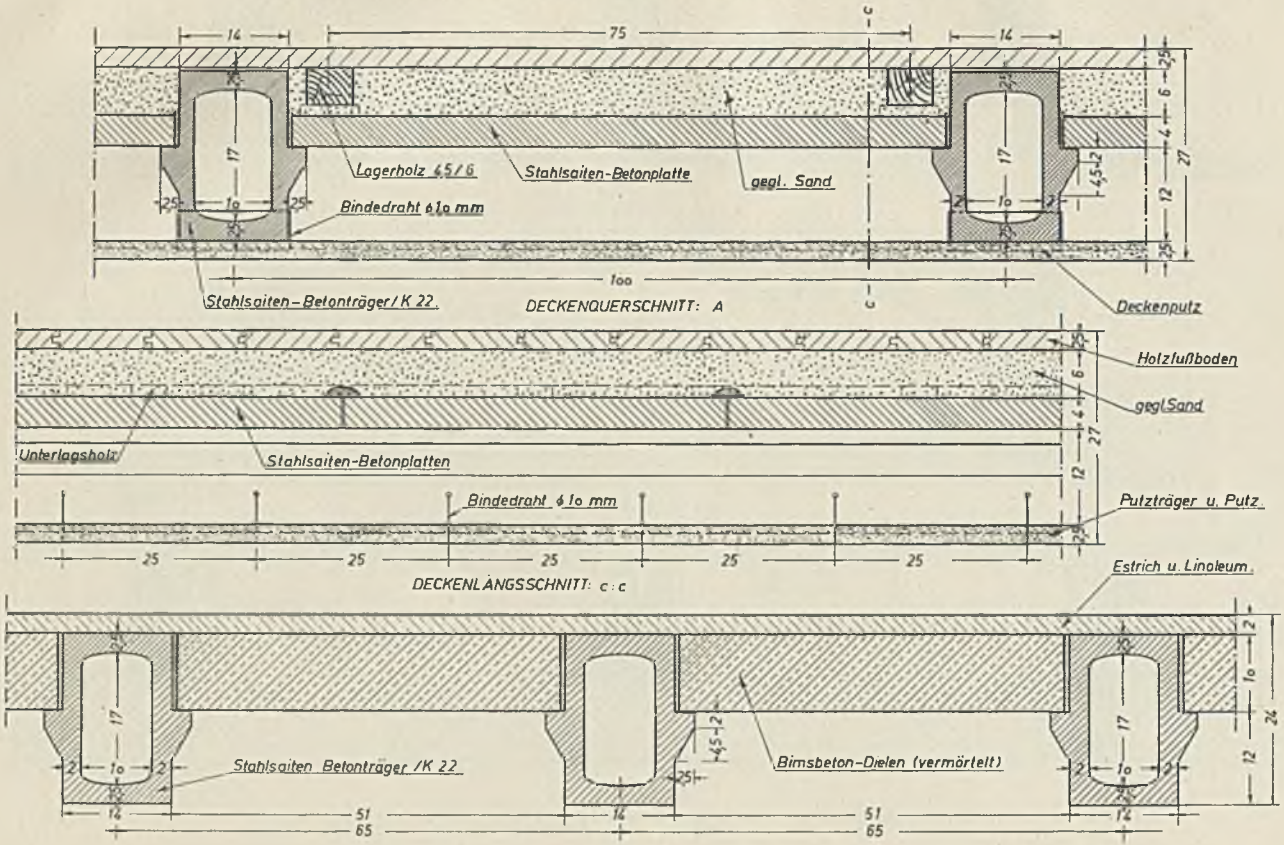


Stahlsaiten-Betonträger

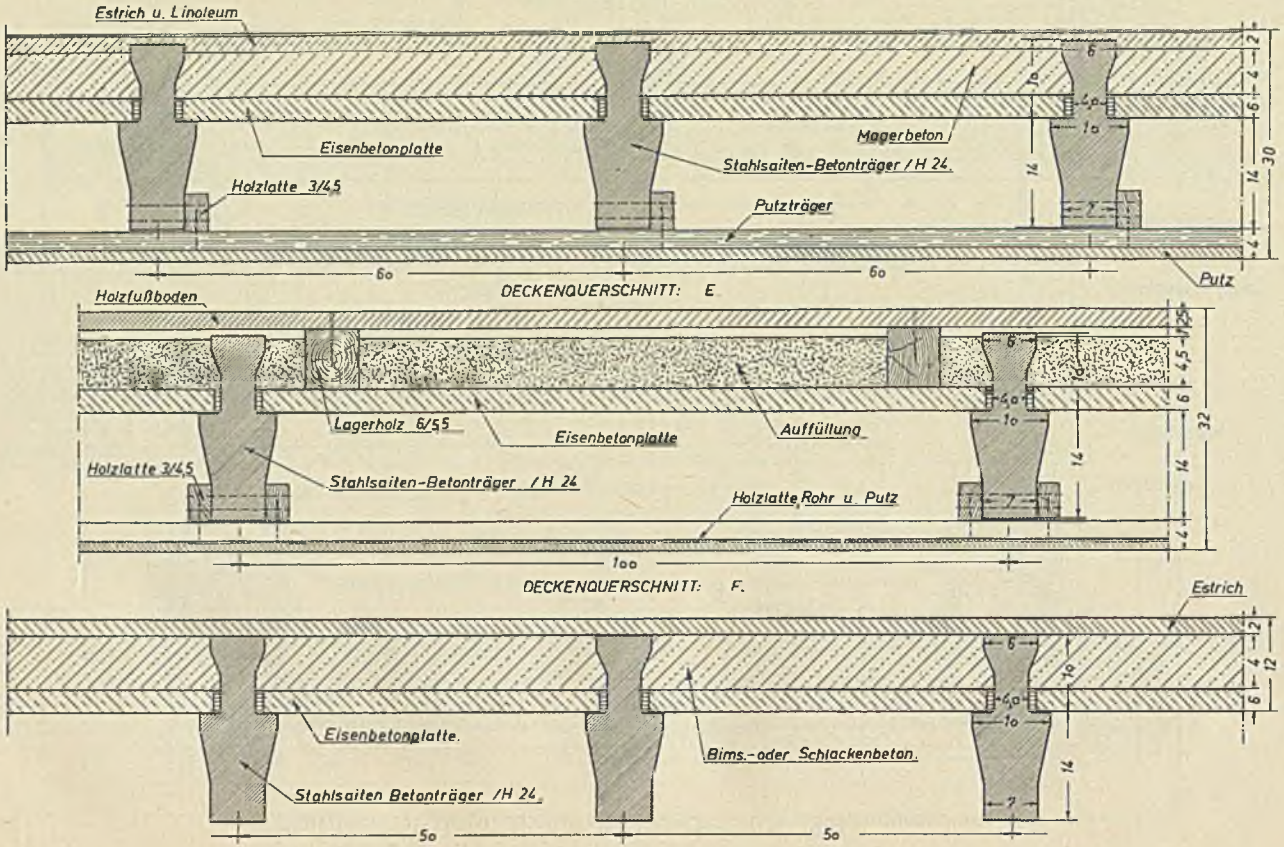
Profil: K 24. a—c



Stahlsaiten-Betonträger-Massivdecke. Deckenquerschnitt B



Stahlsaiten-Betonträger-Massivdecke. Deckenquerschnitt G



POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GLIWICE

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej
190644 S. 54