

# ARMIRTER BETON.

1908. APRIL.

## INHALT:

Über die Untersuchung der Eigenschaften des umschnürten Betons im Zusammenhang mit der Anwendung für Fachwerk-Träger. Von Prof. Ing. N. M. Abramoff (Nowotscherkassk). S. 89.  
Neubau „Diers“, Hannover. Von Dipl.-Ing. Kupfer S. 98.  
Ein 246 m langer Straßen-Viadukt aus armiertem Beton in Atlanta. Von Dipl.-Ing. Harry Abraham (Knoxville). S. 101.  
Ergebnisse neuerer Untersuchungen und ein Vergleich mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen. Von E. Probst. S. 108.  
Verwendung des armierten Betons bei Kriegsschiffen. S. 112.

Bericht über die XI. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins a. 28. u. 29. II. 1908 zu Berlin. S. 114.  
Verschiedene Mitteilungen S. 118: Der Bericht der Kgl. Canadianischen Regierungskommission über den Unfall bei der Auslegerbrücke bei Quebec. Fortschritte des armierten Betons in England. Verwendung von fabrikmäßig hergestellten Säulen, Balken und Platten bei armierten Betonbauten. Vorschriften für die Verwendung von hohlen Betonblöcken der National Association of Cement Users, Amerika. Feuerbeständigkeit des Betons. — Bücherbesprechungen. S. 119. — Neue Bücher. S. 120.

## ÜBER DIE UNTERSUCHUNG DER EIGENSCHAFTEN DES UMSCHNÜRTE BETONS IM ZUSAMMENHANG MIT DER ANWENDUNG FÜR FACHWERK-TRÄGER\*).

*Prof. Ing. N. M. Abramoff,*

*Vorsteher der Materialprüfungsanstalt am Donschen Polytechnikum in Nowotscherkassk (Südrußland).*

### I.

#### Allgemeines über Fachwerkträger aus armiertem Beton.

1. Grundangaben und Ableitungen von Considère über die Eigenschaften des umschnürten Betons und seine Anwendungen.

Glänzendtheoretische Untersuchungen, welche im Laufe von einigen Jahren von Considère an Eisenbeton ausgeführt wurden, haben in bedeutendem Maße über die Eigenschaften des Betons und den Einfluß der Eiseneinlagen aufgeklärt.

Unter anderm brachte ihn das Studium dieser zweiten Frage auf den Gedanken, ein Drahtgestell in der Form von Ringen, Reifen oder Spiralen anzuwenden, welch letztere zum Schutze des Metalls vor der Wirkung der Atmosphäre in dem Beton in einer gewissen Tiefe von der äußeren Oberfläche desselben eingebettet sind. Die in dieser Richtung angestellten Versuche bestätigten die theoretischen Erwägungen, daß in diesem Falle die Druckfestigkeitsergebnisse des Betons besser sein müssen, als bei der üblichen Anwendung von Längsstäben, und zeigten außerdem bemerkenswerte Eigenschaften des auf diese Weise ver-

stärkten Betons, welcher von Considère „beton fretté“ (umschnürter Beton) benannt wurde.\*\*)

Ohne alle Folgerungen und Schlüsse, welche in den erwähnten Mitteilungen und im Artikel erörtert sind, zu wiederholen, seien hier nur die Hauptbestimmungen angeführt:

1. Ein nicht armierter Beton oder ein durch Längsstäbe oder Querverbindungen armierter, sogar in besserer Verteilung, als es gewöhnlich in der Praxis vorkommt, angeordnet, unterliegt einer Zerstörung durch Druck bei geringer Längenveränderung und ohne jegliche vorläufige Zerstörungszeichen; während ein spiralförmig armierter Beton bis zur Zerdrückung eine bedeutend höhere Last aufnehmen kann und viel später zerstört wird, als auf der Betonoberfläche die Bildung von Rissen und das rasche Zunehmen der Deformationen erfolgt, welche als ein Zeichen des Heranrückens der Zerstörung gelten.
2. Die Druckfestigkeit des Betons mit einer Spiralarmatur ist gleich der Summe folgender drei Größen:
  - a) der Druckfestigkeit des nicht armierten Betons;
  - b) der Druckfestigkeit der Längsarmatur, beansprucht bis zur Elastizitätsgrenze;
  - c) der Festigkeit, welche eine gewisse scheinbare Längsarmatur, beansprucht bis zur Elastizitätsgrenze, bei einem Metall-

\*) Ausgewählte Abschnitte aus Forschungsarbeiten des Verfassers:

- a) „Beitrag zur Frage über Fachwerkträger aus Eisenbeton“ (russisch);
- b) „Untersuchung der Eigenschaften des umschnürten Betons“ (russisch);
- c) „Gleichlaufende Untersuchung der Eigenschaften des umschnürten Betons System Considère und Abramoff“ (russisch).

\*\*) Siehe „Comptes-rendus de l'Académie des Sciences“ (25 août et 28 septembre 1902); — „Génie Civil“ 1902. Tome XLII Nos 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 9; — Considère Essai à outrance du pont d'Ivry, pages 6—7.

volumen gleich 2,4 des Metallvolumens der Spiralarmatur, gezeigt hätte.

3. Um dem Beton eine Geschmeidigkeit und eine Erhöhung der Elastizitätsgrenze, der Druckfestigkeit und des Zerknickungswiderstands zu geben, muß die Armierung ein dichtes Netz mit einer geringsten Zahl von Verbänden darstellen.

Dieser Bedingung genügt die Kombination von helikoidalen Spiralen und Längsstäben, welche ein ununterbrochenes Netz mit hohem Widerstand gegen seitliches Ausbauchen bilden.

Unter Beobachtung der angeführten und einiger anderer Bedingungen gelang es Considère spiralförmig armierten Betonprismen mit vergleichend geringer Metallquantität eine Festigkeit, welche derjenigen von Eisenprismen mit gleichem Gewicht gleichkommt, zu geben.

Auf Grund solcher bemerkenswerter Versuchsergebnisse machte Considère kühn den Schluß, daß für die Konstruktion von balkenartigen Brückenträgern in einigen Fällen Beton mit einer spiralförmigen Armierung verwendet werden kann, weil dies billiger als eine Metallkonstruktion ist.

Considère beschränkte sich nicht nur auf eine ähnliche Erklärung, sondern ging weiter, und als Bestätigung der Richtigkeit der von ihm ausgesprochenen Bestimmung projektierte er eine parabolische Balkenbrücke aus spiralförmig armiertem Beton mit 3 Öffnungen. Um aber zu prüfen, ob die von ihm angenommenen Festigkeitskoeffizienten ausreichend sind, baute er ein Modell eines Brückengliedes in  $\frac{1}{3}$  Naturgröße und unterzog dasselbe einer Prüfung bis zum Zerstörungsmoment. Diese in seinem Artikel „Essai à outrance du pont d'Ivry“\*) veröffentlichte Versuchsergebnisse sollten zeigen, daß man tatsächlich spiralförmig armierten Beton für die Konstruktion von balkenförmigen Brückenträgern verwenden kann.

2. Bemerkungen über durchgehende Träger überhaupt und aus Eisenbeton im besonderen.

Die große Bedeutung des Considèreschen Versuchs vollständig aner kennend, ist zu verwundern, daß er einen Brückenträger mit Streben gebaut hat: Meiner Meinung nach haben letztere hier keine Bedeutung. Um diese Frage zu erklären, wollen wir zu Metallträgern übergehen.

Als man anfang, eiserne Gitterbrücken zu bauen, kopierte man vollständig das Gitter der hölzernen amerikanischen Brücken, z. B. das System Tawn usw. In der ersten Zeit war deshalb das Gitter sehr dicht; allmählich, mit der Vervollkommnung der Theorie von durchgehenden Balken,

begann man die Gitter weniger dicht zu machen und endlich, nach einer statischen Berechnung derselben strebend, behielt man nur die für eine geometrische Unveränderlichkeit des Trägers notwendigsten Elemente. Auf diesem Wege ist man zur Idee einfacher Diagonalträger (Dreiecksystem) gelangt.

Da bei der Berechnung von Fachwerkträgern gewöhnlich vorausgesetzt wird, daß die Glieder in den Knotenpunkten durch Gelenke mit einander verbunden sind, so sind solche Träger statisch vollständig berechenbar.

Bei uns in Europa und in letzter Zeit auch in Amerika werden die Trägereile unter einander fest zusammengenietet. In diesem letzten Falle verlieren die Träger unzweifelhaft ihre statische Berechenbarkeit. Wegen der festen Verbindung beachtet man in den Trägerteilen nicht nur die durch Gleichungen der Statik berechneten Hauptspannungen, sondern auch sogenannte sekundäre, welche in ihnen als ein Resultat der Deformationen eintreten.

Bei der Bewegung von Lasten auf der Brücke verändert sich der Winkel, welcher zwischen irgend zwei in einem gegebenen Knotenpunkte sich vereinigenden Gitterstangen liegt. Wegen der Steifigkeit in den Knotenpunkten werden die Trägereile einer nachträglichen Biegung in einer oder in der anderen Richtung unterworfen, und es treten nachträgliche Sekundärspannungen auf, welche sich durch statische Gleichungen nicht berechnen lassen(\*). Eine genaue Berechnung dieser Sekundärspannungen, deren Größe sehr bedeutend sein kann, ist recht schwierig, deswegen beschränkt man sich in der Praxis nur auf die Bestimmung der Hauptspannungen, mit anderen Worten, man läßt einen dem Wesen nach statisch unberechenbaren Träger, sogar beim einfachsten dreieckigen Gitter, als einen statisch berechenbaren gelten.

Wir wollen auf die Bedeutung der oben angegebenen Erscheinung nicht näher eingehen und bemerken nur, daß eine sich beständig wiederholende Biegung der Streben in den Nietenschädigungen verursacht. Solche Beschädigungen wurden öfters beim Abtragen alter Brücken bemerkt.

Sind diese oben erwähnten Einflüsse für die Dauerhaftigkeit von Metallbrücken recht schädlich, so sind sie ebenso unzulässig und gefährlich für Brückenträger aus Eisenbeton.

Wenn auf diese Weise in Metallträgern Streben nicht wünschenswert erscheinen, so sind dieselben in Eisenbetonkonstruktionen durchaus unnütz und bedeuten nur eine Materialverschwendung, wo-

\*) Annales des Ponts et Chaussées., 1-re Partie, 3-e Trimestre., 1903.

\*) Näheres über diese Frage vergl. in Arbeiten von: Manderla, Winkler, Ritter, Engesser, Mohr, Kunitzky, Paton, Pistol Kors, Wieghardt und andere.

durch das Eigengewicht vergrößert und die Kosten erhöht werden.

Wenn wir unsere Aufmerksamkeit auf die Prüfungsergebnisse der Ivrybrücke und auf den Charakter ihrer Zerstörung lenken, so sehen wir deutlich, daß die Ursache der Zerstörung bestand in der Bildung von Rissen an den Stellen, wo sich die zwischen den Trägerstäben liegenden Winkel zu vergrößern, zu öffnen streben (Fig. 1).

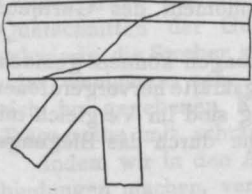


Fig. 1.

Es ist unbestreitbar, daß sich ähnliche Risse an den entsprechenden Stellen auch in dem Falle bilden würden, wenn es keine Streben gegeben hätte, aber es gibt keinen Grund anzunehmen, daß das Vorhandensein der letzteren den Beginn des Zerstörungsmoments hinausschieben würde.

Wenn wir in dem von Considère gebauten Träger die Streben weglassen, so verwandeln wir damit denselben in einen Träger, System Vierendeel, dessen allgemeines Aussehen bei beiden parallelen Gurten in der Anwendung für einen speziellen Fall auf der Figur Nr. 2 dargestellt ist.

ständig unveränderlich und sogar bedeutend steifer als ein Diagonalträger.

Die Ursache ist darin zu suchen, daß es hier keine scharfen Übergänge von einem Querschnitt zum anderen gibt. Tatsächlich können die Querschnitte der Trägerteile auf der ganzen Strecke gleich sein, sowohl für Gurte und Ständer, als auch für alle Stäbe, besonders bei kleinen Spannweiten.

Für die Bestimmung der Kräfte in den Teilen solcher statisch unberechenbaren Träger gibt es mehrere Arten.\*) Wir wollen hier nur eine betrachten, nämlich die Art Vierendeel-Andruzzi, welche, eine für die Praxis genügende Genauigkeit besitzend, eher als die anderen zum Ziel führt.

Gleichfalls sehr einfach und für die Praxis vollständig geeignet ist die Methode, welche vom Prof. L. O. Nicolay vorgeschlagen ist.

Ich habe im Mechanischen Laboratorium des Instituts der Wegebau-Ingenieure in St. Petersburg einen einfachen Metallträger nach diesem System gebaut und unterwerfe denselben einer Reihe von Prüfungen zur Aufklärung der Spannungsverteilung. Obgleich diese Prüfungen von mir noch nicht beendet sind, so geben jedoch die bestehenden Resultate das Recht, zu behaupten, daß die Methode Vierendeel-Andruzzi wie auch

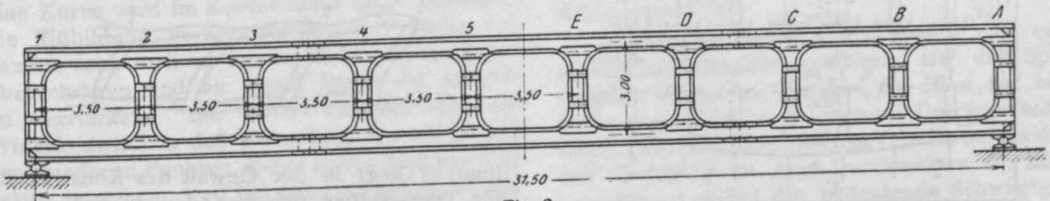


Fig. 2.

Bei Beachtung der Vorzüge dieser Träger scheint es mir, daß der umschürte Beton im Falle einer Vereinigung der Ideen Considères und Vierendeels bald jenen Ehrenplatz erobern wird, welcher jetzt vorausgesetzt wird.

### 3. Hauptangaben.

#### Träger, System Vierendeel.

Meiner Meinung nach erscheinen die Träger nach dem System Vierendeel im Falle der Anwendung von Beton als die rationellste Konstruktion für balkenförmige Träger, weil dieselben nur aus Gurten und Ständern bestehen. Im Falle einer Parallelität der Gurte sieht dieser Träger so aus, als ob er aus einer Reihe von Vierecken zusammengestellt wäre, und erinnert in seinem Äußeren an einen Balken, in welchen Ausschnitte gemacht sind. Obgleich theoretisch ein Träger nach diesem System geometrisch veränderlich ist, ist ein solcher aber, dank der Steifigkeit der Knotenpunkte, d. h. der Verbindungsstellen der Ständer mit den Gurten, in Wirklichkeit voll-

die Methode Nicolay in ihrer Genauigkeit für die Praxis ganz genügende Ergebnisse liefern.

Wir nehmen irgend einen Träger mit  $n$  Ständern, welcher der Wirkung von in den Knotenpunkten angreifenden Kräften unterworfen ist (Fig. 3). Wenn wir diesen Träger durch eine Ebene geschnitten denken, so ergeben sich in jedem Ständerquerschnitt 3 Unbekannte:

- eine vertikale Komponente  $q_r$
- „ horizontale „  $\pi_r$
- und das Moment  $\mu_r$ .

Durch die Wirkung dieser Kräfte werden die Querschnitte eines jeden Ständers verschoben.

\*) Vergl. Prof. A. Vierendeel: »Longerons en treillis et longerons à arcades«. Bruxelles 1897. — A. Vierendeel: »Théorie générale des poutres Vierendeel«. Paris 1900. — Prof. Andruzzi: »Il ponte Vierendeel e la sua calcolazione«. Giornale del Genio Civile 1899. — Haerens: »Note sur le calcul du pont Vierendeel«. — Prof. L. F. Nicolay: »Berechnung der Fachwerkträger ohne Diagonalen«. Zeitschrift d. Wegebau-Minist. 1904. Nos 2 & 3 (russisch). — Peredery: »Beitrag zur Theorie der Fachwerkträger ohne Diagonalen«. St. Petersburg 1905 (russisch).

Die horizontale, vertikale, so auch die Winkelverschiebung des Querschnitts S des Ständers r im oberen Trägerteil bezeichnen wir durch  $\Delta x_r$ ,  $\Delta y_r$ ,  $\alpha_r$  und die korrespondierenden Verschiebungen des unteren Trägerteiles

$$\Delta'x_r, \Delta'y_r \text{ und } \alpha'_r.$$

Es ist unzweifelhaft, daß diese Querschnittsverschiebungen, die in Abhängigkeit von den Dimensionen des oberen abgeschnittenen Trägerteiles und der denselben angreifenden Kräften berechnet sind, gleich sind den Verschiebungen desselben Querschnitts, gemessen nach den Dimensionen des unteren Teiles und der auf ihn wirkenden Kräfte. Auf Grund dieses können wir für den gegebenen Ständer drei Gleichungen aufstellen:

$$\Delta x_r = \Delta'x_r \dots \dots \dots (1)$$

$$\Delta y_r = \Delta'y_r \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha_r = \alpha'_r \dots \dots \dots (3)$$

Für jeden Ständer, mit Ausnahme desjenigen, nach welchem die Querschnittsverschiebungen aller Ständer bestimmt werden, erhalten wir je 3

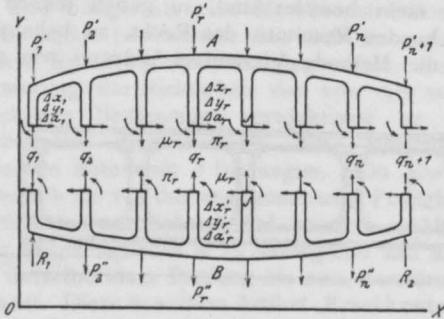


Fig. 3.

solcher Gleichungen, d. h. im ganzen  $3(n-1)$  Gleichungen mit  $3n$  Unbekannten (für  $n$  Ständer). Indem wir denselben noch die 3 allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen hinzufügen:

$$\begin{aligned} \Sigma x &= 0 \\ \Sigma y &= 0 \\ \Sigma M &= 0 \end{aligned}$$

wir  $3n$  Gleichungen mit  $3n$  Unbekannten haben, und folglich können wir auch die Größen  $\tau$ ,  $q$  und  $\mu$  bestimmen; aus diesen lassen sich die Spannungen für einen beliebigen Querschnitt des Trägers berechnen.

Es ist selbstverständlich, daß im Falle einer symmetrischen Belastung die Zahl der Unbekannten im ganzen sein wird:  $\frac{3n}{2}$  bei einer geraden und  $\frac{3n+3}{2}$  bei einer ungeraden Ständerzahl.

Für die Berechnung kann man folgende Voraussetzungen machen:

1. Der Einfluß der in der Achsenrichtung der Trägerstäbe wirkenden Kräfte ist null.
2. Alle Ständer haben denselben und die Gurte auf der ganzen Trägerstrecke einen konstanten Querschnitt.
3. Das Trägheitsmoment im Ständerquerschnitt ist gleich dem Trägheitsmoment des Gurtquerschnitts.

Alle diese Voraussetzungen können gemacht werden, weil die durch Längskräfte hervorgerufenen Deformationen sehr gering sind im Vergleich mit den Deformationen, welche durch das Biegemoment beeinflusst sind.

4. Allgemeine Erwägungen über Arkadenträger aus umschnürtem Beton.

Alle Stäbe eines Arkadenträgers sind der Wirkung des Biegemoments unterworfen; infolgedessen erleidet ein Träger durch die Wirkung äußerer vertikaler Kräfte eine Deformation, wie dieselbe auf der Figur 4 dargestellt ist, d. h. alle Trägerstäbe unterliegen einer S-Biegung, wobei die Winkel teils größer, teils kleiner als ein rechter Winkel werden.

Es gibt keinen Grund zu befürchten, daß die Trägerstäbe eine Krümmung in der S-Form erleiden;

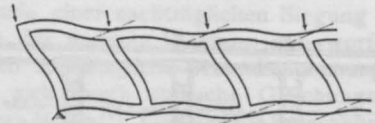


Fig. 4.

denn es liegt in der Gewalt des Konstrukteurs, den Trägerstäben zwischen den die Ständer- und Gurtumrisse verbindenden Kurvenanfängen eine solche freie Länge zu geben, daß die Deformationsgröße durch Biegung in der Grenze der Arbeitsbelastung gering sein wird.

Es ist klar, daß auch in der von Considère geprüften Ivry-Brücke der an den durch die Ziffer II bezeichneten Knotenpunkt grenzende Teil des Obergurtes eine S-Biegung erlitten hat, weil der Winkel zwischen dem Obergurt und der Strebe im Knotenpunkt II sich zu öffnen strebte, aber der Winkel zwischen dem Ständer und demselben Teil des Obergurtes in der Nähe seines anderen Endes sich zu verringern strebte. Ungeachtet dessen hat der Stab des Gurtes hier keinen Schaden erlitten, sondern die Zerstörung trat ein infolge einer Reißbildung im Knotenpunkt II und infolge eines Zerreißen des Drahtes der Spiralarmatur, was durch die Mängel in der Einrichtung der Knotenpunkte der Träger bedingt ist.

Considère gibt wohl an, auf welche Weise die Konstruktion der Knotenpunkte zu verbessern ist, aber meiner Meinung nach zeigen alle diese Verbesserungen nur eine geringe Hinausschiebung

eines Zerstörungsmoments, wie dasselbe bei der Prüfung der Ivry-Brücke beobachtet wurde. Die Ursache dafür liegt in den Mängeln der Knotenpunkte selbst dem Wesen nach. Bei solchen Trägersystemen sind scharfe Übergänge von den Querschnitten der Ständer und Streben zu den Querschnitten der Gurte unvermeidlich, ist es schwierig die Streben zu zentrieren und unmöglich oder wenigstens sehr unbequem die Umrissse der sich im gegebenen Knotenpunkt vereinigenden Trägerstäbe mit schrägen Kurven zu verbinden.

Indem wir in den Arkadenträgern solche Verbindungen machen, verringern wir, wie schon gesagt, die freie Länge der Trägerstäbe und, folglich, die Möglichkeit einer S-Biegung, und zweitens vernichten wir in den Trägerumrissen die konkaven Winkel in der Nähe der Knotenpunkte. Dieser letzte Umstand hat eine sehr wichtige Bedeutung. Eine Rißbildung ist sogar dann unvermeidlich, wenn der Winkel stark armiert ist, denn auch ein eiserner Stab, welcher nach einem spitzen Winkel gebogen wird, bricht leicht bei einer Zurückbiegung desselben, d. h. bei einer Vergrößerung des Winkels zwischen den Stababzweigungen, ist aber die Armatur schon beschädigt, so entsteht eine Zerstörung des Trägers im Knotenpunkt. Aber bei einer Verbindung der Stabumrisse durch eine Kurve wird im Knotenpunkt keine schwache, die Rißbildung vorher bestimmende Stelle vorhanden sein, weil es immer leicht ist, die Kurve abzuschrägen und an dieser Stelle die Armatur zu verstärken. Bei einer Vergrößerung des Winkels zwischen den Stabachsen werden an den verschiedenen Punkten dieser Kurve fast nur Zugkräfte entstehen, weil bei einer gewissen Schrägheit der Kurve zerstörende Kräfte im Vergleich mit den ersteren sehr gering sein werden. Deshalb ist keine Gefahr vorhanden, daß die Armatur beschädigt wird, und folglich ist die Festigkeit des Trägers gesichert.

Auf diese Weise sichern diese verbindenden Kurven gleichzeitig die Trägerstäbe vor einer für die Dauerhaftigkeit derselben gefährlichen Biegung und beseitigen die Möglichkeit einer Rißbildung in den Knotenpunkten.

5. Die Bemerkungen über das Considèresche System und allgemeine Angaben über die neue Herstellungsart von umschnürtem Beton (Syst. Abramoff).

Um die Möglichkeit einer praktischen Anwendbarkeit der Arkadenträger im Eisenbetonbau zu beweisen, machte ich mir zur Aufgabe, einen solchen Träger aus umschnürtem Beton zu bauen und denselben im mechanischen Laboratorium des Instituts der Wegebau-Ingenieure in Petersburg zu prüfen.

Damit meine Versuche eine praktische Bedeutung erhielten, konstruierte ich nicht ein Modell eines solchen Trägers, sondern einen wirklichen Balken, welcher einen einfachsten, in der Praxis möglichen Fall vorstellte.

Bei der Lösung der mir gestellten Aufgabe stieß ich bei den ersten Schritten auf große rein praktische Hindernisse.

Es erwies sich, daß bei den von mir angenommenen Trägerumrissen und dem rechtwinkligen Querschnitt gar keine Möglichkeit vorhanden war, einigen sehr wesentlichen Forderungen zu genügen:

1. daß die Armierung des Ständers eine unmittelbare Fortsetzung der Gurtarmierung vorstelle, d. h. daß die Armatur der Umschnürung in den Knotenpunkten des Trägers nicht unterbrochen werde;
2. daß die ganze Betonmasse des Querschnittes nach Möglichkeit an der Arbeit des Trägerstabes aktiv teilnimmt.

Bei einer Spiral- oder Ringarmatur nach dem System Considères und bei einem rechtwinkligen Querschnitt der Ständer und Gurte des Trägers nimmt die außerhalb der Spirale (außerhalb des Arbeitskerns) liegende Betonmasse an dem Widerstand gegenüber den auf den Bau wirkenden Kräften nicht teil.

Gleichzeitig zeigte der Versuch, daß es in praktischer Hinsicht schwierig ist, die Spiralarmatur vorher zu fertigen, da diese auf einen Stab gewunden wird, dessen Durchmesser in einem gewissen, nur durch den Versuch aufzuklärenden Verhältnis zu dem Durchmesser des Eisenbetonkernes steht; die bedeutende Schwierigkeit einer definitiven Montage des Drahtgestelles nach dem Considèreschen System und der Bewahrung einer gleichmäßigen Entfernung zwischen den Windungen der Spirale bei der Schüttung des Betons und die Unmöglichkeit, das Stampfen anders, als nur längs der Achse des Stabes zu verrichten.

Da dieses Ergebnis die große praktische Bedeutung des umschnürten Betons für den Eisenbetonbau, dessen Gebiet sich bei der Anwendung dieses neuen Materials stark erweitern muß, verringerte, und da die oben angeführten Schwierigkeiten nicht von der Grundidee, sondern von der Verstärkungsart des Betons herrühren, so war der Gedanke naheliegend, die Konstruktionsweise der Umschnürung zu verändern.

Durch Änderung der Umwindung war es möglich, eine Umschnürung zu erhalten, welche:

1. in Stäben mit verschiedenem Querschnitt, einem runden oder auch einem vieleckigen, zu verwenden ist,
2. ein unveränderliches System von Stäben darstellt, welches selbständig den auf das

selbe einwirkenden Kräften Widerstand leistet,

3. eine geringere Metallquantität als die Considèresche fordert,
4. nicht, wie die Considère'sche vorher angefertigt werden muß vermittels einer Aufwindung auf einen Zylinder oder auf irgend eine andere Art, sondern unmittelbar an der Arbeitsstelle eingerichtet werden kann,
5. ohne Unterbrechung in den Knotenpunkten eines Fachwerkträgers hergestellt werden kann, was für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion besonders wichtig ist,
6. das Stampfen des Betons quer über die Achse des Stabes ermöglicht.

Das Wesen besteht darin, daß die Umwindung nicht aus einem ganzen spiralförmigen Drahtstück, sondern aus mehreren, die Längsstäbe auf eine bestimmte Weise verbindenden Stücken hergestellt wird, so daß die Umwindung die Form eines Dreiecksnetzes hat.

Dank der angeführten Systemveränderung der Armierung gelang es einem Arkadenträger aus umschnürtem Beton zu bauen, welcher allen obengenannten Anforderungen vollständig genügt.

Die nun folgenden Versuche sollen zeigen, welche Wirkung durch die vorgeschlagene Änderung der Umschnürung erzielt wird.

## II.

Vorläufige allgemeine Angaben und Bemerkungen über einer Prüfung unterworfenen Probekörper und über die zur Anfertigung derselben verwendeten Materialien.

### 1. Form und Größe der Probekörper.

Nach den Bestimmungen der Internationalen Konferenzen über eine einheitliche Prüfung der Materialien gilt als Normalform für Druckprobekörper, wie bekannt ist, die Würfelform. Was die Größe der Würfel anbelangt, so wird dieselbe bedingt durch:

1. die Kraft der dem Prüfenden zur Verfügung stehenden Maschinen und
2. die Qualität und die Eigenschaften des zu prüfenden Materials.

Auf den Versammlungen russischer sowie auch ausländischer, besonders deutscher Beton-techniker wurde im einzelnen für Beton festgestellt, daß die Kantenlänge eines für die Druckprobe bestimmten Würfels 25—30 cm betragen muß.

In Anbetracht dessen, daß die höchste Korngröße des Sandes vergleichsweise gering war, hielten wir es, wie weiter unten angeführt, für möglich, den Querschnitt des Probekörpers nur 15 × 15 cm anzunehmen.

Auf gleiche Weise hielten wir es für möglich, auf Normalwürfel zu verzichten, von der Erwägung ausgehend, daß man bei einem Verhältnis der

Höhe zur Seite des Querschnitts = ca. 2 noch nicht das Eintreten einer Knickung befürchten kann und daß man noch ziemlich gleiche Resultate wie die Versuchsergebnisse an Würfeln erhalten kann. Deswegen wurde als Norm angenommen, daß die Höhe das Zweifache der Seite der Grundfläche betrage. Wie die Vorproben zeigten, waren bei einem solchen Verhältnis die in der Nähe der Mitte der Probekörper liegenden Querschnitte mehr unabhängig von der in den Druckflächen entstehenden Reibung; folglich wurde der Einfluß der Umschnürung auf die Größe der Druckfestigkeit klarer und unzweifelhafter.

Es ist noch notwendig zu erwähnen, daß bei Feststellung der Dimensionen der Probekörper auch ökonomische Rücksichten maßgebend waren. Es war wünschenswert, bei einem geringsten Materialverbrauch eine möglichst große Zahl von vollkommen richtigen, rationalen Probekörpern anzufertigen, um mit voller Sicherheit aus diesen Versuchsergebnissen Schlüsse ziehen zu können.

Auf diese Weise wurden auf Grund der oben angeführten Erwägungen folgende Dimensionen der Probekörper angenommen:

Grundfläche 15 × 15 cm (12,4—14,5),

Höhe der Probekörper 30 cm (32,0—33,5).

Die Probekörper waren quadratisch, der von der Umwindung umgebene Kern war ein Quadrat.

### 2. Bestandteile des Mörtels. Auswahl des Sandes.

Es wurde nach Vorversuchen für die Anfertigung der Probekörper eine Mischung aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Lachtasand und 1 Teil „Normalsand“ angenommen.

Die Prüfungen wurden parallel an Probekörpern aus gestampftem und auch aus gegossenem Beton ausgeführt. Bei der Herstellung von gestampftem Beton betrug der Wasserzusatz etwa 9,3 % des Gewichts der Menge von Zement und Sand, für gegossenem Beton ungefähr 18,6 %.

(Die Probekörper aus gestampftem Beton sind mitst, und aus gegossenem Beton mitgeg bezeichnet.)

### 3. Einige nähere Angaben über die Einrichtung des Drahtgestells der Umschnürung.

Für die Herstellung der Armierung der von mir geprüften Probekörper wurde Draht von verschiedenen Stärken angewendet, nämlich  $d = 5,2$  mm, 3,3 mm, 2,0 mm, 1,6 mm.

Der dickste Draht von 5,2 mm Stärke wurde zu Längsstäben der Armierung verwendet. Ein jeder Probekörper hatte je 4 solcher Stäbe von 30 cm Länge; das Metallvolumen der Längsstäbe der Armierung beträgt sonach

bei der Spiralumwindung Syst. Considère 0,5 %  
bei der neuen Umwindungsweise Syst. des  
Verfassers . . . . . 0,43 %  
vom Gesamtvolumen des Probekörpers.

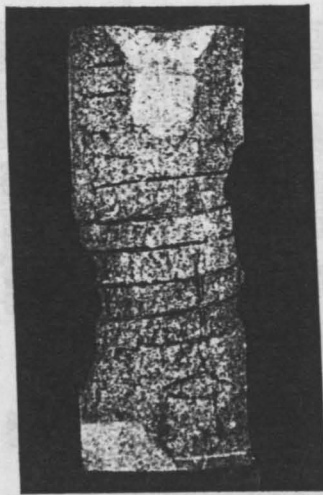




I.



II.



III.



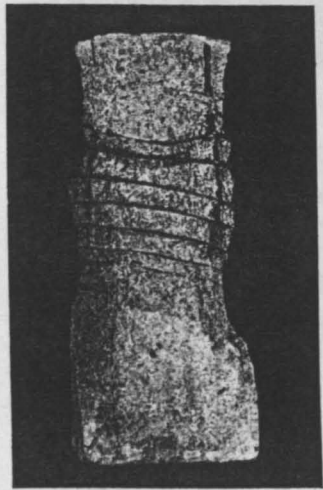
IV.



V.



VI.



VII.



VIII.



IX.



X.

Fig. 5. Druckversuche mit umschnürtem Beton. (Umschnürung nach Considère und Abramoff.)

Wenn aber diese Quantität nur in Prozenten vom Volumen des umschnürten Kerns, dessen Querschnittsfläche in beiden Systemen für alle Probekörper gleich 100 qcm war, ausgedrückt wird, so erhalten wir 0,85 %.

Der Draht der übrigen Stärken wurde zur Herstellung der Umschnürung verwendet.

In folgender Tabelle sind Angaben über die Metallquantität der Armierung angeführt. In der fünften Kolonne dieser Tabelle 1 ist in Prozenten das Metallvolumen der Armierung, theoretisch berechnet, gegeben.

(Nicht armierte Probekörper werden mit dem Buchstaben B, nur durch Längsdrahte verstärkte, wie dieses in gewöhnlichen Eisenbetonkonstruktionen üblich ist, mit A B bezeichnet.)

## III.

Druckfestigkeit des umschnürten Betons, seine elastischen Eigenschaften sowie kurze Angaben über dessen Biegezugfestigkeit.

I. Allgemeine einleitende Bemerkungen und Erläuterungen zu der Tabelle der Versuchsergebnisse von Probekörpern aus umschnürtem Beton auf Druck.\*)

Oben wurde angeführt, daß die Querschnittsfläche der Probekörper verschieden war. Um völlig vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, war die Umschnürung so angeordnet, daß die von der Umschnürung umgebene Querschnittsfläche bei allen Probekörpern gleich 100 qcm war.

Tabelle 1.

Armierungsweise des Probekörpers	Bezeichnung	Metallquantität in Prozenten vom Volumen des umschnürten Kerns			
		In den Längsstäben aus Draht d = 5,2 mm	Im Drahtgestell der Umschnürung	Total	Berechnet nach dem wirklichen Gewicht der Armierung
1.	2.	3.	4.	5.	6.
Spiralarmatur System Considère aus Draht d = 3,3 mm . . . . .	K <sub>3</sub>	0,85	1,52	2,37	2,39
Spiralarmatur System Considère aus Draht d = 2 mm . . . . .	K <sub>2</sub>	0,85	0,74	1,59	1,61
Spiralarmatur System Considère aus Draht d = 1,6 mm . . . . .	K <sub>1</sub>	0,85	0,60	1,45	—
Einfache Armatur System Abramoff aus Draht d = 2 mm . . . . .	A <sub>2</sub> '	0,85	0,59	1,44	1,39
Doppelte Armatur System Abramoff aus Draht d = 2 mm . . . . .	A <sub>3</sub> ''	0,85	0,63	1,48	1,50
Einfache Armatur System Abramoff aus Draht d = 1,6 mm . . . . .	A <sub>1</sub> '	0,85	0,50	1,35	1,29
Doppelte Armatur System Abramoff aus Draht d = 1,6 mm . . . . .	A <sub>1</sub> ''	0,85	0,52	1,37	1,33

#### 4. Qualität der zur Herstellung der Probekörper verwendeten Materialien.

Die Qualität der zur Herstellung der Probekörper verwendeten Materialien wurde durch gewöhnliche Methoden, welche im mechanischen Laboratorium des Instituts der Wegebau-Ingenieure bei der Prüfung von Baumaterialien angewendet werden, bestimmt.

Im Folgenden werden wir die Querschnittsfläche des Probekörpers abgekürzt „volle Fläche“ benennen, dagegen die vom Drahtgestell der Umschnürung begrenzte Querschnittsfläche als „Kern des Querschnitts“ bezeichnen.

Die volle Belastungsgröße in Tonnen, welche dem Moment des Auftretens von bleibenden

\*) Vergl. unten angeführte Tabellen 1, 2 und 3.



Deformationen, von uns bedingungsweise „Elastizitätsgrenze“ benannt, entspricht, bezeichnen wir durch  $P_1$ . Jene Erscheinung, bei welcher die äußere, die Umschnürung bedeckende Betonschicht zu bersten und abzublättern beginnt, bezeichnen wir mit „Rißbildung“ und die entsprechende Belastung drücken wir durch  $P_2$  aus. Endlich bezeichnen wir eine die Zerstörung des Probekörpers hervorrufende Belastung mit  $P_3$ .

Die Druckfestigkeit, d. h. die Spannung bei der Zerstörung, darf nur auf die Flächeneinheit des Kerns berechnet werden, weil die zerplatze und vom Drahtgestell abgeteilte Betonschicht in dieser Zeit an der Arbeit des Probekörpers nicht mehr mitwirkt. Wir bezeichnen diese Druckfestigkeit durch  $\sigma_b$ .

Was die Spannung beim Auftreten von bleibenden Deformationen, sowie bei der Rißbildung betrifft, so darf dieselbe selbstverständlich nur auf die Quadrateinheit der vollen Fläche berechnet werden, da bis zum Moment der Rißbildung die ganze Betonmasse des Probekörpers unzweifelhaft der Wirkung äußerer Kräfte Widerstand leistet. Jedoch berechneten wir, um eine vollkommene Vergleichbarkeit der Resultate zu erhalten, die Spannung bei diesen Momenten gleichfalls auf die Quadrateinheit der Kernfläche, ähnlich wie es Considère tut.

Die auf die Einheit der vollen Fläche der Probekörper berechneten Spannungen bezeichnen wir:

bei der Elastizitätsgrenze mit  $\sigma_1'$   
 „ „ Rißbildung „ „  $\sigma_2'$

Dagegen die auf die Flächeneinheit des Kerns berechneten Spannungen:

bei der Elastizitätsgrenze mit  $\sigma_1$   
 „ „ Rißbildung „ „  $\sigma_2$

In bezug auf die Erhärtungsdauer des Betons werden die Druckproben in zwei Reihen geteilt:

1. Versuche, welche genau 1 Monat nach der Probekörperherstellung ausgeführt wurden, und
2. Versuche 6 Monate nach der Anfertigung.

Werden die Resultate der 7 Tage nach der Anfertigung der Probekörper vorgenommenen Vorprobe noch in Betracht gezogen, kann man auf diese Weise ein vollkommenes Bild der Druckfestigkeit des umschnürten Betons erhalten.

Alle Versuche sind, wie schon gesagt, im Mechanischen Laboratorium des Instituts der Wegebau-Ingenieure mit der 200 Tonnen hydraulischen Presse von Amsler ausgeführt.

Alle Probekörper verblieben im Laufe eines Tages, vom Moment der Anfertigung gerechnet, an der Luft. Die übrige Zeit bis zur Prüfung lagerten sie im Wasser.

Jeder Probekörper wurde vor der Prüfung gewogen, und auf diese Weise bestimmte man

das Gewicht der Kubikraumeinheit, welches in gewissem Maße kennzeichnet, inwieweit der Beton gleichartig hergestellt und gestampft ist. Außerdem wurde dadurch ermöglicht, die Festigkeit des Eisenbetonkörpers und eines ihm an Gewicht gleichen eisernen zu vergleichen, um die oben angeführte Considèresche Bestimmung, daß die Festigkeit eines Probekörpers aus umschnürtem Beton gleich sein kann der Festigkeit eines ihm an Gewicht gleichen eisernen Probekörpers, zu kontrollieren.

Bezeichne:

$\sigma_{bd}$  = die Druckfestigkeit des nicht armierten Betons in kg/qcm,

$\sigma_{ez}$  = die Spannung des Metalls des Drahtgestells bei der Elastizitätsgrenze gleichfalls in kg/qcm,

$p$  = das Verhältnis des Metalls der Längsarmierung zum Volumen des Probekörpers in Prozenten,

$q$  = das Verhältnis des Metalls der Umschnürung zum Volumen des Probekörpers in Prozenten,

so muß nach der Considèreschen Formel die Druckfestigkeit des umschnürten Betons gleich sein:

$$\sigma_b = \sigma_{bz} + p\sigma_{ez} + 2,4 q \sigma_{ez}$$

Die so berechneten Werte sind in die Tabelle zum Vergleich aufgenommen.

## 2. Prüfungsmethode der elastischen Eigenschaften des umschnürten Betons bei Druck.

Für die Größenbestimmung der elastischen Längenänderungen der Probekörper bei Druck bediente man sich des Spiegelapparats von Martens (gebaut von Amsler). Die Belastung und die darauffolgende Entlastung der Probekörper wurden so oft wiederholt, bis die Beobachtungen unverändert blieben. Auf diese Weise wurden bestehende Diagramme abgeleitet.

Für die Bestimmung der Druckelastizität des umschnürten Betons benutzte man nur die Kurve der federnden Deformationen, wobei angenommen wurde, daß der umschnürte Beton dem Bülffingerschen, von Bach und Schüle betätigten Gesetz folgt:

$$\epsilon = \alpha \cdot \sigma^m$$

Die Koeffizienten  $\alpha$  und  $m$  sind gleichfalls auf Grund einer Reihe von Versuchen mittels eines Verfahrens, welches die Wahrscheinlichkeitsrechnung und die Theorie kleinster Quadrate vorschreibt, ermittelt.

In den Tabellen ist für alle Probekörper der Elastizitätsmodul auch nach dem Hookschen Dehnungsgesetz berechnet.

Unter Elastizitätsmodul verstanden wir den

Wert  $\frac{\sigma}{\epsilon}$ , welcher auf diese Weise in unserem speziellen Fall durch die Formel

$$\frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{I}{\alpha \sigma^{m-1}}$$

ausgedrückt wird.

In den unten angeführten Tabellen sind die Werte des Elastizitätsmoduls für alle Probekörper bei einer Spannung  $\sigma = 50 \text{ kg/qcm}$  und auch für  $\sigma = 100 \text{ kg/qcm}$  für diejenigen Probekörper, bei denen die Spannung bei der Elastizitätsgrenze  $100 \text{ kg/qcm}$  übersteigt. (Fortsetzung folgt.)

## NEUBAU „DIERS“, HANNOVER.

Von Dipl.-Ing. Kupfer.

Für die Buch- und Zeitungsdruckerei von Fritz Diers, Hannover, mußten wegen Unzulänglichkeit der bestehenden Baulichkeiten neue Räume geschaffen werden. Infolge der vielen Vorteile des Eisenbetons, wie: Billigkeit um 20% gegenüber der früheren Bauweise, schnellste Herstellung ohne Schädigung der Güte, monumentale Dauerhaftigkeit, Feuersicherheit, größte Tragfähigkeit, Infektions- und Schwammsicherheit, kam dieses Material zur Herstellung des Neubaus allein in Betracht. Das Bauwerk bildet in der Hauptsache ein Eisenbetongerippe, bestehend aus Säulen, Haupt- und Nebenträgern, zwischen das die Deckenplatten gespannt sind. Wie aus dem Grundriß ersichtlich, hat das Gebäude eine ziemlich unregelmäßige Gestalt. Es besteht aus einem linken Flügel von 8 m Breite und 27,5 m Länge und einem rechten Flügel von ebenfalls 8 m Breite

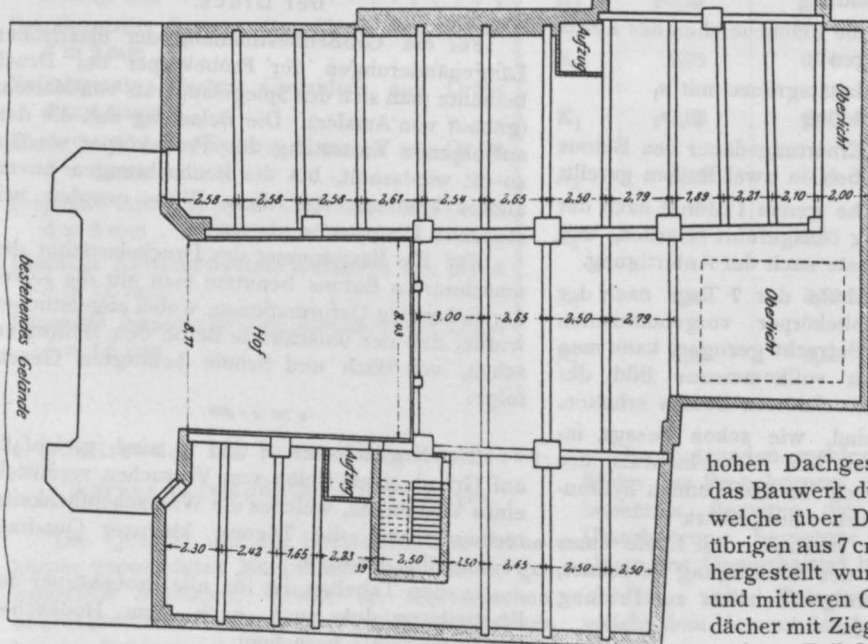


Fig. 2. Neubau Diers: Grundriß.

und 21 m Länge, zwischen beiden Flügeln befindet sich ein 9 m breiter und 11 m langer Mittelteil. An den linken Flügel schließt sich nach links ein Anbau  $5 \times 9 \text{ m}$  groß und fernerhin ein  $16,5 \text{ m}$  langer und  $4,5 \text{ m}$  breiter, nur 1 Stockwerk hoher Verbindungsgang an. Des weiteren befindet sich hinter dem linken Gebäudeteil noch ein schmaler, nur  $1,5 \text{ m}$  breiter Gang und hinter dem Mittelbau ein Lichthof,  $7 \times 7,90 \text{ m}$ , beide ebenfalls nur durch ein Geschos reichend. Die nur ein Stockwerk hohen Gebäudeteile erhielten flache Eisenbetondächer mit Holzzementabdeckung und wurden mit großen Oberlichtern versehen. Das Gebäude besteht aus einem Keller, einem Erdgeschoß von  $4,15 \text{ m}$  Höhe, dann dem ersten Obergeschoß  $3,85 \text{ m}$  hoch, ferner einem zweiten und dritten Obergeschoß je  $3,75 \text{ m}$  hoch und endlich aus dem  $3 \text{ m}$  hohen Dachgeschoß. Überragt wird das Bauwerk durch 2 Aufzugsschächte, welche über Dach aus Mauerwerk, im übrigen aus  $7 \text{ cm}$  starken Monierwänden hergestellt wurden. Über dem linken und mittleren Gebäudeteil sind Winkeldächer mit Ziegelbedeckung, über dem rechten Teil Mansardendächer, welche letztere in der geneigten Fläche eben-

falls mit Ziegeln, sonst mit Holzzement bedeckt wurden angeordnet.

Durch die Unregelmäßigkeit des Gebäudes und seiner zu einander geneigten Fluchten, durch die ungleichmäßigen Säulenabstände und das exzentrische Absetzen der Säulen in den oberen Stockwerken, ferner durch die engen Raumverhältnisse war die Bauausführung eine ziemlich schwierige. Zunächst wurde der rechte Gebäudeflügel hochbetoniert, während gleichzeitig die alten Gebäude auf dem linken Flügel niedrigerissen wurden. Sobald auch links Platz war, wurde nunmehr der linke Flügel und der Mittelteil hochgeführt. Zuletzt wurde der große Lichthof fertiggestellt, weil hier bis zum Schlusse Lokomobile und Mischmaschine Platz gefunden hatten. Obwohl in jeder Weise, sowohl was die Örtlichkeit als auch was die Konstruktion und die Ausführung anbelangt, mit den größten Schwierigkeiten zu kämpfen war, so wurde dennoch das Bauwerk in kürzester Zeit fertiggestellt; wieder ein deutlicher Beweis, wie sich die Eisenbetonbauweise in allen Verhältnissen glänzend bewährt.

Als Nutzlasten kamen für die Erdgeschoßdecke, welche die schweren und starke Erschütterung hervorrufenden Druckmaschinen aufzunehmen hat, 1500 kg/qm, für die zweite und dritte Decke, die nur mit Maschinen von geringerem Gewicht beansprucht werden, 750 kg/qm und endlich für die Decke im dritten Obergeschoß, die die Lasten von lagernden Papiermengen und außerdem die Belastung durch die Dachstiele zu tragen hat, 950 kg/qm in Betracht. Durch die ungleich-

mäßigen Säulenabstände bestimmt ließen sich leider keine gleichgroßen Deckenfelder anordnen. Es mußten die Spannweiten so genommen werden, wie sie sich durch die bedingten Trägerlagen ergaben und so kam es, daß fast sämtliche Deckenfelder verschiedene Spannweiten aufwiesen. Die Spannweiten der Decken schwanken zwischen

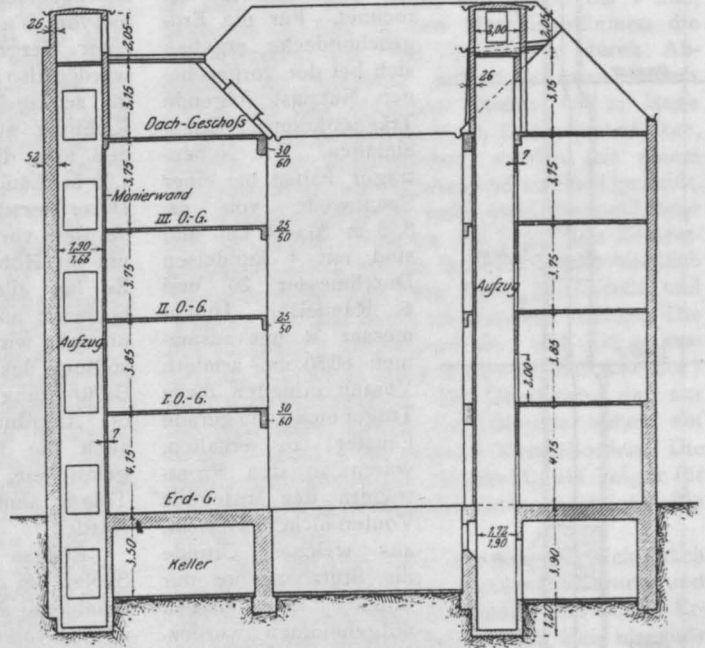


Fig. 2. Neubau Diers: Querschnitt.

1,5 und 3,0 m, entsprechend beträgt die Stärke der Platten 13 bis 15 cm und der zugehörigen Eiseneinlagen 7,05 bis 8,70 cm<sup>2</sup> pro m. Sämtliche Deckenfelder wurden eines besseren Aussehens wegen ohne Vouten ausgeführt, den negativen Stützmomenten wurde durch hinreichende Eisenarmierung Rechnung getragen. Soweit

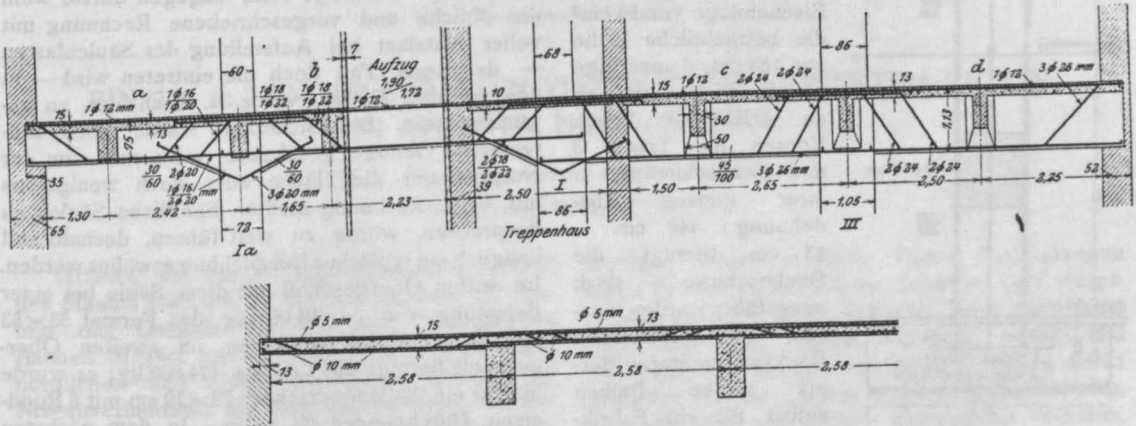


Fig. 3. Neubau Diers: Decken.

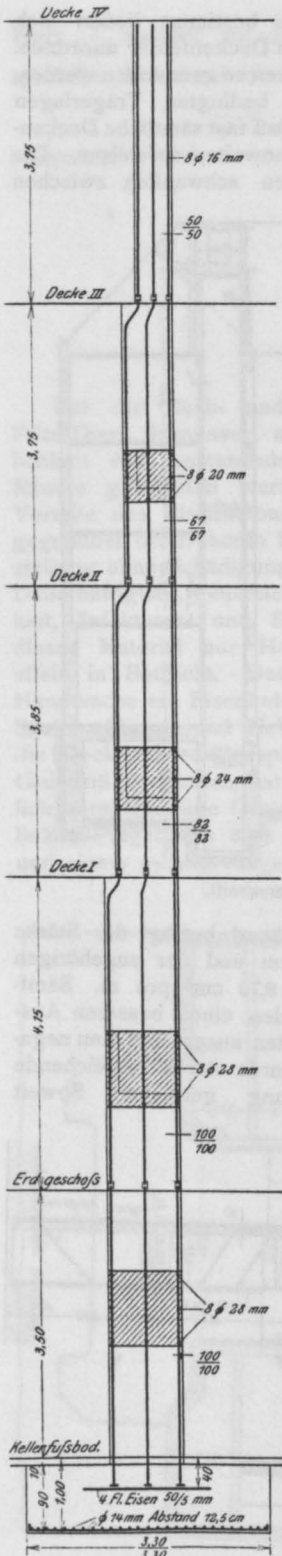


Fig. 4. Neubau Diers: Säule IV.

Decken und Träger nur über ein Feld reichen, wurden sie nach dem Moment

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

im übrigen wurden sie als kontinuierlich berechnet. Für die Erdgeschoßdecke ergaben sich bei der vorgesehenen Nutzlast folgende Trägerstärken und Eiseneinlagen. Die Nebenträger haben bei einer Spannweite von ca. 8,25 m  $30 \times 60$  cm und sind mit 4 Rundeseisen Durchmesser 30 und 4 Rundeseisen Durchmesser 34 mit zusammen  $60,50 \text{ cm}^2$  armiert; Vouten erhielten diese Träger nicht. Um gerade Fenster zu erhalten, waren an den Frontträgern des Mittelteils Vouten nicht erwünscht, aus welchem Grunde die Stützmomente nur durch Eiseneinlagen aufgenommen wurden. Wegen der großen Spannweiten traten an den Stützen, also an den Auflagern im Hauptträger, sehr erhebliche Stützmomente auf. Diese Momente verlangten bei der vorhandenen Trägerbreite von 30 cm und einer Eiseneinlage von  $50 \text{ cm}^2$  die beträchtliche Höhe von 153 cm, demzufolge hätten die Hauptträger, an welche die hohen Vouten der Träger 3 und 5 anschließen, in ihrer ganzen Ausdehnung 140 cm — 13 cm beträgt die Deckenstärke — stark ausgeführt werden müssen. Aus ästhetischen Rücksichten waren derart starke Balken selbst für ein Fabrikgebäude nicht angängig.

Es wurde daher beschlossen, die Höhe der Hauptträger nur 1,0 m zu nehmen, mithin mußten die Vouten der Nebenträger von 1,53 m auf 1,13 m herabgesetzt werden. Man hätte diese Verminderung der Voutenhöhe durch doppelte, entsprechend starke Armierung erreichen können, doch wäre hier ein ganz unverhältnismäßig hoher Eisenquerschnitt nötig geworden; deshalb sah man hiervon ab und machte von der zweiten Möglichkeit, einer Vergrößerung der Breite, Gebrauch. Es wurden also nicht nur voutenförmige Verstärkungen in senkrechter, sondern auch in wagerechter Richtung an den Stützen angeordnet, und zwar ließ man die Breite der Vouten keilförmig auf 1,20 m Länge von 30 bis auf 50 cm zunehmen. Diese Verstärkung in der Breitenrichtung genügte bei dem vorhandenen Eisenquerschnitt von  $50 \text{ cm}^2$  um die Höhe der Voute um 40 cm zu verringern. Es lag allerdings bei dieser Konstruktion der Gedanke nahe, daß derartig ausgebildete Vouten unschön wirken würden, doch hat sich nach Fertigstellung des Bauwerkes gezeigt, daß die gehegte Befürchtung in keiner Weise zutraf. Dies waren die Anordnungen in der Erdgeschoßdecke und auch die übrigen Decken können damit abgetan sein, weil bei ihnen die Ausbildung der Träger ähnlich wie bei Decke I vorgenommen wurde.

Ebenso wie die Träger mußten auch die Säulen bei den vorhandenen hohen Lasten ziemlich erhebliche Abmessungen erhalten. Da die Säulen in den verschiedenen Stockwerken zum größten Teile exzentrisch absetzen, da ferner die Lasten übertragenden, Träger statt auf Säulennitte zu stoßen, häufig mit einer Säulenseite bündig liegen, so wurde mit Rücksicht auf diese ungünstigen Verhältnisse die Säulenbelastung — jedoch nur Deckeneigengewicht und Deckennutzlast, nicht auch das Eigengewicht der Säule — um 25% erhöht. Der Zuschlag von 25%, der bei Fällen starker Exzentrizität allgemein gemacht wird, mag berechtigt sein, dagegen dürfte wohl die übliche und vorgeschriebene Rechnung mit voller Nutzlast bei Aufstellung der Säulenlasten — da dieser Fall doch nie eintreten wird — in den meisten Fällen, wie z. B. auch hier, zu ungünstig sein. Der Sicherheit würde noch hinreichend Genüge geschehen, wenn man von der Nutzlast nur die Hälfte oder doch wenigstens nur  $\frac{3}{4}$  in Rechnung stellte. Sämtliche Säulen zu besprechen, würde zu weit führen, deshalb soll lediglich ein typisches Beispiel hier erwähnt werden. Im dritten Obergeschoß hat diese Säule bei einer Belastung von ca. 94 000 kg das Format  $53 \times 53$  und  $16,08 \text{ cm}^2$  Eiseneinlagen, im zweiten Obergeschoß beträgt die Last ca. 174 000 kg; es wurde hierfür ein Säulenquerschnitt  $72 \times 72$  cm mit 8 Rundeseisen Durchmesser 22 nötig. In dem nächsten Stockwerk ist die Belastung schon auf 254 000 kg

gestiegen, der Säulenquerschnitt wird hier  $86 \times 86$  und die Eiseneinlagen bestehen aus 8 Durchmesser 26; im Erdgeschoß endlich wird die Säule mit 384 000 kg belastet, das Format ist  $105 \times 105$  und die dazu gehörigen Eiseneinlagen sind 8 Durchmesser 32. Zur Bestimmung der Größe des Fundaments wurde nicht mit den um 25% erhöhten, sondern mit den wirklichen Lasten gerechnet. Es ergab sich für Säule III bei einer Bodenbeanspruchung von  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  die Seitenlänge der quadratischen Fundamentplatte zu 3,50 m. Die Betonbeanspruchung stellt sich bei den Säulen bis auf  $32 \text{ kg/cm}^2$ , während sie bei den Deckenplatten und Trägern ca.  $40 \text{ kg/cm}^2$  beträgt.

Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus den beistehenden Fig. 3 und 4 ohne weiteres ersichtlich, und sollen dieselben, da sie in der allgemein bekannten Weise vorgenommen wurden, nur kurz berührt werden. Die Säuleneisen, die im Fundament auf einem Flacheisenrost aufstehen, sind in Abständen von 30 cm durch Schlingen aus Eisen Durchmesser 7 verbunden. Der Stoß der Säuleneisen ist immer einige Zentimeter über Deckenoberkante angeordnet; ein Gasrohrstutzen sorgt hier für die Verbindung der beiden Eisenstangen. Zur Aufnahme der Schubspannungen wurden an den Auflagern sämtlicher Träger und Deckenplatten einige Eisen nach oben gebogen, im übrigen wurden die Eisen entsprechend den positiven oder negativen Momenten unten oder oben in die Träger und Decken eingelegt. Um eine gute Verbindung zwischen Träger und anschließender Platte zu erzielen, kamen in Abständen von etwa 25 cm — am Auflager etwas enger, in der Mitte weiter — Rundeisenbügel aus 7er Eisen zur Einlage.

Der Beton, der maschinell gemischt wurde, bestand für die Deckenplatten und Träger aus einem Teil Zement und fünf Teilen Kies und für

die Säulen aus einem Teil Zement und drei Teilen Kies. Sowohl auf die Betonbereitung wie auf die Auswahl des Kieses wurde die größte Sorgfalt verwandt, so wurde streng darauf geachtet, daß der Kies frei von tonigen Bestandteilen und daßerscharfkörnig war. Das Kiesmaterial sollte annähernd aus 50% Kies, Korngröße 10 bis 30 mm, und 50% Sand, Korngröße bis 7 mm, bestehen. — Um in den Maschinenräumen die Säulenkanten vor der Zerstörung durch Abstoßen zu schützen, befestigte man mittels Dübel an den einzelnen Säulen 1,50 m lange Schienen aus geriffeltem Stahl. Deckenunterseiten, Träger- und Säulenflächen wurden mit einem Zementschlichtputz versehen und zweimal geweißt. Das Druckereigebäude weist zwei Treppenhäuser auf, in beiden bestehen die Tritte aus Zementkunststeinstufen, die in der Fabrik einschließlich Vorstoßschiene und Putz fertig hergestellt und dann an Ort und Stelle eingemauert wurden. Die Stufen, welche freitragend sind und 1,15 m auskragen, wurden je mit 4 Rundeisen Durchmesser 7 im Obergurt versehen. Die Oberlichter der nur ein Stockwerk hohen Gebäudeteile ruhen auf 50 cm hohen, 9 cm starken Monierborden. Die Borde dienen teilweise gleichzeitig als Träger für die Oberlichtlasten und die unten anschließenden Deckenplatten.

Trotzdem das Gebäude schon gleich nach Fertigstellung in Benutzung genommen wurde und trotzdem die schweren Maschinen sehr starke Erschütterungen hervorrufen, haben sich nirgends die geringsten Risse oder Defekte gezeigt. Es wäre zu wünschen, daß in Zukunft bei ähnlichen Gebäuden noch weit mehr als bislang statt der teuren Eisen- und Mauerkonstruktionen die billige und praktische Eisenbetonbauweise zur Anwendung käme. — Das Bauwerk wurde von der Firma Robert Grastorf G. m. b. H., Unternehmung für Beton- und Eisenbetonbau, Hannover, ausgeführt.

---

## EIN 246 m LANGER STRASSEN-VIADUKT AUS ARMIERTEM BETON IN ATLANTA, NORDAMERIKA.

Von Dipl.-Ingenieur Harry Abraham.  
(Knoxville, Tenn. U. S. A.)

Atlanta, die Haupt- und Hauptindustriestadt des Staates Georgia, ist durch die Schienenstränge und das Gelände der ein- und auslaufenden Bahnen in fast zwei gleiche Teile zerlegt, einen nördlichen und einen südlichen. Infolge der Niveauverhältnisse der Straßen einerseits, und der Breite des dazwischenliegenden Bahngeländes andererseits war eine Verbindung beider Stadtteile nur an

wenigen Stellen möglich. Diese Verbindungen lagen fast ausschließlich im Zentrum, dem Hauptgeschäftsteil der Stadt, auf eine Länge von wenig mehr als einem halben Kilometer verteilt, und die meist steil abfallenden Straßen führten direkt über das Geleise. Schon vor Jahren machte sich, in Anbetracht des immer wachsenden Verkehrs, die Unzuträglichkeit dieser Verhältnisse bemerkbar,









nisse mittels einer Eisenkonstruktion überschritten werden; dann folgten weitere fünf Spannweiten von 9,14 m (30'), zwei von 10,1 m (33'), zwei von 9,8 m (32'), drei von 6,4 m (21') und zwei von 7,6 m

zestem Wege in die letztere zu gelangen, d. h. durch die unter dem Viadukt gelegene Courtlandstraße. Aus dieser Forderung ergab sich die Notwendigkeit, den Viadukt in seiner Mitte zu

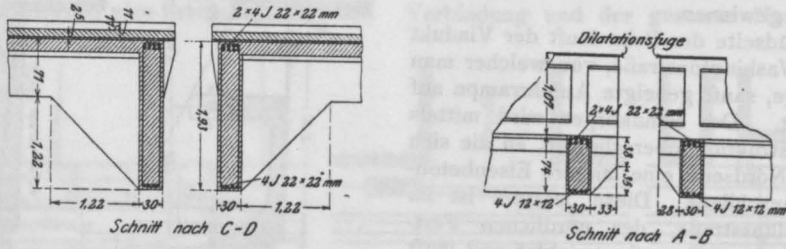


Fig. 3 c. Dilatationsfugen.

(25'). Außerdem war die Bedingung gestellt, daß es möglich sein sollte, von der Gilmerstraße, einer Parallelstraße der Decaturstraße, auf kür-

unterbrechen und einen Ausgang der Straße unter der Brücke zu schaffen. Dies geschah dadurch, daß in der Mitte des Viadukts, auf eine Entfernung

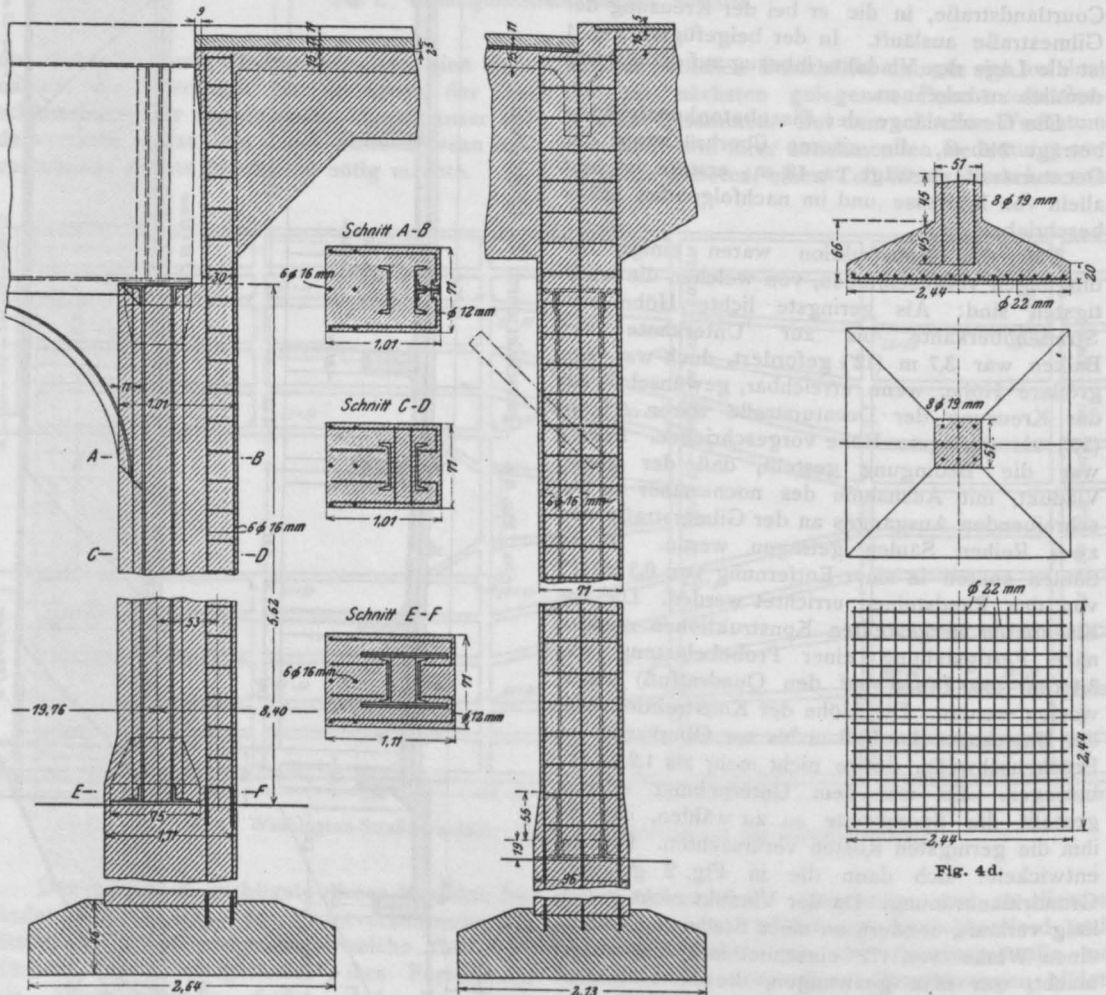


Fig. 4 b.

Fig. 4 a.

Fig. 4 d.

Konstruktion der Pfeiler.

von 15,2 m (50') 4,6 m (15') breite Treppen angeordnet wurden.

Der Viadukt hat eine Breite von 18,3 m (60'), wovon 12,2 m (40') für die Straßenbahn und je

stärksten beanspruchten unter den Geleisen sind mit 8 gezahnten Eisen  $22 \times 22$  mm verstärkt.

Sämtliche tragenden Säulen, mit Ausnahme der Ecksäulen an dem Bahnübergang und der

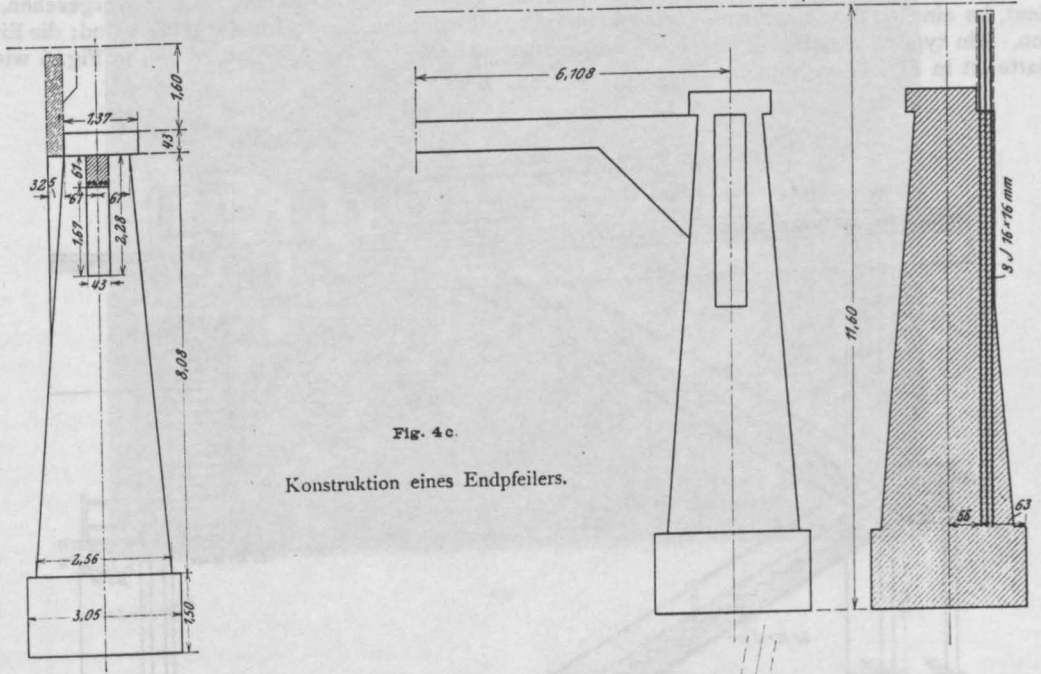


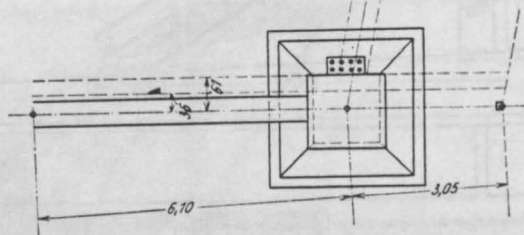
Fig. 4 c.

Konstruktion eines Endpfeilers.

2,9 m (10') auf jeden der beiden Fußsteige entfallen. Die Entfernung der beiden Säulenreihen war durch die Vorschrift der Stadt festgelegt worden und betrug von Mitte zu Mitte 12,2 m (40'). Um die nötige Breite der Brücke zu erreichen, war man gezwungen, die beiden Fußsteige vollständig auszukragen.

Der Querschnitt eines typischen Trägers mit Anordnung der Eiseneinlagen ist aus Fig. 3 ersichtlich.

Die Armierung besteht aus 13 gezahnten Eisen  $22 \times 22$  mm, von welchen ein Teil nach oben gebogen und mit der Druckzone verankert ist. Wie aus Fig. 3b zu ersehen ist, sind die Kragträger für die Fußsteige an der Einspannstelle reichlich durch Eiseneinlagen verstärkt worden. Die Längsbalken wurden derart angeordnet, daß je einer unter das Straßenbahngleise kam; die andere Austeilung erfolgte symmetrisch nach beiden Seiten; insgesamt sind 12 Längsbalken, 8 unterhalb der Straßenbahn, 4 für die Fußsteige. Der Betonquerschnitt ist für alle Längsbalken derselbe, verschieden ist je nach der Belastung die Armierung; die am



Kreuzung der Decaturstraße, haben den gleichen Querschnitt. Der Querschnitt beträgt 51—71 cm im Quadrat, je nach der Spannweite, die Armierung besteht aus 6 bis 8  $\varnothing$  16 mm und 19 mm, je

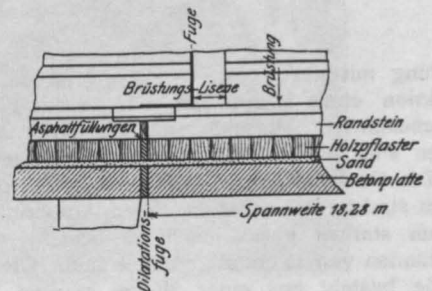


Fig. 5.

nach der Höhe der Säulen (Fig. 4a). Die beiden Pfeiler an der Bahnkreuzung sind dazu bestimmt, sowohl die Eisenkonstruktion wie auch den ersten Querbalken des Eisenbetonbaues zu tragen; ihre Konstruktion ist aus Fig. 4b ersichtlich. Der eine Teil, der zur Aufnahme der Eisenkonstruktion dient, ist eine mit Beton verkleidete Eisenkonstruktion. Ein typisches Beispiel für eine Fundamentplatte ist in Fig. 4d ersichtlich, ebenso deren Ver-

Holzpfaster belegt ist (siehe Fig. 5), während der Fußsteig mit 5 cm starken sechseckigen Zementplatten über einer 2½ cm starken Sandschicht bedeckt ist.

Auf jeder Seite der Decaturstraße wurden Treppenaufgänge zum Viadukt vorgesehen, die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt sind; die Einzelheiten eines Treppensatzes sind in Fig. 6 wieder gegeben.

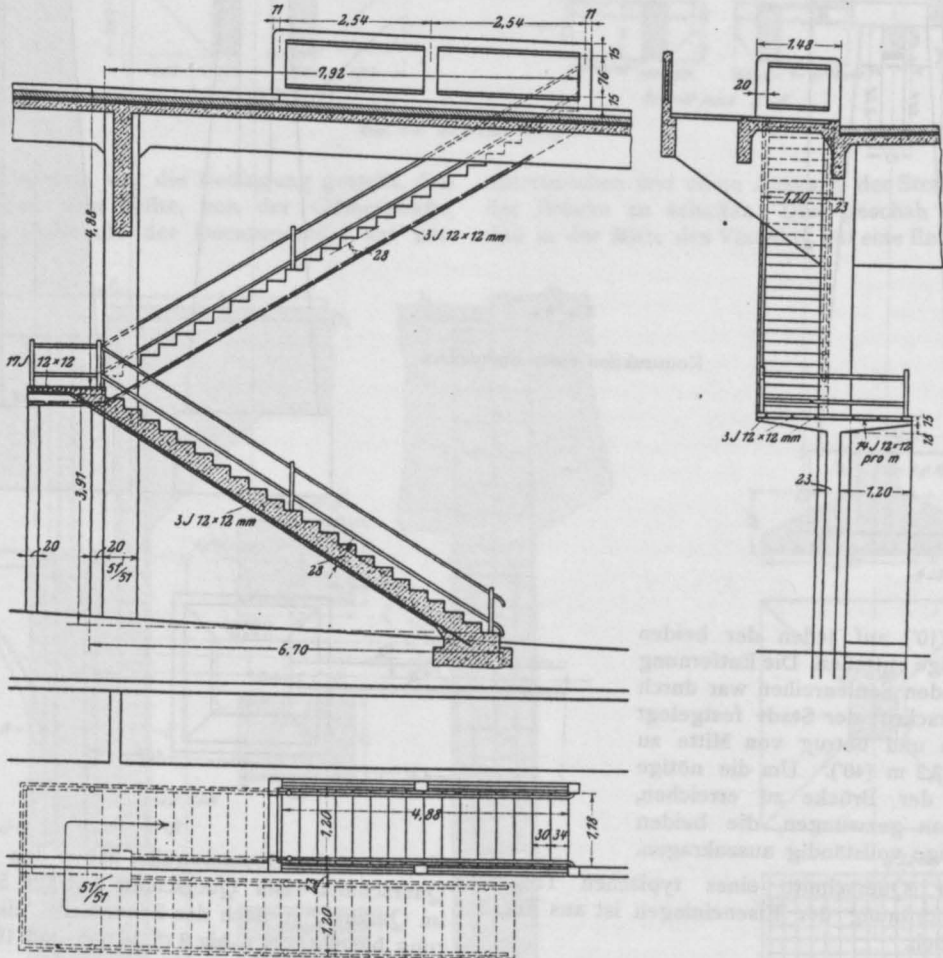


Fig. 6. Washington-Straßenviadukt: Treppenkonstruktion.

bindung mit der Säule; in Fig. 4c ist die Konstruktion eines Endpfeilers, wie er auf Figur 8 zu ersehen ist. Alle anderen Konstruktionseinzelheiten sind aus den Zeichnungen zu entnehmen.

Die Decke der Brücke bestand durchweg aus 15 cm starken Betonplatten, deren Armierung aus 12 mm starken gezahnten Eisen besteht, die in Abständen von 15 cm angeordnet sind. Die Fahrstraße besteht aus einer 2½ cm starken Sandschicht, welche mit 10 cm starkem getränktem

Der Berechnung wurde zugrunde gelegt: Für das Eigengewicht wurde bei Beton 2100 kg/m<sup>3</sup>, und für das mit Kreosot getränktem Holzpfaster 1000 kg/m<sup>3</sup>; als Verkehrslast das Doppelgleise der elektrischen Straßenbahn.

Der Bauplan war folgender:

Die Konstruktion begann mit zwei großen Säulen an der Eisenbahnkreuzung, die sowohl die Eisenkonstruktion wie auch den ersten Querträger der Betonkonstruktion zu tragen hatten. Von hier



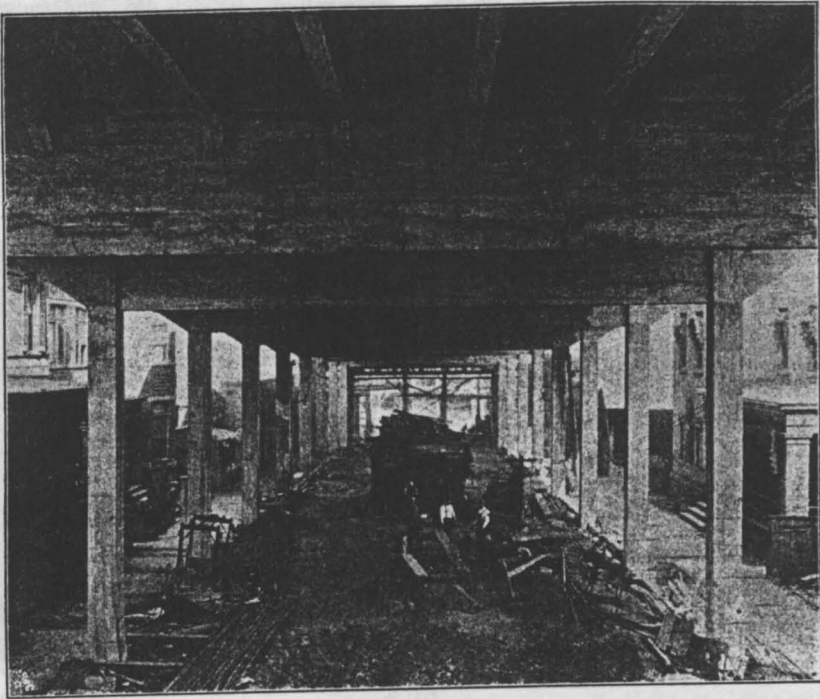


Fig. 7.

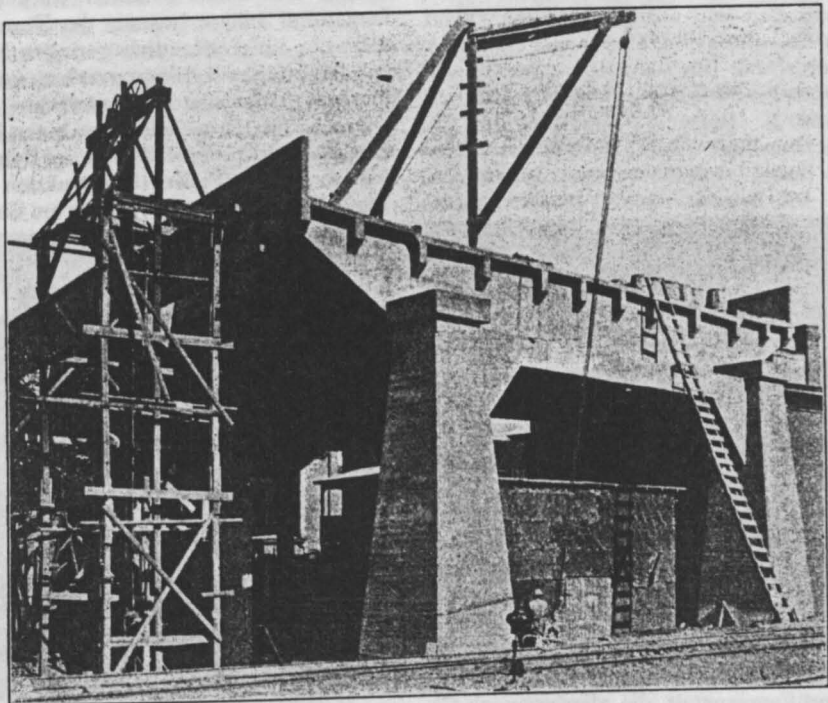


Fig. 8.

wurde der Bau weiter bis zur Kreuzung der Decaturstraße ausgeführt. Dann begann man am anderen Ende zu bauen und arbeitete wieder auf die Decaturstraße zu, sodaß der Viadukt in zwei Teilen hergestellt wurde, die sich an der Decaturstraße trafen und durch die vorerwähnte Eisenkonstruktion verbunden wurden.

eingehalten, obgleich die Fundierungsarbeiten für die Säulen durch die Kanalisation und alte Keller Räume sehr erschwert wurden und zeitraubend waren. Das gesamte Baumaterial konnte, nahe am Bahngleise, direkt an der Baustelle von der Bahn abgeladen werden; daselbst wurde der Beton in einer Mischmaschine zubereitet, und ein

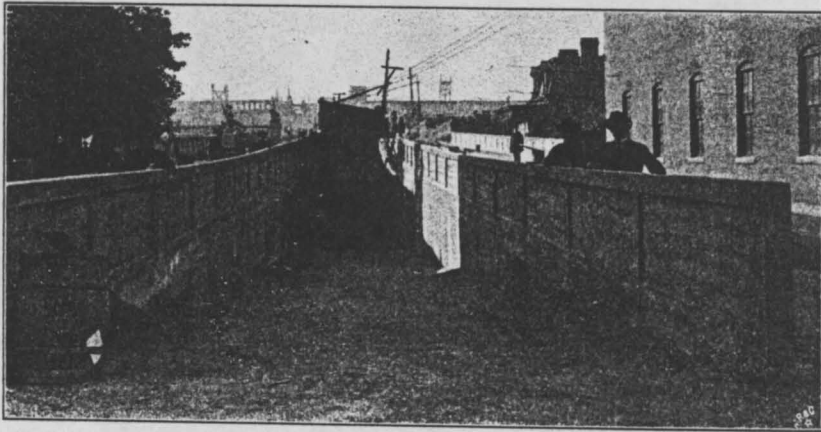


Fig. 9.

Der Viadukt wurde für die Stadt Atlanta gebaut, und sämtliche Arbeiten standen unter der Aufsicht des Stadtbauingenieurs Herrn R. M. Clayton. Die Pläne und der Bau wurden von der Oliver Construction Co., Knoxville Tenn., ausgeführt.

Der Voranschlag für den Bau lautete auf 276 000 M (69 000 \$), die Kosten beliefen sich auf 304 000 M (76 000 \$). Diese Überschreitung, die von der Stadt nachbewilligt wurde, ist durch die vielen während des Baues vorgenommenen Änderungen zu erklären. Die Bauzeit von  $8\frac{1}{2}$  Monaten wurde

kleiner Aufzug trug die Handkarren mit Beton auf die bereits fertige Brückendecke, von wo aus sie an Ort und Stelle gefahren wurden. Diese einfache und billige Lösung der Transportfrage erklärt die außerordentlich geringen Kosten.

Beigefügte drei Photographien geben Aufschluß über das Aussehen des Bauwerks. Fig. 7, aufgenommen von dem Gleise aus, einen Blick unter die Brücke. Fig. 8, ebenfalls von der Bahn, Ansicht der beiden großen Pfeiler (Konstruktion siehe Fig. 4c). Fig. 9, Unterführung der Straße am Ende der Brücke.

## ERGEBNISSE NEUERER UNTERSUCHUNGEN UND EIN VERGLEICH MIT DEN BISHER BEKANNTEN VERSUCHSERGEBNISSEN.

*Besprochen von E. Probst.*

Professor Schüle veröffentlicht in Heft 12 der Mitteilungen der Schweizerischen Materialprüfungsanstalt die Ergebnisse seiner neueren Untersuchungen von Eisenbetonbalken, welche er im Auftrage der schweizerischen Kommission für armierten Beton seit mehreren Jahren durchführt. Diese neuere Veröffentlichung ist eine Fortsetzung der bekannten früheren Untersuchungen im Heft 10 der Materialprüfungsanstalt, die allorts nach Gebühr gewürdigt wurden. Im Folgenden sollen die

Ergebnisse dieser Untersuchungen kurz besprochen werden, und im nächsten Heft sollen diese Ergebnisse mit bereits bekannten Ergebnissen verglichen werden.

Die Untersuchungen lassen sich in 4 Gruppen teilen.

1. Versuche mit 6 rechteckigen Balken und einer Spannweite von 4 m mit Armierungen von 15 mm und 22 mm Rundeisen. Die Einzelheiten der Abmessungen und die An-



ordnungen der Armierung sind in Fig. 1 ersichtlich. Diese Untersuchungen wurden an 6 Wochen und 6 Monate alten Balken durchgeführt; Bügel waren keine vorhanden. Der Zweck dieser Versuchsreihe war, an größeren Versuchskörpern als dies bei den ersten Versuchen der Fall war, Untersuchungen durchzuführen, und die bei den ersten

des Eisens erreicht werden, bevor die zerstörende Wirkung der Scherkräfte auftrat. Die Größe der von Prof. Schüle berechneten Scherspannungen bei Balken 22 B ergibt sich mit 7,5 kg/qcm, wenn die Mitwirkung des Eisens vorausgesetzt wird. Die Bestimmung der Nulllinie geschah mit Hilfe der beobachteten Längenänderungen im Druckgurt.

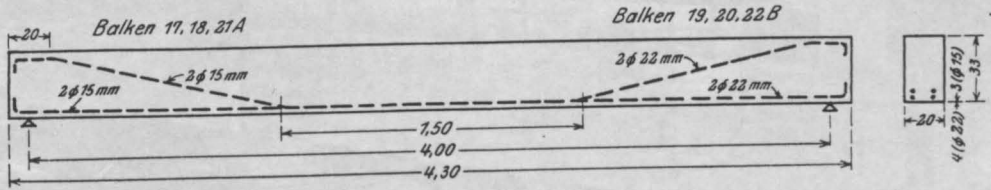


Fig. 1.

Versuchen gesammelten Erfahrungen zu verwerthen. Die Feinmessungen wurden ähnlich wie bei früheren Balken vorgenommen; die Anordnung der Bauschingerschen Spiegelapparate ist in Fig. 2 ersichtlich.

Die Meßlänge ist dieselbe geblieben, 15 cm. Das Ergebnis der Untersuchung mit den an der freien Luft gelagerten Körpern wurde ebenso veranschaulicht, wie dies bei den früheren Versuchen der Fall war, und ein Blick auf Fig. 3 und Fig. 4 zeigt die Beobachtung der Risse, ihren Verlauf und die Durchführung auf der bekannten Biegemaschine für gleichmäßig verteilte Belastung.

Auf den ersten Blick erkennt man, daß die mit den schwächeren Eisen armierten Balken ihre Zerstörung den in der Mitte auftretenden größten Biegemomenten verdanken, während bei den stärker armierten Balken bei demselben Alter die Zerstörung durch Scherkräfte herbeigeführt wurde. Es konnte also im ersten Falle die Streckgrenze

Aus einem Vergleiche der Messungswerte mit den gerechneten Werten für die Lage der Nulllinie ergibt sich, daß für  $n = 20$  die Rechnungswerte mit den Versuchswerten nicht übereinstimmen, während  $n = 15$  bessere Werte ergibt, besonders dann, wenn der Beton noch sehr jung ist; bei älteren Balken ergibt eine Berechnung mit  $n = 10$  eine bessere Übereinstimmung. Eine scharfe theoretische Ermittlung der Nulllinie erscheint auf Grund dieser

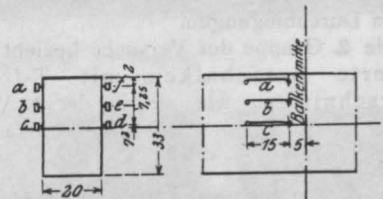


Fig. 2.

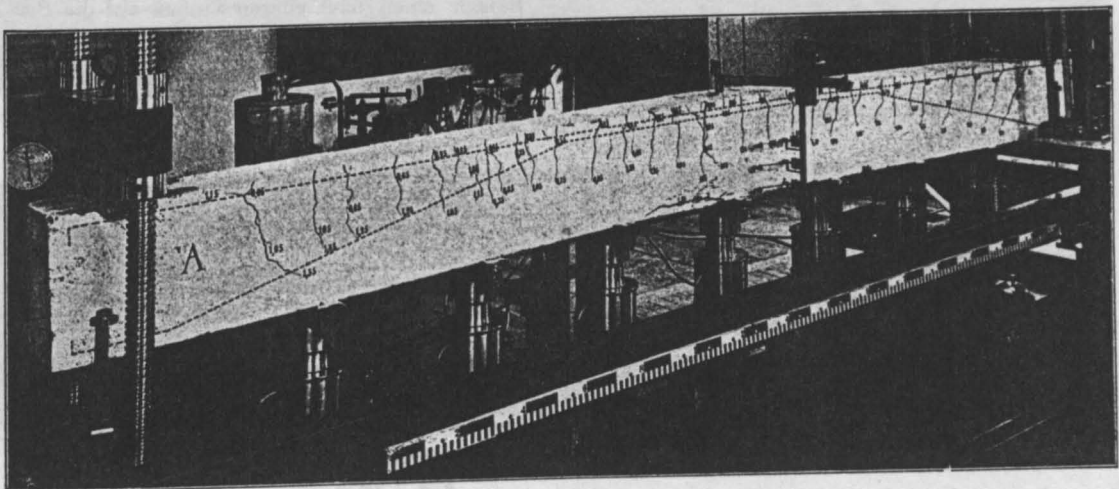


Fig. 3. Balken Nr. A 21. Armierung 2 Eisen zu 15 mm, Alter 5 1/2 Wochen.

Versuche überflüssig, und das angenäherte Verfahren der Annahme der Nulllinie in der halben Höhe genügend genau. Die maximal bleibenden Längenänderungen schwanken zwischen 21 und 41%

27 Monate alt, die Belastung war verschieden von der bei den ersten Untersuchungen. Bei diesen ergab sich (für ein Alter von einem Jahre) eine Zerstörung durch die zunehmenden Biegungs-

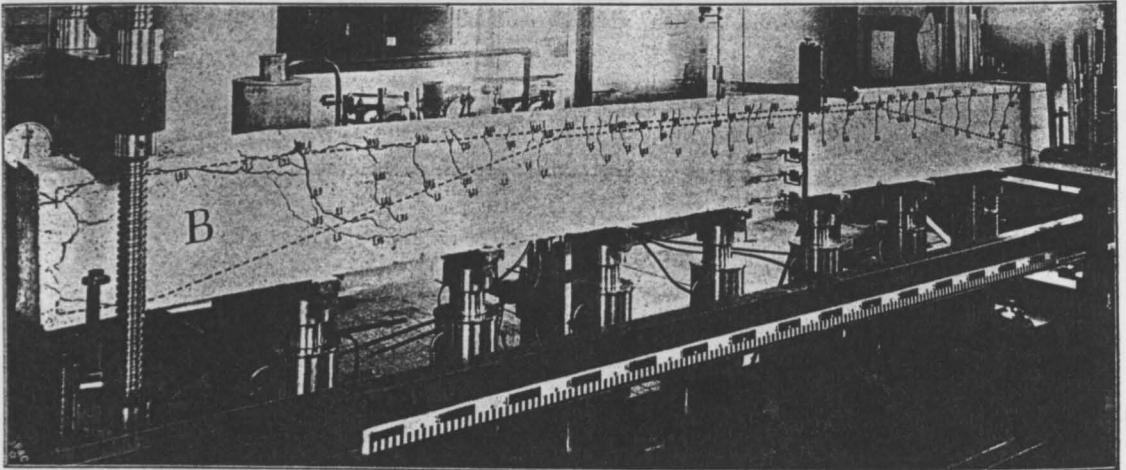


Fig. 4. Balken Nr. B 22. Armierung 4 Eisen zu 22 m, Alter 6 Wochen.

der totalen Längenänderung, die maximal bleibenden Durchbiegungen zwischen 20 und 37% der totalen Durchbiegungen.

Die 2. Gruppe der Versuche bezieht sich auf armierte Betonbalken mit T-förmigen Querschnitten, wie sie in der 1. Veröffentlichung vorkommen. Die Probekbalken waren

momente unter den günstigsten Bedingungen für die volle Inanspruchnahme der Armierungseisen. Deshalb wurde durch Ausschaltung der 3 mittleren Pressen der Biegemaschine eine Belastungsanordnung erreicht, die für das gleiche Biegemoment eine größere Scherkraft hervorrief und außerdem eine längere Strecke für das zur Messung verlangte konstante Biegemoment erzielte (siehe Fig. 5).

Das Ergebnis war, daß die Art der Belastung keinen Einfluß auf das Auftreten der ersten Risse zeigte, dagegen bei den schwächer armierten Balken einen nachteiligen Einfluß auf die Bruchbelastung hatte. Die ermittelten maximalen Scherspannungen, die bei Balken 8 zum Bruch führten, ergaben bei Berücksichtigung der abgebogenen Eisen für die 27 Monate alten Balken

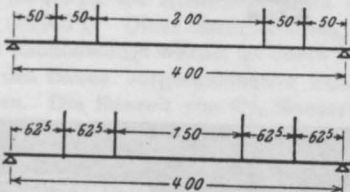


Fig. 5.

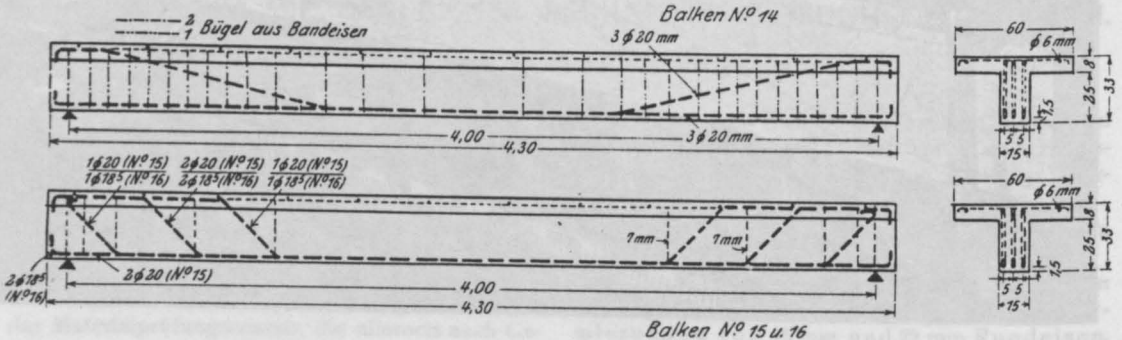


Fig. 6.



Bei Balken 16 mit Thacherarmierung macht sich dasselbe Bild wie in der Veröffentlichung des Schreibers dieses Aufsatzes bemerkbar: die Spaltung des Betons längs der wie Keile wirkenden Armierungsstangen. Der Bruch erfolgte bei allen 3 Balken bei Erreichung der Streckgrenze. Nur bei dem nach Hennebique armierten Balken traten auch andere Erscheinungen auf, weil die Verankerung mit dem Druckgurt nicht so gut ist, als bei einer Abbiegung unter  $45^\circ$ . Die Bruchbelastung ist am niedrigsten bei dem nach Hennebique armierten Balken, am höchsten bei den Knoteneisen, trotzdem der Eisenquerschnitt bei dem letzteren der kleinste ist. Ein weiteres Ergebnis dieser Versuche ist, daß die Querschnitte nach der Deformation nicht eben

Rundeisen 28 mm stark, in 10 cm Abstand abwechselnd gradlinig und gegen die Enden aufgebogen. Zur Erhöhung des Widerstandes gegen Scherkräfte sind Bügel aus Flacheisen  $50 \times 4$  mm in Abständen von 0,23 m am Auflager bis 0,33 m gegen die Mitte angewendet worden. Dieses Objekt, für zwei Geleise bestimmt, lag schief unter dem Geleis; der Winkel zwischen Geleisachse und Fußwegachse betrug  $49^\circ$ . Die Armierungseisen wurden soweit als möglich normal zu den Widerlagern gelegt, sodann an den äußeren Seiten des Objektes allmählich fächerförmig bis zur Richtung des Geleises parallel geführt. Das Geleis ruhte mittels Holzschwellen auf einer Beschotterung von 20 cm Dicke unterhalb der Schwelle 35 cm unterhalb Schienenfuß.

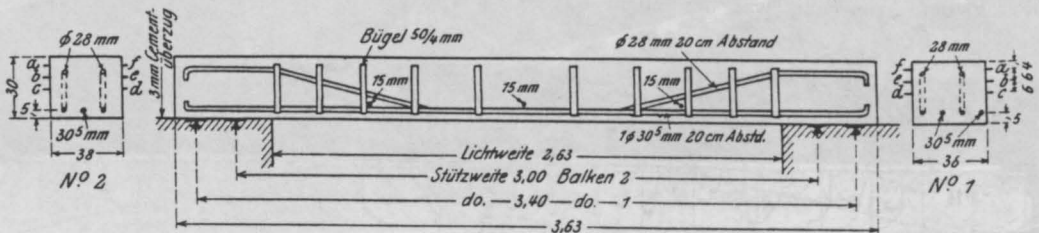


Fig. 9. Probekörper, aus der ausrangierten Eisenbahnbrücke herausgearbeitet.

bleiben. Die größten Dehnungen im Beton ergaben sich zwischen 0,262 und 0,386 mm pro laufenden Meter, also bedeutend größer als in nicht armiertem Zustande. Für die Berechnung der Spannungen ergibt  $n = 15$  bessere Werte als  $n = 20$ .

Die 4. Gruppe der Untersuchungen befaßt sich mit rechteckigen, armierten Betonbalken aus einer ausrangierten Eisenbahnbrücke. Über diese interessanten Versuche liegt folgende Mitteilung vor: „Im Jahre 1897 wurde in der Station St. Maurice der damaligen Jura-Simplonbahn zur Unterführung eines Weges eine armierte Betonplatte nach System Hennebique mit 2,64 m Lichtweite, 3,63 m Gesamtlänge und 30 cm Dicke des Betons ausgeführt. Die Armierung bestand aus

Der Umbau des Bahnhofes führte zu der Entfernung dieses Objektes im Jahre 1905; die Abbrucharbeiten wurden derart ausgeführt, daß einige Balkenstücke parallel zu den Armierungseisen mit Aufwand von Mühe und Zeit abgetrennt und durch Verfügung des Oberingenieurs der S. S. B. in die eidgen. Materialprüfungsanstalt gesandt wurden, um den Zustand dieser Eisenbetonkonstruktion, welche über 6 Jahre unter Betrieb stand, durch eingehende wissenschaftliche Untersuchungen festzustellen (siehe Fig. 9).

Diese Untersuchungen zeigen unter anderem das bemerkenswerte Ergebnis, daß die bleibenden Deformationen außerordentlich gering sind. Sie betragen für die Längenänderungen nur 7% der gesamten, für die Durchbiegungen 11% der gesamten. (Forts. folgt.)

## DIE VERWENDUNG DES ARMIRTEN BETONS BEI KRIEGSSCHIFFEN.

Der italienische Ingenieur Lorenzo d'Adda hatte auf Grund seiner Erfahrungen im russisch-japanischen Kriege die Idee gefaßt, die Stahlplattenpanzerung der Kriegsschiffe durch armierten Beton zu ersetzen. Er wandte sich an den italienischen Marineminister, und dieser ermächtigte

ihn, Versuche im Hafen von Muggia auszuführen. In Fig. 1 und 2 sind die beiden Vorschläge, wie sie in dem italienischen Organ *Il Cemento* abgebildet sind.

Ingenieur Adda hielt über diese Frage einen Vortrag im Ingenieurverein zu Genua und machte



auch einige Mitteilungen über seinen Vorschlag in italienischen Zeitungen. Es ist wohl klar, daß diese Mitteilungen nur allgemeiner Natur sein können, solange nicht feste Resultate aus den Versuchen vorliegen. Sein Prinzip beruht darauf, daß das spezifische Gewicht der Stahlplatten 8,1, während dasjenige von armiertem Beton zwischen 2,1 und 2,4 variiert, je nach der Mischung des Betons. Man könne daher eine vierfache Stärke des Betons anwenden, ohne das Gewicht zu ver-

Stärke durchbohrt werden kann. Diese Zahlen dienten als Grundlage für den Versuch mit der armierten Betonplatte, (welche 38 cm stark war) auf einer 198 mm starken Stahlplattenunterlage. Es zeigte sich, daß letztere nur auf einen Teil von 4 cm angegriffen wurde, und daß das Projektil an der Unterlage zerplatzte. Aus diesem Versuche kommt Adda zu dem Schluß, daß die Widerstandskraft des armierten Betons eine größere sei, als ursprünglich angenommen. Die

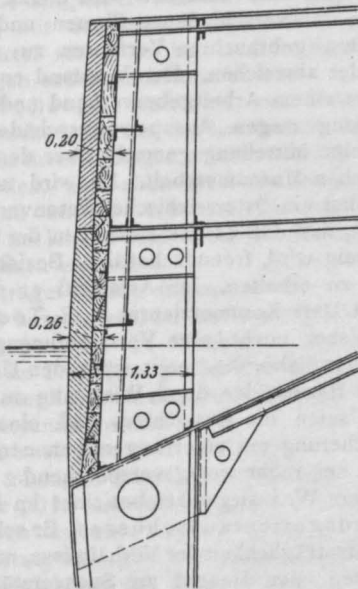


Fig. 1.

Verkleidung mit Stahlplatten.

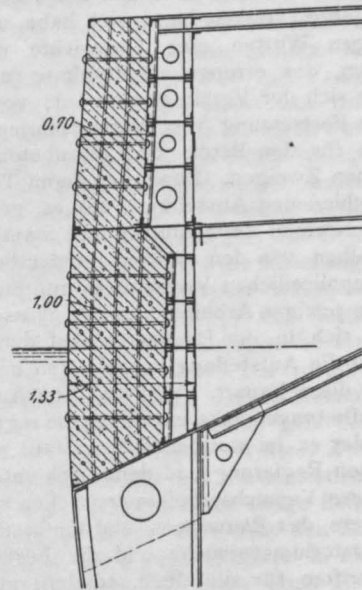


Fig. 2.

Verkleidung mit armiertem Beton.

ändern. Im Vergleich mit Stahlplatten rechnet Adda theoretisch für die Widerstandskraft des armierten Betons  $\frac{1}{5}$  derjenigen der Stahlplatten. Die ersten Versuche in Muggia am 2. Februar 1908 zeigten aber, daß dieses Verhältnis günstiger ist (etwa  $\frac{1}{4}$ ). Über den Versuch in Muggia teilt er folgendes mit: Unter der Voraussetzung, daß die Widerstandskraft des armierten Betons  $\frac{1}{6}$  derjenigen der Stahlplatten beträgt, berechnete man, daß bei einer Geschwindigkeit von 618 m im Augenblick des Anpralls bei einem Kaliber von 203 mm, eine Terni-Krupp-Platte von 254 mm

nächsten Versuche werden mit armiertem Beton ohne Unterlage ausgeführt werden. Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß man sich in Rußland auch mit der gleichen Frage beschäftigt, und daß es dort der Offizier der russischen Marine Karlinkski ist, der sich mit diesen Versuchen beschäftigt.

Daß diese Versuche von großer Bedeutung sind, geht daraus hervor, daß nach der Berechnung des Ingenieurs Adda bei einem Kriegsschiffe von 18—20,000 t etwa 10 Millionen Lire erspart werden könnten.

E. P.

## BERICHT ÜBER DIE XI. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS AM 28. UND 29. FEBRUAR 1908 IM ARCHITEKTEN-VEREINSHAUSE ZU BERLIN.

Freitag, 28. Februar 1908 (Erster Tag).

Der Vorsitzende Herr Kommerzienrat Eugen Dyckerhoff eröffnet die Versammlung und begrüßt die zahlreich erschienenen Mitglieder und Gäste im Namen des Vorstandes.

In der darauffolgenden kurzen Ansprache erwähnt der Herr Vorsitzende, daß der Verein nunmehr 10 Jahre Tätigkeit hinter sich habe, und gibt in wenigen Worten eine Geschichte der Bestrebungen, der errungenen Resultate und der Ziele, die sich der Verein gesetzt hat; vor allem ist es die Festsetzung von Prüfungsnormen, von Leitfäden für den Beton- und Eisenbetonbau in allen seinen Zweigen. Dank der regen Tätigkeit der verschiedenen Ausschüsse sei es gelungen, derartige Normen festzustellen und zwar derart, daß dieselben von den meisten Bundesstaaten in ihren baupolizeilichen Vorschriften aufgenommen sind. Die jetzigen Arbeiten des Betonausschusses beziehen sich in der Hauptsache auf den Eisenbeton und die Aufstellung von Normen und Leitfäden für diese Bauart. Aber auch der Ausschuß für Stampfbetonversuche entfaltet eine rege Tätigkeit, in der er im weitgehendsten Maße von der preußischen Regierung und dem Reich unterstützt wird. Diese Versuchsarbeiten erstrecken sich auf alle Gebiete des Bauwesens und umfassen nicht nur Laboratoriumsversuche und die Feststellung in Vorschriften für dieselben, sondern auch die Aufstellung von Leitsätzen für die Prüfung auf der Baustelle. Es stehe zu erwarten, daß nach Beendigung dieser außerordentlich umfangreichen Arbeiten einheitliche Bauordnungen für das ganze Reich in Vorschlag gebracht werden, und auch die Genehmigung der betreffenden Behörden finden.

Redner gibt dann noch Angaben über die ausgeworfenen Mittel, deren Bewilligung eine Erhöhung des Mitgliederbeitrages zur Folge haben wird. Der Jahresbericht des Vorstandes kommt zur Verlesung. Danach zählt der Verein 160 ordentliche, 45 außerordentliche und 12 beratende Mitglieder, im ganzen 217. Der Betonausschuß hat die für Stampfbetonbauten aufgesetzten Prüfungsvorschriften einer Neubearbeitung unterworfen, und dem deutschen Ausschuß für Eisenbeton unterbreitet. Es bestehen noch Uneinigkeiten, ob die Vorschriften für Laboratoriumsversuche und für Prüfungen auf der Baustelle getrennt werden sollen oder nicht. Eine Entscheidung über diese Frage ist in Bälde zu erwarten. Auch hat sich der Ausschuß mit der Frage der Einwirkung von Seewasser auf Eisenbeton beschäftigt und dieselbe ebenfalls dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton

überwiesen. Es steht zu erwarten, daß dieses Problem an Hand von Versuchen seine Aufklärung findet. Der Röhrenausschuß will, nachdem das von ihm vorgeschlagene Belastungsverfahren als freiaufhängender Balken mit Mittellast angenommen wurde, Normen für die einheitliche Prüfung auf die Festigkeit gegen äußeren Druck aufstellen. Eine Reihe von Versuchen wird hierzu nötig sein, da die von verschiedenen Firmen und Prüfungsanstalten gebrauchten Verfahren zu sehr untereinander abweichen. Der Vorstand empfiehlt Beitritt zu einem Arbeitgeberverband und einer Versicherung gegen Aussperrungsschäden. Ferner wird eine Mitteilung gemacht über den Stand der deutschen Museumsarbeit. Es wird noch mitgeteilt, daß ein österreichischer Betonverein gegründet ist, und daß es das Bestreben der beiden Vereine sein wird, freundschaftliche Beziehungen aufrecht zu erhalten. Im Anschluß an den Bericht erklärt Herr Kommerzienrat A. E. Toepfer, daß sich bisher noch keine Versicherungsgesellschaft gefunden habe, die bereit wäre, den Unternehmer gegen Bauschäden durch Witterung zu versichern. Auch seien die Aussichten, daß eine rationelle Versicherung mit einer angenommenen Prämie zu finden sei, recht wenig versprechend.

Herr W. Langelott berichtet im Namen des Schiedsgerichtsausschusses. Er schildert kurz die Unzuträglichkeit der Verhältnisse, wie sie jetzt bestehen, der Mangel an Sachverständigen für Bauunfälle, und die Schäden, die dem Unternehmer daraus erwachsen. Diese letzteren entstehen hauptsächlich aus den falschen Nachrichten, die in der Tagespresse gebracht werden, der falschen Beurteilung, welcher Bauunfälle unterliegen, und dem völligen Fehlen eines geeigneten Schiedsgerichts. Des weiteren wird über die Schaffung einer Zentralstelle berichtet.

Der Vorschlag des Ausschusses ist folgender:

Der Verein möge eine Liste von Sachverständigen für alle Teile des Reiches aufstellen, bei den Behörden anmelden und an alle Vereinsmitglieder versenden. Die Mitglieder sollen dann, im Falle von Streitigkeiten, bei denen die Dienste eines Sachverständigen nötig sind, nur die Herren in Anspruch nehmen, die vom Verein aus als Sachverständige empfohlen sind.

Ferner soll ein Nachrichtendienst eingerichtet werden, derart, daß bei jedem Unfälle sofort nach der Zentralstelle gemeldet wird, und diese einen Sachverständigen an den Ort sendet, der dann verpflichtet ist, einen Bericht über den Unfall, seine Wirkungen und Ursachen an die Zentralstelle zu schicken. Diese Berichte, die weder



Namen noch Ortsangaben enthalten, werden dann verarbeitet und den Mitgliedern gedruckt zur Verfügung gestellt. Auf diese Weise soll die Gesamtheit aus dem einzelnen Falle den Nutzen ziehen, ohne daß dem betreffenden Bauherrn irgendwelche Schäden erwachsen können. Daneben aber soll die Zentralstelle an Hand dieser Berichte für die Richtigstellung falscher Zeitungsnachrichten sorgen.

Der Ausschuß stellt den Antrag, den Vorstand mit der Ausführung der Arbeiten zu betrauen und eine Summe von 10 000 M hierfür zu bewilligen. Verschiedene Mitglieder wenden sich gegen die Bewilligung mit der Begründung, daß die unterliegende Partei resp. die beiden Beteiligten die Kosten tragen sollen, nicht der Verein.

Herr Wolle gibt daraufhin eine Erklärung für den Ausschuß ab, aus der hervorgeht, daß die Kosten der Sachverständigen von den Beteiligten getragen werden, daß aber die Verarbeitung der Berichte und andere Arbeiten, die von dem Zentralamt zu leisten sind, einen Kostenaufwand von 10 000 Mark erfordern.

Die Anträge werden angenommen.

Es wird beschlossen, im Laufe des Jahres eine Wanderversammlung in München abzuhalten, jedoch nur im Falle genügender Beteiligung. Ein diesbezügliches Rundschreiben soll demnächst vom Vorstand versandt werden.

Herr Oberingenieur Köhler der Firma Windschild & Langelott in Cossebaude b. Dresden spricht über „Die Anwendung von Gelenken bei Brückenbauten“.

Der Vortragende gibt einen kurzen Überblick über die Entwicklung des Baues von Beton- und Eisenbetonbrücken in den letzten zehn Jahren und führt eine Reihe von Beispielen an, um zu zeigen, in welch hohem Maße diese Art der Brückenausführung zugenommen hat. Er führt dies auf verschiedene Umstände zurück: erstens eine richtige Erkenntnis der Möglichkeiten des Betonbaues, seiner guten Eigenschaften und der Bequemlichkeit der Ausführung, zweitens aber auf die Verbesserung der Prüfmaschinen und die zunehmende Kenntnis der Materialeigenschaften des Betons, die es ermöglicht hat, eine genaue und zuverlässige Rechnung auszuführen. Der Vortragende erörtert dann eingehend die Vorteile des Gelenkbogens gegenüber dem eingespannten Bogen, Vorteile, die in dem Eisenbrückenbau schon lange anerkannt sind. Erstens sei bei dem Dreigelenkbogen die vorherige Berechnung absolut sicher und zuverlässig, zweitens sei der Bogen von Temperaturwechseln unabhängig, da die Gelenkkonstruktion eine selbsttätige Ausgleichung hervorruft, d. h. Zusatzspannungen, die auf Temperaturänderungen zurückzuführen sind, können nicht entstehen. Diese Temperaturspannungen können beträchtliche Größen erreichen,

so ist z. B. die Zusatzspannung bei einer Brücke in Lausanne bei einem Wechsel zwischen  $+20^{\circ}\text{C}$  und  $-20^{\circ}$  mit  $18,5\text{ kg/cm}^2$  berechnet worden, ein Betrag, der immerhin schon sehr beachtenswert ist. Eine mathematische Auflösung dieser Temperatureffekte ist beinahe unmöglich, daher bietet auch der Dreigelenkbogen, mit seiner Ausschaltung dieser Einflüsse, solche großen Vorteile. Als Gelenkmaterialien kommen in Frage: Blei, Eisen, Stahl, natürliche und künstliche Steine. Diese letzte Kategorie sind eine neuere Erscheinung und sind von besonderem Interesse für den Betonbrückenbauer. Die Walzflächen dieser Steine sind derart, daß eine Kurve von kleinem Radius sich auf einer solchen von großem Radius abwälzt. Die Walzflächen sind mit Zementmörtel abgeglättet, die Steine selbst aus Eisenbeton. Die Herstellung erfolgt in eisernen Formen, die Armierung wird parallel zur Fläche gelegt, um die auftretenden Querzugsspannungen aufzunehmen, die sehr große Werte aufweisen können. Die Konstruktion mit Gelenksteinen aus Beton wurde auch an einer Brücke über die Mosel angewendet, und zwar wurden hier reine Betonquadern gebraucht. Theoretisch erfolgt die Berührung in einer Linie, tatsächlich dagegen ist eine Fläche vorhanden, und diese wird um so größer, d. h. die spezifische Pressung um so kleiner, je elastischer der Stein ist. Hieraus geht hervor, daß sich ein elastischer Beton für diese Zwecke viel besser verwenden läßt wie ein unelastischer. Der Vortragende führt dann noch einige Beispiele zur Erläuterung an und erklärt auch den Einbau der Gelenke, die als fertige Quadern in die Brücke eingesetzt werden. Er hebt noch die Vorteile hervor, die diese Gelenkkonstruktion namentlich bei kleineren Brücken hat. Bei kleinen Brücken, die meist in entlegenen Gegenden sind, läßt die Wartung viel zu wünschen übrig, und die Schäden, die bei eingespannten Bogen durch Temperatureinflüsse entstehen, bleiben oft unbeachtet und können zu bedenklichen Folgen führen. Auch die Schäden, die durch den unter Umständen unsicheren Baugrund entstehen, können einer Gelenkbrücke nichts anhaben, während sie bei einem gespannten Bogen sehr unangenehm werden können. Aus der vorangegangenen Erwägung zieht der Vortragende den Schluß, daß die Anwendung von Gelenken bei Betonbrücken nur Vorteile, aber keine Nachteile bringen kann, und empfiehlt sie unter allen Umständen. Der klar und knapp gehaltene, durch Skizzen erläuterte Vortrag wurde durch reichen Beifall gelohnt.

In der Diskussion wird erwähnt, daß eine Dreigelenkbrücke wegen Senkung der Widerlager eine außerordentlich große Senkung zeigte, die bei einem eingespannten Bogen sicher zu einem Unglück geführt hätte, dagegen im vorliegenden Falle wegen der Anwendung von Gelenken ganz

harmlos verlief, und der Schaden durch Zement-einspritzungen unter dem Widerlager wieder gut gemacht wurde.

Sodann kommt das außerordentlich ausgedehnte Versuchsprogramm des Eisenbeton-ausschusses zur Verlesung. Dasselbe soll in dem gedruckten Bericht ausführlich erscheinen, zugleich mit einer Angabe, wie weit die betreffenden Versuche schon vorgeschritten sind.

Nach Verlesung des ausführlichen Berichtes wird die Versammlung auf Sonnabend vertagt.

Sonnabend, 29. Februar 1908 (zweiter Tag).

Die Tagung wird von dem Vorsitzenden, Herrn Kommerzienrat E. Dyckerhoff, eröffnet. Als erstes auf der Tagesordnung steht der Vortrag des Herrn Oberingenieur Hart der Firma Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin über „Die Eisenbeton-Eisenbahnbrücke in Wilmersdorf“ unter Vorführung von Lichtbildern. Der Vortragende erklärt kurz die Umstände, die zu dem Bau führten. Die Erweiterung des Ringbahnhofs Wilmersdorf-Friedenau bedingte einen Neubau der über die Prinz-Regentenstraße führenden Brücke, und die später erfolgende Verbreiterung dieser Straße von 15 auf 24 m machte eine Ausführung von großer Spannweite bei geringer Pfeilhöhe nötig. Aus diesem Grunde schied jede andere Ausführung als die in Beton resp. Eisenbeton aus. Eine Eisenkonstruktion war deshalb unmöglich, weil die Träger der Eisenkonstruktion eine zu große Höhe aufweisen hätten. Die Brücke war als Dreigelenkbogen gebaut, da ein eingespannter Bogen bei den großen Temperaturwechseln nicht angezeigt war. Bei der geringen Pfeilhöhe von 2,06 m und der Spannweite von 30 m ergab sich ein Horizontalschub von 150 Tonnen für den laufenden Meter. Der Baugrund war nicht sehr gut, deshalb mußten Absteifungen gemacht werden. Die Zusammensetzung des Betons in den Widerlagern wechselte von 1:6:6 bis 1:4:4 nach den Gelenken zu. Die Bogen waren aus Beton im Verhältnis von 1:2:2,5 hergestellt. Als Gelenke wurden 80 mm starke Stahlbolzen in Gußeisenlagern verwendet. Die Gelenkkörper aus Gußeisen waren mit Flanschen versehen, in welche die obere Eiseneinlage eingriff. Auf diese Weise wurde ein sehr inniger Zusammenhang und große Widerstandskraft gegen den Querschub erzielt. Die Berechnung nach den Vorschriften ergab als maximale Druckbeanspruchung 45,5 kg/cm<sup>2</sup>, als maximale Betonbeanspruchung 7,7 kg/cm<sup>2</sup>, als Zug in dem Eisen 76 kg/cm<sup>2</sup>. Die Querschnittsbestimmung erfolgte an 7 Stellen und ergab eine Stärke von 40 cm am Scheitel, 75 cm im gefährlichsten Querschnitt und 40 cm an den Auflagergelenken. Die Haupteisen sind oben und unten

eingelegt und mit Querbügeln gegeneinander abgesteift. Sie bestehen aus 23-mm-Rundeisen, 8 Eisen auf das laufende Meter, während die Querverbindungen aus 5-mm-Rundeisen bestehen. Die Entwässerung findet durch eine aufbetonierte Rinne am Ende der Widerlager statt; die Gelenke sind durch eine Deckung von Kupfer und Teerpappe vor dem Zutritt der Feuchtigkeit geschützt. Die Fassade ist unter Zuschlag von Muschelkalkbruchstücken hergestellt.

Der Vortrag war durch zahlreiche Lichtbilder von Zeichnungen und während des Baues aufgenommenen Photographien erläutert und erregte allgemeines Interesse.

Im Anschluß daran wurde erwähnt, daß dies die erste in Preußen gebaute Eisenbahnbrücke aus armiertem Beton sei, und daß eine ähnliche Ausführung erst vor kurzer Zeit in Baden bewerkstelligt wurde.

Herr Baurat Leibbrand bemerkte, daß bei einer Verschiebung der Widerlagergelenke nach der Mitte eine Ausführung in reinem Beton möglich gewesen wäre, was nach seiner Meinung leichter sei. Wenn die Widerlagergelenke weiter nach der Mitte zu gerückt wären, so wäre die Zugbeanspruchung wesentlich geringer ausgefallen und man hätte von den Eiseneinlagen absehen können. Seinen Ausführungen wurde von Herrn Koenen widersprochen. Durch die geringe Pfeilhöhe war eine Eisenbetonausführung bedingt, außerdem bot sie aber noch den großen Vorteil einer leichteren Konstruktion. Des weiteren gibt Herr Geh. Baurat Leibbrand Auskunft über die Konstruktion von schiefen Gelenkbrücken. Aus seinen Ausführungen geht hervor, daß die Hauptbedingung einer solchen Brücke das Verhindern vom Gleiten der Gelenke sei.

Der nächste Vortrag wurde von Herrn Dipl.-Ingenieur Luft, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., gehalten und betraf die Ergebnisse neuerer Eisenbetonversuche. Die besprochenen Versuche bezogen sich auf Ergebnisse mit verschiedener Anordnung der Armatur. Der Vortragende teilt die Bruchursachen in primäre und sekundäre ein, desgleichen die Risse. Primäre Risse sind solche, die unmittelbar durch Überbeanspruchung des Materials hervorgerufen werden, sekundäre dagegen solche, die erst aus den primären hervorgehen durch Lokalisierung der Beanspruchung; d. h. sekundäre Risse wären solche, die nach dem Eintreten in das gefährliche Stadium entstehen würden. Der Bruch wird fast ausnahmslos durch die sekundären Risse herbeigeführt. Nun soll eine zweckmäßige Anordnung der Armierung den sekundären Bruchursachen entgegenwirken, die Risse verhindern und so die Tragkraft eines Balkens erhöhen. Es werden dann verschiedene Arten von Armierungen, mit abgebogenen Eisen, mit geraden Eisen und mit Bügeln und mit

einer Zusammenstellung von abgebogenen Eisen und Bügeln besprochen und die Versuchsergebnisse erörtert. Der Vortragende kommt zu dem Schluß, daß die Abbiegung der Eisen oder die Anordnung von Bügeln sich nicht ersetzen können, aber daß diese beiden Maßnahmen sich gegenseitig in sehr vorteilhafter Weise ergänzen und eine wesentliche Erhöhung der Bruchlast im Gefolge haben; er mißt den Bügeln eine große Bedeutung zu. Weitere Einzelheiten über diese sehr interessanten Versuche, die noch nicht abgeschlossen sind, sollen noch veröffentlicht werden. Der zweite Teil des Vortrages, der durch Lichtbilder und Skizzen erläutert war, behandelte eine Belastungsprobe einer Bogenhalle in Nürnberg. Der Bruch erfolgte als schiefer Riß an der Auflagestelle des Querbalkens auf den Stützen. Die primäre Bruchursache war die Überlastung, welche einen Riß hervorrief und die Bügel in der einen Stütze zerriß. Die sekundäre Ursache war die Lokalisierung des Drucks und Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons an der betreffenden Stelle.

Als nächster folgte der Vortrag des Herrn Dipl.-Ingenieur Rich. Müller der Firma Rud. Wollé in Leipzig über „Neue Versuche an Eisenbetonbalken über die Lage und das Wandern der Nulllinie, sowie das Verhalten der Querschnitte“ unter Vorführung von Lichtbildern.

Der wesentliche Unterschied zwischen diesen Versuchen und früher ausgeführten bestand in der außerordentlich geringen Meßlänge, die zur Bestimmung der Längenänderungen diente; die Messung erfolgte mit Hilfe des von Müller neu konstruierten Meßinstrumentes.

Die zwei zu beantwortenden Fragen waren: 1. ob die Nulllinie wandert und 2. ob ein vor der Belastung ebener Querschnitt auch nachher eben bleibt. Die Versuche, die sich noch durch die große Zahl von Messungen an einem Querschnitt auszeichneten, beweisen, daß die Nulllinie zweifellos wandert, und daß die Querschnitte sich wölben.

Der außerordentlich klar gehaltene und logisch entwickelte Vortrag war durch Lichtbilder erläutert, die die Kurven, die Versuchsanordnungen und andere Einzelheiten zeigten. Dem Vortragenden wurde reichlicher Beifall gespendet.

Herr Ingenieur Rud. Heim der Firma Carl Brand-Düsseldorf, Zweigniederlassung Breslau, hielt einen Vortrag über „Die Eisenbetonkonstruktionen am Neubau der Markthalle II in Breslau“. Der Vortrag war durch viele Lichtbilder erläutert, welche die Markthalle im Bau zeigten und auch Einzelheiten der Hauptkonstruktionsteile boten. Die Eisenbetonausführung kam gegenüber einer schon beschlossenen Eisenausführung zur Annahme, da die erstere den Vorteil sehr geringer Kosten und besserer architektoni-

scher Wirkung hatte. In der Tat zeigten auch die Lichtbilder ein sehr einfaches und gefälliges Aussehen des ganzen Bauwerkes. Die Hauptträger sind als Parabelträger ausgebildet, die Querträger als Fachwerk. Die Armierung der Hauptträger besteht aus Eisen von 45 m Länge; um diese handhaben zu können, wurden sie in drei Teilen hergestellt und durch Gewindemuffen verbunden. Der ganze Bau wurde in vier Monaten beendet.

Als nächster Redner folgte Herr Wasserwerksdirektor Scheelhase aus Frankfurt a. M. mit einem Vortrage über die Maßnahmen gegen die angreifenden Eigenschaften des Frankfurter Grundwassers.

Das Wasser hatte außerordentlich zerstörende Wirkungen gezeigt, die Röhren waren stark angefressen, der Putz in den Hochbehältern war angegriffen und zum Teil fortgeschwemmt usw. Die ersten Analysen zeigten wenig angreifende Substanzen, doch gelang es endlich die Ursache dieser Eigenschaften zu entdecken. Das Wasser enthielt einen sehr hohen Prozentsatz freier Säure. Die freigelöste Kohlensäure in dem Wasser griff sämtliche Metalle und den Zementputz der Hochbehälter auf das schärfste an. Es wurden zwei Maßnahmen hiergegen angewandt. Die erste war eine Entsäuerung des Wassers, die zweite ein Anstrich der in Frage kommenden Flächen mit einem schützenden Mittel. Beide Mittel wurden erst nach ausgedehnten Vorarbeiten ausfindig gemacht. Die Entsäuerungsanlage besteht in einem Luftrieseler, der ungefähr die Hälfte der Kohlensäure entfernt, und einem Marmorfilter, in dem das Wasser durch immer feiner werdende Marmorteile rieselt. Der Angriff des Wassers auf den Putz beruht auf der Bildung von kiesel-saurem oder kohlen-saurem Kalk, der durch die Verbindung der freien Kohlensäure mit den Alkalien des Putzes entsteht. Dieser Kalk ist in Wasser löslich und wird daher fortgeschwemmt. Als einziges Anstrichmittel hat sich bisher Inertol bewährt. Es wird von dem Wasser überhaupt nicht angegriffen und kann sowohl zum Schutze der Röhren wie der Behälter dienen. Im letzten Falle soll der Putz gründlich ausgelaugt, und beim Anstreichen vollständig trocken sein. Rauher Putz eignet sich besser als glatter, alter besser als neuer. Vor allem muß der Putz ausgelaugt und trocken sein. Der Vortragende machte dann noch eine Reihe von Angaben über die vorausgegangenen Versuche, über den Betrieb der Entsäuerungsanlage und über den Materialverbrauch und die entstehenden Kosten. Es waren zahlreiche Probestücke von Röhren und Beton da, mit und ohne Anstrich, die die Wirkungen des Wassers gut veranschaulichten.

Zum Schluß der Tagesordnung brachten verschiedene Herren ihre Erfahrung in der Herstellung

von schallsicheren Decken vor, bei welcher die Anwendung von Steinholzfußböden, Korkestrich und Estrich aus Sägemehl, Schlacken und dergleichen empfohlen wird. Als bestes, aber auch teuerstes Isoliermittel werden Korkplatten genannt. Ein Redner empfiehlt Bastmatten und ähnliche elastische Stoffe als schalldämpfende Fußbodenbeläge anzuwenden.

Die Meinungen liefen darauf hinaus, daß eine Lage von irgend einem lose liegenden Material mit Luftzwischenräumen genügt, um eine ziemlich gute Schalldichtung zu erzielen. Hauptsache sei, daß das Material lose aufgeschüttet und nicht zu feinkörnig sei. Bimsstein, Sand, Kies, Sägemehl und andere Substanzen hätten alle guten Erfolg gezeigt. Außerdem wurde noch bemerkt, daß es von größter Wichtigkeit sei, die Balken und die Decke gegen die Wände abzudämpfen, da sonst eine Übertragung durch die letzteren stattfindet.

Erfahrungen über Kälte- und Wärmetransmissionen lagen nicht vor.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

**Der Bericht der Kgl. Canadianischen Regierungskommission über den Unfall bei der Auslegerbrücke bei Quebec.**

Der bedauerliche Unfall, welcher sich bei dem Bau der Quebec-Brücke vor einigen Monaten ereignete, und bei welchem so viele Menschenleben zugrunde gingen, wurde von einer Kommission untersucht, welche von der canadischen Regierung zu diesem Zwecke eingesetzt wurde. Das Resultat ist nach einer Mitteilung des Engineering Record, daß der Unfall Konstruktionsfehlern zu zuschreiben ist und nicht schlechtem Material oder der Unvorsichtigkeit des Bauleiters, wie von manchen Seiten angenommen wurde.

Wie der Bericht hervorhebt, wurde das Projekt in seiner Gesamtheit und in seinen Einzelheiten mit größter Sorgfalt auf Grund der bestehenden Vorschriften für Eisenkonstruktionen ausgearbeitet, die aber, wie der traurige Fall lehrt, bei so großen Spannweiten wie bei der Auslegerbrücke in Quebec (549 m Lichtweite und 45 m Höhe über Wasser) nicht hinreichen.

Das Ergebnis dieser Untersuchung ist ein Beweis dafür, daß die Annahmen, die der Berechnung von Eisenkonstruktionen zugrunde gelegt werden, nur innerhalb gewisser Grenzen eine einwandfreie Ermittlung der inneren Kräfte ermöglichen trotz jahrzehntelanger Erfahrungen.

**Die Fortschritte des armierten Betons in England.**

Es ist erstaunlich, daß gerade in England, in der Heimat des Portland-Zements, bisher in der Verwendung des armierten Betons nur sehr langsam vorgegangen wird. Erfreulicherweise macht sich in der letzten Zeit ein Umschwung zugunsten dieser Bauweise geltend, und es

Unter der Diskussion von Erfahrungen bei Betonbauten usw. wurde die Erscheinung des Transportbetons erwähnt. Derselbe wird an einer Zentralstelle hergestellt und dann an die Bauplätze mittels Fuhrwerk gebracht. Durch vorherige Absperrung des Betons und der erfolgreichen Kühlung wird das Abbinden verhindert, und das Produkt kann sogar längeren Eisenbahntransport (18 Stunden) vertragen, ohne an Festigkeit zu verlieren.

Die im Fragekasten aufgefundenen Fragen waren derart allgemeiner Natur, daß eine Beantwortung unmöglich war und somit dieser Punkt keine Diskussion hervorrief.

Im ganzen verlief die XI. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins sehr anregend und es ist nur zu bedauern, daß die Kürze der Zeit eine eingehende Diskussion verschiedener interessanter Punkte nicht gestattete.

Ingenieur E. Raßbach.

ist bemerkenswert, daß sogar die Tageszeitungen sich in der letzten Zeit mit der Frage beschäftigen. In einem Aufsatz „Reinforced Concrete versus Steel“ des Standard in London vom 27. II. werden die Vorzüge von armiertem Beton denjenigen des Eisens gegenübergestellt. Der Eisenbeton kommt dabei nicht schlecht weg; es werden seine Feuersicherheit, die Rostfreiheit des in Beton eingebetteten Eisens und seine Starrheit als besondere Vorzüge hervorgehoben, und mit Ausnahme für den Bau von großen Brücken, allgemein zur Verwendung im Bauwesen empfohlen. Es bedeutet dies einen großen Fortschritt, wenn man bedenkt, daß noch vor ganz kurzer Zeit in England eine allgemeine Abneigung gegen die Verwendung des Eisenbetons vorherrschte.

Beachtenswert ist ferner, daß das Royal Institute of British Architects auf eine Anfrage des englischen Ministeriums für öffentliche Arbeiten einen für die Verwendung des armierten Betons sehr günstigen Bericht ausarbeitete. Es handelte sich um die Frage, wie sich der Eisenbeton verhält im Vergleich mit Ziegel oder Stein. Der wissenschaftliche Ausschuß der Vereinigung beantwortete die Frage dahin, daß Bauten aus armiertem Beton mindestens ebenso dauerhaft seien, als Ziegel- oder Steinbauten. In der Begründung weist der Ausschuß auf die großen Erfolge der Bauweise in anderen Staaten hin und auf zwei bemerkenswerte Beispiele, welche von der Rostsicherheit des in Beton eingebetteten Eisens Zeugnis ablegen. Die Zugkette, welche am Fuße der Kuppel der St. Pauls-Kathedrale in London eingebettet ist, zeigte bei einer Prüfung nach 200 Jahren, daß sie vollständig rostfrei geblieben ist. Das zweite Beispiel betrifft die im Jahre 1886 in der Stadt Grenoble in armiertem Beton hergestellte Wasserleitung, welche, nachdem sie 15 Jahre im Gebrauch war, auf ihre Dauerhaftigkeit geprüft wurde. Eine Untersuchung ergab, daß keine Risse vorhanden waren, und daß die Armatur vollständig rostfrei geblieben ist, obgleich die Leitung einem ziemlich starken Drucke ausgesetzt war.

**Verwendung von fabrikmäßig hergestellten Säulen, Balken und Platten bei armierten Betonbauten.**

Die Herstellung von armierten Betondecken aus fabrikmäßig vorbereiteten Trägern ist nicht neu. Der Engineering

Record vom 29. II. 08 berichtet über einen Fall, bei welchem alle Konstruktionsteile fabrikmäßig hergestellt wurden. Es handelt sich um den Bau eines Zementlagerhauses der Edison Portland-Zement Co., welches dazu bestimmt war, 350 000 Sack Zement aufzunehmen. Die Dimensionen des Gebäudes sind: Eine Länge von 110 m, eine Tiefe von 44 m und eine Höhe von 9 m. Die Seitenwände wurden an Ort und Stelle hergestellt. Die Säulen, Träger und Dachplatten wurden an einem Orte hergestellt, welcher eine halbe Meile vom Bau entfernt war.

In dem Projekte waren vorgesehen: 141 Säulen, 187 Träger und 720 Dachplatten, letztere mit den Dimensionen von  $1,8 \times 3,7$  m und einer Stärke von 12 cm. Die Formen wurden aus 6 cm starken Bohlen hergestellt.

Für die 46 cm im Quadrat starken 9,8 m langen armierten Säulen, welche am oberen Ende konsolartig ausgebaut waren, wurden 7 Holzformen hergestellt. Nach Fertigstellung der 141 Säulen waren diese Formen noch verwendbar.

Zur Herstellung der 187 7,3 m langen Balken, mit einem rechteckigen Querschnitt von  $30 \times 66$  cm, welche gleichfalls armiert waren, wurden nur 5 Formen verwendet.

Die 720 Dachplatten wurden in 26 Formen hergestellt, welche gleichfalls noch verwendbar sind.

Die Fundamente der einzelnen Säulen wurden an Ort und Stelle gemacht, und bestanden aus  $1\frac{1}{2}$  m tiefen, und ebenso breiten Betonkörpern, in welchen der für die Säulen entsprechende Raum ausgespart wurde, mit einem Spielraum von  $2\frac{1}{2}$  cm, der nach Einbringen der Säulen ausgegossen wurde. Die Herstellung des Gebäudes ging folgendermaßen vor sich:

Zuerst wurden die Säulen eingebracht, deren Köpfe einige Stunden vor Aufbringen der Träger genäht wurden. Dann wurde eine Mörtelmischung 1 : 3 darauf gebracht, in welche die Träger eingebettet wurden. Zum Schluß wurden die Dachplatten über die Träger verlegt und die Fugen mit Mörtel vergossen. Zur Sicherheit wurden die Träger mit den Säulen noch durch Stahlplatten verschraubt, für welche schon vorher Aussparungen vorgesorgt wurden.

Die ganze Arbeit wurde innerhalb 2 Monate von 23 Mann hergestellt. Von diesen letzteren waren 11 Poliere und Zimmerleute mit einem Stundenlohn von etwa 1 M. der Rest mit einem Stundenlohn von etwa 60 Pfg.

Nach Mitteilungen der Bauherren soll sich der Bau billiger stellen, als wenn er an Ort und Stelle aufgeführt worden wäre.

Läßt sich auch manches für und wider diese Methode der Herstellung von Eisenbetonbauten sagen, so bleibt dieses Beispiel doch immer sehr bemerkenswert. In Fällen, wo man mit Holz sparen muß, wird man die Formen auch aus armiertem Beton herstellen können. Ist der Bauplatz groß, so kann man alle Körper an Ort und Stelle fertigen, und der umständliche Transport fällt weg. Ein nicht zu unterschätzender Vorteil der Methode ist, daß sie eine sehr genaue Kontrolle der Mischung und der Lagerung der Eisen im Beton ermöglicht.

**Vorschriften für die Verwendung von hohlen Betonblöcken der National Association of Cement Users, Amerika.**

Während man in Europa bisher sehr selten die hohlen Betonblöcke angewendet hat, hat deren Verwendung in den Vereinigten Staaten von Nordamerika einen sehr raschen Aufschwung genommen. Eine Folge davon ist, daß sich die obengenannte Vereinigung dazu entschloß, Vorschriften herauszugeben, welche den Zweck haben, diese Industrie zu schützen. Die wichtigsten Punkte dieser Vorschriften seien im Folgenden wiedergegeben:

Als Sand soll reines, scharfes Material verwendet werden, welches durch ein Sieb von 6 mm Maschenweite durchgeht.

Der Steinzuschlag soll rein und frei von Staub sein, mit einem größten Durchmesser von 18 mm.

Das Mischungsverhältnis der hohlen Betonblöcke soll bei Außenmauern oder bei tragenden Wänden 1 Teil

Zement, nicht mehr wie 3 Teile Sand und 4 Teile Steinzuschlag enthalten. Falls kein Steinzuschlag genommen wird, soll der Sandzuschlag auch nicht erhöht werden.

Das Alter der zu verwendenden Blöcke soll bei einer Mischung von 1 : 3 nicht weniger als 3 Wochen betragen. Bei einer Mischung von 1 : 2 2 Wochen, bei einer reicheren Mischung 7 Tage. Im letzteren Falle nur mit Bewilligung der Baupolizei.

Die Stärke von tragenden Mauern aus hohlen Betonblöcken kann 10% weniger sein, als die gesetzlich für Ziegelmauern geforderte Stärke. Als zulässige Beanspruchung gilt bei einem Alter von 28 Tagen ein Minimum von 70 kg pro cm<sup>2</sup>; hierbei ist der Hohlraum nicht in Abzug zu bringen.

Die Hohlräume richten sich nach der Höhe der Mauern. Auf keinen Fall dürfen die Rippen der Blöcke schwächer sein, als ein Viertel ihrer Höhe. Die hohlen Betonblöcke müssen vor ihrer Verwendung folgende Bedingungen erfüllen:

Die durchschnittliche Druckfestigkeit nach 28 Tagen muß 70 kg pro cm<sup>2</sup> betragen und darf nicht unterhalb 50 kg pro cm<sup>2</sup> liegen. Außerdem müssen folgende Versuche gemacht werden: auf Biegung und Druck, auf Wasseraufnahmefähigkeit, Gefrier- und Feuerversuche. Die Wasseraufnahmefähigkeit darf im Durchschnitt nicht höher als 15% sein und darf 22% nicht überschreiten; (diese Größe gibt das Verhältnis des aufgenommenen Wassers zu dem Gewicht des Betonkörpers an) die Druckbeanspruchung darf dadurch bis höchstens 33 $\frac{1}{3}$ % vermindert werden. Die Gefrierversuche dürfen keinen größeren Gewichtsverlust als 10% hervorrufen und keine größere Verminderung der Beanspruchung als 33 $\frac{1}{3}$ %. Die Feuerversuche dürfen keine Abbröckelung des Materials herbeiführen. (*Engineering Record vom 7. März 08.*)

Die Feuerbeständigkeit des Betons hat sich bei einem großen Feuer eines 10 stöckigen Gebäudes der Cospel Trumpet Co. in Anderson, Indiana, bewährt. Am 9. Dezember wurde dieses Gebäude, welches erst 10 Tage vorher fertiggestellt war, durch ein großes Feuer zerstört. Das Innere war vollständig verwüstet, aber die Betonblöcke zeigten gar keine Veränderung, und bedürfen gar keiner Ausbesserung bei dem Neubau.

Die Betonblöcke waren aus einer sehr nassen Mischung hergestellt, und es wird diesem Umstand die besonders dichte Struktur der Blöcke zugeschrieben und die daraus sich ergebende große Widerstandsfähigkeit im Feuer.

(*Engineering Record vom 7. März 08.*)

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

M. Foerster, Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung im Bauingenieurwesen. Mit 93 Abbildungen. Verlag W. Engelmann. Leipzig 1907. Preis M. 6.—

Es ist heute dem in der ausübenden Praxis stehenden Ingenieur fast nicht mehr möglich, die überaus reiche literarische Produktion auf dem Gebiete des Eisenbetons zu verfolgen; daß nicht alle Veröffentlichungen den gleichen Beachtungswert haben, ist nur natürlich, ebenso wie das Bedürfnis der Fachkreise nach einer Sichtung des Stoffes.

Das vorliegende Werk entsprang sicherlich diesem Bedürfnis, doch begnügt sich der Verfasser nicht damit, den derzeitigen Stand der Forschungen zu registrieren, sondern er vergleicht die verschiedenen Versuchsergebnisse, schaltet belanglose oder zufällige aus und zieht aus den übrig bleibenden alle wichtigen Schlüsse. Diese Behandlungsmethode des Stoffes im Verein mit der überaus klaren Diktion des Verfassers erleichtert die Lektüre und das Verständnis ungemein und sichert dem Werke seine Bedeutung.

Im ersten Teil bespricht der Verfasser das Material und dessen Eigenschaften. Es werden hier alle für den Verbundkörper wichtigen Fragen, dem derzeitigen Stand der Forschungen entsprechend, erschöpfend behandelt. Zahlreiche Versuchsreihen in tabellarischer Zusammenstellung erleichtern die Übersicht und wird überdies in vielen Fußnoten auf die bezügliche Literatur verwiesen. Es hieß den Rahmen einer Buchbesprechung sprengen, wollte man nur flüchtig den Inhalt des Buches streifen; im folgenden seien nur ganz willkürlich einige Stellen und die daraus gezogenen Schlüsse hervorgehoben.

Die Considereschen Beobachtungen über die hohen Dehnungen des gezogenen Betons im Verbundkörper werden auf Grund der Bach-Kleinlogelschen und Rudeloffschen Untersuchungen kritisiert und auf Versuchszufälligkeiten zurückgeführt. Die wirtschaftliche Überlegenheit des plastischen Betons über den erdfeuchten wird ausgesprochen.

Die zulässige Biegedruckspannung kann bedeutend höher angenommen werden (40 bis 50 kg pro cm<sup>2</sup>) als die zulässige Druckspannung bei Normaldruck (30 bis 35 kg). Spezialprofile (Knoteneisen) gewähren gegenüber dem Rundeisen mit Walzhaut und abgebogenen Enden keinen nennenswerten Vorteil.

Als zulässige Haftspannung bei Biegung wird 7 kg pro cm<sup>2</sup> empfohlen.

Dies zur Illustration.

Sehr eingehend ist das Kapitel über den Gleitwiderstand behandelt und sind hier alle wichtigen Arbeiten wie die von Bach, Bauschinger, Rudeloff, Mörsch, Emperger, Probst, Kleinlogel wie auch die amerikanischen und französischen Arbeiten ausführlich besprochen.

Im Kapitel über die Scherfestigkeit werden uns die widersprechenden Anschauungen über den Einfluß der Armatur wiedergegeben und konnte mit Rücksicht auf die geringe Zahl der vorliegenden Versuche kein Schluß gezogen werden. In dieser Angelegenheit möchte ich auf die von Professor Brik in der österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Heft 36, 1907 veröffentlichten Versuchsergebnisse verweisen, aus welchen eine sehr bedeutende Abhängigkeit des Scherwiderstandes von der örtlichen Verteilung der Armatur im auf Abscherung beanspruchten Querschnitt hervorgeht.

Den Schluß des ersten Teiles bilden die Kapitel über Anfangs- und Temperaturspannungen, über Rost-, Feuer- und Blitzgefahr, über Dichtheit der Eisenbetonkonstruktionen und endlich über Kostenermittlung im allgemeinen.

Der zweite Teil umfasst die statische Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen.

Aus den Ergebnissen des I. Teiles werden zunächst die Rechnungsgrundlagen festgelegt und hierauf in den einzelnen Kapiteln alle wichtigen Formeln zur Berechnung entwickelt. Die Frage der direkten Dimensionierung, wie auch jene der Kostenminima findet entsprechend Raum. Die zahlreichen Rechenbeispiele seien erwähnt, desgleichen die ausführliche Behandlung des für die bauliche Praxis so wichtigen kontinuierlichen Balkens und die Berechnung der Eisenbetonbrückengewölbe. Im Anhang sind die neuen preußischen Vorschriften abgedruckt.

Der Verfasser spricht in seinem Vorwort den Wunsch aus, sein Werk möge sich Freunde in der Praxis und auf den Hochschulen erwerben. Dieser Wunsch wird gewiß nicht unerfüllt bleiben, denn während der I. Teil des Buches aus den Gründen, die ich eingangs erwähnte, die Fachgenossen der Praxis stark interessieren wird, erscheint der II. Teil in seiner klaren Vollständigkeit besonders dazu geeignet, unseren Nachwuchs, der sich derzeit noch auf den Hochschulen befindet, für die rechnerischen Aufgaben der Praxis vorzubereiten.

Dem versprochenen zweiten Hefte über die Berechnung der Eisenbetonbrücken sehen wir mit Vergnügen entgegen. Ing. Eduard Steiner (Wien).

Regierungsbaumeister Weese, „Zahlentafeln für Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton“. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1907. Preis geb. M. 8.—.

Auf Grund der preußischen ministeriellen Bestimmung vom 24. Mai 1907 hat der Verfasser 29 Tafeln zusammengestellt. Die ersten 9 Tafeln geben bei einer Zugspannung des Eisens von 1000 kg/qcm die Momente in mkg für 1 m Breite, den Eisenquerschnitt in qcm für 1 m Breite, den Wert für  $x$  und für  $h - a - \frac{x}{3}$ . Dabei wechselt der

Wert  $h - a$  von 5—100 cm, die Betonspannung von 10—45 kg/qcm. Die Tafeln gelten für Platten, Balken und Plattenbalken, deren Stärke größer als  $x$  ist. Die nächsten Tafeln befassen sich nur mit Plattenbalken; wie bei den vorigen Tafeln ist die Zugspannung des Eisens auch hier zu 1000 kg/qcm angenommen. Für jede Deckenstärke von 8—20 cm ist eine zwei Seiten umfassende Tafel berechnet. Als gegeben erscheint hier der Wert  $h - a$ , steigend von 21—100 cm, der Wert steigend von 20—40 kg/qcm. Gefunden wird dann das Moment, der Eisenquerschnitt, der Wert  $x$  und der Werth  $h - a - \frac{x}{3}$  bzw.

$h - a - x + y$ ; auch können umgekehrt bei gegebenem Momente die zugehörigen Werte gefunden werden.

Eine weitere Tafel gibt die gesamten Werte für Balken und Plattenbalken, wenn die Stärke gleich oder größer als  $x$  ist. Es folgt eine Tafel für Deckplatten, aus welcher für die Werte  $h - a$  von 5—20 und die Betonspannungen von 10—45 neben dem Moment und dem Eisenquerschnitt auch das Eigengewicht zu entnehmen ist. Den Schluß bildet eine Tafel, in welcher für 1—20 Rundeisen von 5—40 mm Durchmesser Querschnitt und Umfang eingetragen sind. Den Tafeln geht eine Erläuterung mit 6 Anwendungsbeispielen voraus.

Für Ausführungen im Hochbau leistet diese übersichtliche Zusammenstellung von Tabellen als wertvolles Hilfsmaterial für Anschlagrechnungen und zur Kontrolle durchgeführter Rechnungen ausgezeichnete Dienste. E. P.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

H. Burchartz, Die Prüfung und die Eigenschaften der Kalksandsteine. Ergebnisse von Versuchen, ausgeführt im Königlichen Materialprüfungsamt, Groß-Lichterfelde-West. Verlag von Julius Springer, Berlin 1908. Preis M. 5.—.

— — Luftkalk und Luftmörtel. Ergebnisse von Versuchen, ausgeführt im Königlichen Materialprüfungsamt, Groß-Lichterfelde-West. Verlag von Julius Springer, Berlin 1908. Preis M. 9.—.

Allerton S. Cushman, „The Corrosion of Iron“ U. S. Department of Agriculture. Washington D. C. Government Printing Office. 1907.

Paul Cödel, „Praxis und Theorie des Eisenbetons“. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1908. Preis M. 8.—.

Bruno Möhring, „Stein und Eisen“. Kunstblätter. 6. Lfg. Verlag E. Wasmuth A.-G. Berlin. Preis M. 10.—.

Kataloge.

Rich. Faber. Trägerlose Holsteindecke, System Bremer-Westphal. Katalog No. 5.

Alban Vetterlein & Co. Sächsische Cementbau-Gesellschaft, Leipzig. Projektierung und Ausführung von Betonbauten und Eisenbetonbauten.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.