

# ARMIRTER BETON.

1908. JANUAR.

---

---

## INHALT:

- |  |   |
|--|---|
| Zur Einführung. S. 1.  | Selbstanzeigen. S. 17.  |
| Der heutige Stand von Theorie und Praxis des armierten Betons. Rundschau von E. Probst. S. 2.                    | Die Vorschriften des k. k. Ministeriums des Innern in Österreich für die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen. S. 18. |
| Über die Methoden zur experimentellen Untersuchung des armierten Betons. Von Professor F. Schüle (Zürich). S. 6. | Betrachtungen über den Studiengang der Bauingenieure an den deutschen Technischen Hochschulen. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 23.  |
| Tiefgründung mittels Eisenbeton-Pfeiler. Von Ingenieur Heinrich Becher (Berlin). S. 8.                           | Mitteilungen über Patente S. 27. — Kleinere Mitteilungen. S. 27. — Neue Bücher. S. 28.  |
| Bericht über ausgeführte Bauten in Ungarn. Von E. Probst. S. 11.   |   |
- 
- 

## ZUR EINFÜHRUNG.

Die Aufgabe dieser Monatsschrift wird es sein, die Leser mit allen Fortschritten in der Theorie und Praxis des gesamten Beton- und Eisenbetonbaues bekannt zu machen. Der Inhalt der Zeitschrift soll folgendermaßen zusammengesetzt sein:

Eine in jeder Nummer enthaltene Rundschau soll über die wichtigsten Arbeiten berichten, die durch Veröffentlichungen bekannt werden; hierzu gehören: Versuche, die von Laboratorien und Privaten ausgeführt werden, neue Ergebnisse in Theorie, amtliche Vorschriften und deren Änderungen und interessante ausgeführte Bauten.

Ergebnisse von wissenschaftlichen Untersuchungen und deren Auswertung für die Bedürfnisse der Praxis.

Beiträge aus der Theorie und deren Anwendung in der Praxis.

Originalberichte über interessante Ausführungen aus der Praxis mit einschlägigen Berechnungen.

Durch sachliche Selbstanzeigen soll, soweit es der Raum gestattet, Fachleuten die Möglichkeit geboten werden, wichtige Erfindungen oder Neuerungen auf dem Gebiete des armierten Betons an der Hand von Beispielen aus der Praxis zur Kenntnis der Leser zu bringen.

Diskussionen, die sich an öffentliche Vorträge anschließen oder bei strittigen Fragen von Fachgenossen angeregt werden.

Berichte über Studienreisen: Diese sollen auf Grund von Besuchen interessanter Bauwerke im In- und Auslande verfaßt werden und sollen alle Neuerungen und Fortschritte der Praxis berücksichtigen. Gleichzeitig sollen sie ein Mittel zum Studium einschlägiger wirtschaftlicher Fragen bieten.

In einem weiteren Abschnitt werden allgemeine, das gesamte Bauingenieurwesen interessierende Fragen besprochen werden.

Nach diesem Programm zu arbeiten, wird das Bestreben der Schriftleitung sein. Alles Wissenswerte, das geeignet erscheint, an dem Ausbau und der Vervollkommnung der neuesten, die Öffentlichkeit in so hohem Maße interessierenden Bauweise beizutragen, soll in gedrängter, übersichtlicher Form veröffentlicht werden.

Die Schriftleitung hat sich bereits die Mitarbeit hervorragender Fachleute gesichert und ersucht alle Fachkreise, ihre Bestrebungen durch Beiträge und Anregungen zu unterstützen.

Die Schriftleitung.

## DER HEUTIGE STAND VON THEORIE UND PRAXIS DES ARMIERTEN BETONS.

*Rundschau von  
E. Probst.*

Auf dem internationalen Ingenieurkongreß in St. Louis im September 1904 wurde eine Diskussion über die Frage hervorgerufen, welcher Ausdruck für einen mit Eiseneinlagen versehenen Beton der passendste wäre. Dies geschah nicht zu dem Zweck, Wortklaubern zu Phrasen Gelegenheit zu geben, sondern um sachliche Vorschläge für die beste Bezeichnung anzuregen. Von diesen Vorschlägen waren besonders zwei bemerkenswert. Derjenige von Kapitän John S. Sewell und von Ingenieur Humphrey.

Sewell meinte, die Bezeichnung „Betoneisen“ (concrete-Steel) habe keinen Sinn; der Ausdruck „Reinforced Concrete“ treffe das Wesen der Sache besser.

Humphrey sagte ungefähr folgendes: „Einige der frühesten Ausführungen im Beton (auch einige der gegenwärtigen Systeme) bestanden aus einem Eisengerippe, welches stark genug war, die Last zu tragen und in einer Betonmasse eingebettet war, zu dem Zweck, das Eisen gegen die Zerstörungswirkungen der Naturkräfte zu schützen. Für diese Art von Ausführungen waren die Ausdrücke „Eisenbeton“ (steel Concrete) oder „Beton-eisen“ (concrete Steel) bezeichnend, weil sie aus großen Massen Beton und Eisen bestanden und der Beton keinerlei Kräfte aufzunehmen und nur das Eisen zu schützen hatte.“

Gegenwärtig ist das Wesen dieser Konstruktionen vollkommen anders und besteht darin, den Beton als Hauptmaterial zu verwenden. Da er aber nur geringe Zugspannungen aufzunehmen in der Lage ist, wird Eisen gewöhnlich in Form von Stäben in genügender Menge eingelegt, um die Zugspannungen aufzunehmen. Für solche Konstruktionen ist der Ausdruck „Reinforced Concrete“ sehr geeignet.“

Man kann dem, was diese beiden amerikanischen Ingenieure über die englische Bezeichnung sagen, vollständig beipflichten, und tatsächlich hat sich in Amerika die Bezeichnung „Reinforced Concrete“ eingebürgert, weil sie das Wesen der Sache am besten trifft. Die Engländer verwenden häufiger die Bezeichnung „armoured concrete“, und die Franzosen „béton armé“. Im Deutschen bestehen eine große Zahl von Bezeichnungen wie: „Betoneisen“, „Eisenbeton“, „Beton mit Eiseneinlagen“, „eisenverstärkter Beton“ und „armierter oder bewehrter Beton“.

Nach unserer Ansicht ist der Ausdruck „armierter Beton“ der bezeichnendste, derjenige,

welcher kurz das Wesen am besten zum Ausdruck bringt. Im übrigen werden wir auch die Ausdrücke „Eisenbeton“ und „Beton mit Eiseneinlagen“ gebrauchen, wie es uns am zweckmäßigsten scheint. Wir werden aber weniger auf Worte als auf Taten Wert legen, und uns daher damit begnügen, der Sache zu nützen, indem wir bestrebt sein werden, auf wissenschaftlicher Grundlage für die Bedürfnisse der Praxis zu arbeiten. Nach diesen einleitenden Sätzen soll auf die Besprechung des eigentlichen Themas übergegangen werden.

Die Zeit, in welcher armer Beton das Geheimnis einiger Unternehmer war, ist vorüber. Das Verdienst einiger Unternehmer, wie Hennebique in Frankreich, Wayss in Deutschland, Ransome in Amerika u. a., armer Beton in der Praxis eingeführt und für seine Verbreitung Hervorragendes geleistet zu haben, soll rückhaltlos anerkannt werden. Lange Zeit war es ein kleiner Kreis von Unternehmern, welche durch Probelastungen und Versuche aller Art allgemeinen Interessen dienten, indem sie ihr eigenes Interesse wahrten. Der beispiellose Umschwung im Bauwesen, welcher in den letzten Jahren mit der Verwendung des armer Betons eingetreten ist, hat aber den Einfluß dieser Unternehmer zurückgedrängt, und wie hervorgehoben werden soll, nicht ausschließlich zum Vorteil der ganzen Sache. Der armer Beton ist Gemeingut geworden, und die staatlichen und städtischen Behörden waren gezwungen, die Wahrung der öffentlichen Interessen in die Hand zu nehmen, und sie taten dies durch Ausarbeitung von Leitsätzen und Vorschriften. Eine Folge davon war, daß die Unternehmungen wie Pilze aus der Erde schossen, und die Nachteile einer Monopolisierung durch eine kleine Zahl von Unternehmern wurden durch die nun auftretenden Auswüchse des Unternehmertums nicht behoben. Es begann die Zeit für die sogenannten „Systeme“, und es ist heute schon schwierig, deren stets wachsende Zahl abzuschätzen.

Der Konkurrenzkampf bringt es mit sich, daß heute noch, trotzdem über den Wert der ganzen Bauweise kaum noch große Zweifel bestehen können, jeder Bauunfall, der durch schlechte Berechnung oder schlechte Ausführung hervorgerufen wird, als ein Mangel der ganzen Bauweise hingestellt wird, trotzdem derartige Mängel auch noch bei Eisenkonstruktionen vorzukommen pflegen. Andererseits soll aber nicht verschwiegen werden,

daß das Systemwesen und die nur auf großen Gewinn hinielenden Unternehmep Unfälle verschulden und der ganzen Sache schaden. Die rastlosen Forschungen der letzten Jahre haben es aber dahin gebracht, daß man heutzutage imstande ist, Beton mit Eiseneinlagen mit ebenso großer Sicherheit im Bauwesen zu verwenden wie andere Baumaterialien, unabhängig von allen Systemen. Es muß nur die unerlässliche wissenschaftliche Vorbildung vorhanden sein, die weder durch amtliche Vorschriften noch durch Tabellen oder durch Bücher von zweifelhaftem Wert gewonnen werden kann. Der Wert von amtlichen Vorschriften ist unbestreitbar, solange sie sich auf die Bauausführung und Bauüberwachung beziehen, und je strenger diese Vorschriften gehalten sind, desto mehr ist der Allgemeinheit gedient. Soweit diese Vorschriften aber Berechnungen enthalten, könnte man ihnen nur dann zustimmen, wenn die Behörden sie nur als Wegweiser und nicht als unumstößliches Gesetz auffassen würden, wie es leider in den meisten Fällen geschieht. Der armierte Beton verträgt heute noch keine festen Vorschriften, und wo diese bestehen, sind sie ein Hindernis für die freie Entfaltung des theoretisch gebildeten Ingenieurs und ermöglichen durch ihre Formeln auch dem minder geschulten Techniker, Berechnungen durchzuführen, über deren Wert hier nicht gesprochen werden soll. Auf Grund dieser Vorschriften hat sich eine eigene Literatur entwickelt. Die in den Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten in Preußen enthaltenen 45 Formeln haben eine Flut von Tabellenwerken hervorgerufen, von welchen ein Fachmann, Prof. Mörsch, mit Recht sagt, daß sie den Zweck verfolgen, die Arbeit der genauen Berechnung der verschiedenen Konstruktionsteile zu umgehen. Seine Kritik mehrerer Tabellenwerke in der „Deutschen Bauzeitung“ (Juni 1907) wird von jedermann, der gegen eine handwerksmäßige Behandlung des Ingenieurberufes ist, als vollkommen berechtigt anerkannt werden. Ein anderer Zweig dieser Literatur befaßt sich mit der Ausarbeitung von Schulbeispielen an der Hand der in den Vorschriften enthaltenen Formeln. Welchen Wert diese von Fehlern strotzenden Bücher haben, wird ein demnächst erscheinender Aufsatz zeigen.

Eine derartige Literatur, die jede wissenschaftliche Ausbildung des Ingenieurs illusorisch macht, ist nur geeignet, der ganzen Sache zu schaden, weil sie eine mechanische Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen auch denjenigen ermöglicht, die nicht das theoretische Verständnis haben, das hierfür unerlässlich ist. Schon aus diesem Grunde wäre es zweckmäßig, wenn Vorschriften nicht so strikte Formeln enthielten und dem Kon-

strukteur mehr Spielraum ließen, wie dies zum Teil bei den französischen Vorschriften der Fall ist.

In der Theorie des armierten Beton wurde bisher sehr viel gearbeitet, allerdings viel Überflüssiges. Man hat sich in vielen Fällen mehr mit dem befaßt, was der Beton mit anderen Baumaterialien gemein hat, und weniger mit dem, was ihn davon unterscheidet. In den grundlegenden Fragen der Dehnungsfähigkeit und des Haftvermögens ist erst in der neuesten Zeit mehr Klarheit durch Untersuchungen geschaffen worden. Die wertvollen Ergebnisse der Untersuchungen Prof. Bachs\*) enthalten im wesentlichen folgende Punkte:

#### 1. Einfluß der Anzahl der geraden Eiseneinlagen.

Die Ribbildung tritt um so später ein, je schmaler der Balken ist. Je weniger die Entfernung der Kanten der Balkenunterfläche von dem Eisen beträgt, das die Zugspannungen aufnimmt, um so größer wird die Dehnung des Betons gemessen werden können, ehe der erste Rib eintritt.

Die Balken mit drei Einlagen zeigen, sonst gleiche Verhältnisse vorausgesetzt, eine größere Dehnung, ehe Risse beobachtet werden, als die Balken mit nur einer Einlage. Bei Balken mit drei Eiseneinlagen treten mehr und feinere Risse auf als bei Balken mit einer Eiseneinlage.

Balken mit drei geraden Einlagen ergaben ein wenig geringere Durchbiegungen als solche mit einer Einlage.

#### 2. Einfluß der Haken an den Enden der geraden Eiseneinlagen.

Der Gleitwiderstand bei Eisen mit Haken, bezogen auf das Quadratcentimeter der gesamten Oberfläche der Einlage, also die Hakenoberfläche eingerechnet, ist nahezu der gleiche wie bei Eisen ohne Haken.

Nach Überwindung des Gleitwiderstandes verhindern jedoch die Haken die völlige Aufhebung der Widerstandsfähigkeit der Balken solange, bis mit steigender Belastung die Haken sich aufbiegen und zutreffendenfalls den diese Formänderung hindernden Beton absprengen.

Die Haken an den Enden der Einlagen vermindern die Durchbiegungen um einen kleinen Betrag.

#### 3. Einfluß der Bügel.

Bei Balken mit Bügeln bilden sich die ersten Risse fast immer da, wo Bügel einbetoniert sind; in den äußeren Balkenteilen, in denen sich die Bügel befinden, entstehen sie überhaupt nur an solchen Stellen; ferner kommen sie bei Balken mit Bügeln

\*) Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereines deutscher Ingenieure. Heft 45 bis 47. C. Bach: Versuche mit Eisenbetonbalken. Zweiter Teil. Berlin 1907.

unter geringerer Belastung zum Vorschein als bei Balken ohne Bügel.

Die Entstehung von Längsrissen an der unteren Balkenfläche in den äußeren Balkenteilen wird durch das Einlegen von Bügeln hinausgeschoben.

Der Gleitwiderstand ist beim Vorhandensein von Bügeln um 22 v. H. größer ermittelt worden als beim Nichtvorhandensein solcher.

Unter sonst gleichen Verhältnissen ist die Höchstlast der Balken mit Bügeln wesentlich größer als bei den Balken ohne Bügel.

#### 4. Schräge Abbiegungen der Eiseneinlagen (aufgebogene Einlagen).

Es erscheint unrichtig, daß nur das mittlere, nicht aufgebozene Eisen als an der Übertragung allein beteiligt, aufzufassen, wie dies in den Beispielen der amtlichen Bestimmungen geschieht.

Durch die Anordnung der aufgeboznen Eisen ist die Höchstlast bedeutend gesteigert worden.

#### 5. Größe des Gleitwiderstandes.

Gezogenes, abgeschliffenes und geschmirgeltes Rundeseisen hat geringeren Gleitwiderstand als gewöhnliches Rundeseisen mit Walzhaut in derselben Stärke.

Bei 6 Monate alten Versuchskörpern wurde der Gleitwiderstand höher ermittelt als bei 50 Tage alten Balken.

Bei Balken mit drei Eiseneinlagen wurde der Gleitwiderstand kleiner ermittelt als bei Balken mit nur einer Einlage.

Der Gleitwiderstand für die unter Wasser gelagerten Balken war größer als für die an der Luft gelagerten Körper. Es ergab sich ein Unterschied von 27 v. H.

Die Widerstandsfähigkeit der Balken ergab sich bei Verwendung von Thacher-Eisen nur wenig größer als bei einem geraden Eisen, eine Folge der aufsprengenden Wirkung, die das Knoteneisen äußert.

#### 6. Dehnungsfähigkeit des Betons mit und ohne Eiseneinlagen.

Der Beton an sich besitzt im armierten Zustande rund die gleiche Dehnungsfähigkeit wie bei Nichtarmierung, doch wird durch manche Einflüsse die Messung einer mehr oder minder großen Zunahme der Dehnungsfähigkeit des armierten Betons und auch die Abnahme als möglich nachgewiesen.

#### 7. Druckspannungen des Betons.

Im ganzen kann für das Gebiet, welches durch die Versuche gedeckt erscheint, ausgesprochen werden, daß die Rechnung nach den amtlichen Bestimmungen, jedenfalls für die anfänglichen Belastungen, eher zu einer Überschätzung, als zu einer Unterschätzung der Beanspruchung führt.

#### 8. Zugspannungen der Eiseneinlagen.

Der Vergleich zeigt, daß die Spannungen, welche die unmittelbare Messung liefert, bedeutend

kleiner sind als die Spannungen, welche Gl. 3 der amtlichen Bestimmungen ergibt.

Die nach den amtlichen Bestimmungen berechneten Zugspannungen  $\sigma_c$  sind in allen Fällen größer, als die aus dem Zugversuch erhaltenen Werte der Streckgrenze des Materials. Die Rechnung liefert somit zu hohe Werte, führt also eher zu einer Überschätzung der Anstrengung des Eisens, als zu einer Unterschätzung.

#### 9. Durchbiegungen.

Die ersten Risse fallen in das Gebiet der stärksten Krümmung der Linienzüge. Die ersten Risse wurden entdeckt, kurz bevor sich die Durchbiegungslinien zum zweiten Male einer Geraden nähern.

Die von dem Schreiber dieser Zeilen soeben veröffentlichten Untersuchungen\*) an Betonbalken mit 5 verschiedenen Eiseneinlagen (glattes Rundeseisen, gedrehtes Eisen, Knoten- oder Thacher-Eisen und gezahntes oder Johnson-Eisen) ergaben folgende Resultate:

1. Die an den naß gelagerten Balken als Vorläufer der Risse auftretenden Wasserflecke zeigen schwache Stellen an, an welchen eine Lockerung des Gefüges im Beton stattfindet. Dies kommt in der Schaulinie durch die plötzliche Krümmung zum Ausdruck. Sie treten bei einer Belastung auf, bei welcher der nicht armierte Balken brechen und die Betonzugkörper zerreißen würde.

Die Zahl der Risse bei der Armierung durch Eiseneinlagen mit nicht glatter Oberfläche ist größer als bei glatten Rundeseisen; die Verteilung über den ganzen Balken erfolgt bei ersteren gleichmäßiger.

Das Erhärten von armiertem Beton unter Wasser wirkt auf die Dehnungsfähigkeit sehr vorteilhaft.

Bei einem armierten Beton, in welchem die Armierung so verteilt ist, daß alle Teile der Zugzone gleichmäßig zur Mitwirkung herangezogen werden, wird die totale Dehnungsfähigkeit gegenüber dem nicht armierten Beton erhöht werden, mit anderen Worten: Die ersten Risse bei armiertem Beton, identisch mit der Überwindung der Dehnungsfähigkeit, werden bei einer höheren Last auftreten, als diejenigen, welche der Bruchlast des gleichen nicht armierten Betons entsprechen würde.

Bis zum Auftreten der ersten Risse sind die Durchbiegungen kaum nennenswert und ent-

\*) Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde-W. Herausgeg. im Auftr. d. Königl. Aufsichtskommission. Ergänzungsheft I. 1907. „Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit.“ Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abt. I f. Metallprüfung mit armierten Betonbalken. Bearb. u. bespr. v. E. Probst, Zivil-Ing. Berlin 1907.

sprechen denjenigen von nicht armiertem Beton; der Riß tritt in einer starken Krümmung der Schaulinien auf. Nachher ist der Verlauf nahezu proportional der Belastung, bis er sich vor Eintritt in das Bruchstadium wieder ändert.

Wird die Bruchfestigkeit des Betons nicht erreicht, so hängt die Bruchlast der Probekörper von der Streckgrenze des Eisens ab. Eine höhere Streckgrenze hat eine höhere Bruchlast zur Folge.

Der Einfluß einer Armierung, deren Streckgrenze zu nahe der Bruchgrenze fällt, auf die Tragsicherheit ist ungünstig.

Der Einfluß der Lagerung der Balken unter feuchtem Sande auf die Bruchlast ist kaum nennenswert.

Die Zerstörungserscheinungen beim Bruch und die Bruchlasten sind beim Eisen mit nicht glatter Oberfläche regelmäßiger als bei glattem Eisen; sie werden um so regelmäßiger, je besser der Verbund zwischen Eisen und Beton ist.

Nimmt man die Festigkeit der Armatur als Grundlage für die Dimensionierung von armierten Betonkonstruktionen an, so wird man um so regelmäßiger Wirkungen erhalten, je nasser der Beton angemacht wird.

2. Untersuchungen über die Wirkung rostbildender Substanzen auf die Armatur beim Auftreten der Risse im Beton wurden derart durchgeführt, daß ein Gemenge von konzentrierter Kohlensäure und Sauerstoff mit Wasserdampf in einen die Risse eines belasteten Balkens umhüllenden, dichtschließenden Kasten eingeleitet wurden. Die Ergebnisse der Untersuchungen führten zu der Schlußfolgerung:

„Ein Zusammentreffen von so konzentrierten rostbildenden Substanzen, wie bei den Untersuchungen angenommen wurde, wird bei armierten Betonbauten wohl nur in Ausnahmefällen vorkommen. Selbst wenn es aber vorkommt, bilden die Risse keine Gefahr für ein Rosten der Armaturen, so lange sie nicht so groß sind, daß die rostbildenden Substanzen bis zum Eisen vordringen können. Dieses Stadium tritt erst dann ein — so weit aus unseren Versuchen gefolgert werden kann —, wenn die Streckgrenze des Eisens bereits überwunden ist.“

3. Die Biegeversuche zur Bestimmung der Haftfähigkeit lieferten folgende Ergebnisse:

Mit der Überwindung der Zugfestigkeit des Betons, gleichbedeutend

mit dem Auftreten der Risse, tritt eine Verminderung der Haftfähigkeit ein.

Die Haftfähigkeit wird durch die Oberflächenbeschaffenheit der Armaturen beeinflusst. Sie wird um so größer, je besser die mechanische Verbindung zwischen Beton und Eisen ist; am größten wird der Wert bei den gezahnten Eisen, weil der mechanische Verbund am innigsten ist.

Je größer die Haftfähigkeit ist, desto höher wird die Bruchlast.

Die Haftfähigkeit wächst mit zunehmendem Alter des Betons.

4. Die aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen abgeleiteten Spannungen im Beton und im Eisen wurden als Grundlage zum Vergleich der nach verschiedenen Vorschriften gerechneten Spannungen benutzt.

In diesem Vergleich wurden die Vorschriften von Deutschland, der Schweiz, Frankreich und Amerika und zwei Näherungsmethoden mit einbezogen (die Näherungsmethoden beruhen auf der Annahme, daß die neutrale Achse einmal in der halben Höhe  $h$ , das andere Mal in der halben Nutzhöhe  $h'$  angenommen werden). Es ergibt sich hierbei für die Lage der Nulllinie, daß bei einer Belastung bald nach dem Auftreten der Risse die Näherungsmethoden Werte ergeben, die der aus den Messungen abgeleiteten Lage am nächsten kommen. Bei höheren Belastungen stimmen die deutschen Methoden (mit Vernachlässigung der Zugspannungen im Beton) und die französische Methode am besten mit den Messungsergebnissen überein.

Die Druckspannungen im Beton, die nach der Näherungsmethode  $N_1$  ( $y = \frac{h}{2}$ ) und nach der Schweizer Methode berechnet wurden, liegen den aus den Messungswerten abgeleiteten am nächsten. Die ersten Werte  $N_1$  weichen um  $-8$  bis  $+12\%$ , die letztgenannten Werte weichen um  $+3$  bis  $-13\%$  von den wirklich auftretenden Spannungen beim Bruche ab.

Die nach den verschiedenen Methoden gerechneten Spannungen im Eisen nach dem Auftreten der Risse sind sämtlich zu groß. Bei der deutschen Methode beträgt der Unterschied  $+18$  bis  $34\%$ , bei der französischen Methode  $+17$  bis  $30\%$ .

(Fortsetzung folgt.)

## ÜBER DIE METHODEN ZUR EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNG DES ARMIERTEN BETONS.

*Von Professor F. Schüle (Zürich).*

Auf keinem Gebiete des Ingenieurwesens sind innerhalb einiger Jahre so viele Untersuchungen vorgenommen worden, wie auf demjenigen des armierten Betons, gilt es doch einer rasch in die Baupraxis eingebürgerten Bauweise sichere Grundlagen für die Dimensionierung und für die Anwendung zu geben.

Es lassen sich unterscheiden:

1. die Versuche mit den einzelnen Materialien des Verbundes; eine Anwendung der Resultate auf armierte Körper ist hypothetisch und nur durch sehr scharfes Verständnis des Wesens der einzelnen Materialien einigermaßen zutreffend; alle gezogenen Schlüsse bedürfen der Bestätigung durch den Versuch am Verbundkörper;
  2. die Versuche an armierten Körpern. Auf Grund dieser Versuche ist das Zutrauen für die neue Bauweise erwacht und befestigt worden, auf die Resultate dieser Versuche sind die praktischen Berechnungen gestützt und die Wahl der zulässigen Inanspruchnahmen festgestellt worden. Aber auch bei solchen Versuchen ist eine Unterscheidung notwendig:
    - a) die Belastung wird an speziellen Körpern gesteigert bis zum Bruche, wobei neben dem Auftreten der ersten Anzeichen einer Zerstörung in der Hauptsache nur die Bruchbelastung protokolliert wird;
    - b) an denselben Körpern werden außer den Zerstörungserscheinungen mit geeigneten Apparaten bei steigender Belastung auch lokale Längenänderungen und Deformationen wie die Verkürzungen bei Säulen oder die Durchbiegungen bei Trägern wahrgenommen. Derartig eingehende Versuche stellen große Anforderungen an die Handlichkeit und Genauigkeit der Apparate und sind noch nicht auf viele Teile der Versuchskörper ausgedehnt worden;
    - c) es handelt sich um die experimentelle Untersuchung einer im Gebrauch stehenden Konstruktion; die Grenze der Belastung ist vorgeschrieben, letztere wird bei der Erprobung außer dem Eigengewicht nur wenig mehr wie die Nutzlast betragen dürfen. Die möglichen Beobachtungen sind beschränkt auf die Ermittlung der lokalen Längenänderungen, Gesamtverkürzungen, Durchbiegungen.
- In den drei erwähnten Fällen ist die gleich-

zeitige Untersuchung der verwendeten Materialien einzeln nicht nur möglich, sondern sehr erwünscht.

Die zahlreichen in der Literatur des armierten Betons publizierten Untersuchungen lassen sich in eine der obigen Kategorien einteilen und ein befriedigendes Resultat so mancher Arbeiten, so bedeutender Kosten an Geld und Zeit läßt sich nur erzielen, wenn jedem Versuchsergebnis die volle Bedeutung angerechnet wird, auf welche es Anspruch machen kann, aber auch nicht mehr.

Eine kritische Beleuchtung des bis jetzt Erreichbaren wird zweckmäßig sein, um Trugschlüsse und Behauptungen zu vermeiden, welche heute noch dem Gebiete der nicht bewiesenen Annahmen angehören.

Nur die elastischen Eigenschaften des Eisens unterhalb der Streckgrenze stellen im armierten Beton das Bekannte vor; der Beton mit seinen unberechenbaren Unterschieden ist das veränderliche Element; diejenigen Eigenschaften des Verbundmaterials, welche nur vom Eisen abhängen, werden auch die wichtigeren und beständigeren sein; daß die Überschreitung der Streckgrenze im Eisen bei steigender Belastung sehr rasch den Bruch herbeiführt, ist schon bei den ersten Versuchen mit Eisenbetonträgern wahrgenommen worden und es bildet diese Tatsache die sicherste Grundlage für die Dimensionierung des Armierungseisens gegen die Inanspruchnahme durch Biegemomente. Diese Frage darf als gelöst betrachtet werden, wenn es sich nur um die Ermittlung des Sicherheitsgrades gegen auftretende Biegemomente handelt; allerdings gibt der Versuch, bei welchem nur die Brucherscheinungen verfolgt werden, noch keinen Anhaltspunkt über die Spannungsverteilung für normal auftretende kleinere Belastungen.

Die stets wiederkehrende Wiederholung von Bruchbelastungen bei Versuchsbalken bezweckt vielmehr die Beantwortung der Frage, ob der Balken durch die Biegemomente oder durch die Scherkräfte zerstört wird. Der Schleier, welcher die Vorgänge bei der Übertragung der Scherkräfte deckt, besteht jetzt noch, und alle Erklärungen über die wahrscheinliche Verteilung zwischen Eisen und Beton und die daraus abgeleitete beste Führung der Armierungsstangen können einigermaßen richtig sein; aber die Tatsache, daß eine mindergute Führung der Eisen bei besser erhärtetem Beton sich bis zum Bruch bewährt hat, zeigt, daß zwingende Gründe für eine bestimmte Anordnung sich aus den bisherigen Versuchen nicht sicher ableiten lassen.

Versuche bis zum Bruche werden aus dem Gesagten auch ohne eingehende Dehnungs- oder Deformationsmessungen für die Praxis zur Erprobung neuer Anordnungen und neuer Systeme von großem Nutzen sein. Eine größere wissenschaftliche Bedeutung kommt ihnen kaum mehr zu.

Am eingehendsten ist der Versuch bis zum Bruch mit fortwährenden Messungen von Längenänderungen und Durchbiegungen bei Balken, von Verkürzungen bei Säulen. Einsenkungen, Gesamtverkürzungen lassen sich genau und in einfacher Weise beobachten; Dehnungen hingegen (Verlängerungen oder Verkürzungen), welche den Erfahrungen im Brückenbau entsprechend nur Interesse bieten, wenn sie sich auf kurze Strecken beziehen, um das Wesen der Deformation zum Vorschein zu bringen (große Meßstrecken geben resultierende Längenänderungen an, welche bei Balken auf Biegung beansprucht, das Bild des wirklichen Verlaufes der lokalen Dehnungen nicht zur Darstellung bringen), sind schwer zu beobachten aus Mangel an Apparaten, welche durch die Gesamtbewegung des Körpers in ihren Angaben nicht beeinflußt werden. Bisher sind in der Hauptsache Strecken in Balkenmitte beobachtet worden; Manet-Rabut-Apparate hat die französische Kommission auch an den Balkenenden in schiefer Lage angebracht ohne wirklichen Erfolg wegen der zu großen Meßlänge (1,00 m). Es wäre sehr erwünscht, wenn ein Instrument konstruiert würde für Meßstrecken von 10—20 cm Länge mit leichter Befestigung an Balken und unabhängiger Ablesungsvorrichtung. Der Mantel-Rabut-Apparat (Konstrukteur: Usteri-Reinacher, Zürich — Meßstrecke 20 cm) — ist das vollkommenste bisher konstruierte Instrument für unabhängige Messungen an eisernen Brücken; die Befestigung an Beton ist wohl aber noch nicht genügend einfach und sicher und das Gewicht bei kleinen Stiften etwas groß. Der sonst so vorzügliche Spiegelapparat mit festem Fernrohr und fester Ablesungsskala läßt sich nur für solche Meßstrecken praktisch anwenden, welche bei der Gesamtdeformation horizontal oder vertikal bleiben, d. h. nur in Balkenmitte bei einfachen Trägern und bei vertikal oder horizontal gestellten Druckkörpern; für andere Strecken ist eine unsichere Korrektur anzubringen.

Trotz der geschilderten Einschränkung in der Beobachtung der Längenänderungen sind die in gut installierten Laboratorien durchgeführten Versuche die einzige Quelle, welche mit einiger Sicherheit ein Bild der Dehnungsverteilung und daraus auch der Spannungsverteilung in armierten Betonkörpern bisher geliefert haben.

Die Wichtigkeit solcher Versuche geht daraus hervor, daß zwischen den Belastungsproben an fertigen Bauwerkteilen und den vorhin besprochenen Belastungen von Probekörpern bis zum Bruch, der Übergang zur Beurteilung der Resultate der ersteren

Versuche heute noch fehlt. Amtliche Vorschriften schreiben wohl Belastungsproben vor, ohne daß eine sichere Grundlage zur Beurteilung der Resultate der Messungen wie Durchbiegungen und Längenänderungen vorhanden ist.

Leider sind die Resultate eingehender Messungen von Balken zu Balken so verschieden, namentlich bei den unteren Belastungsstufen, daß das Endergebnis sich schwer in Gesetze übertragen läßt; ja man könnte daran zweifeln, daß eine Gesetzmäßigkeit in der Spannungsverteilung aus Versuchen abzuleiten wäre, da recht bald der auf Zug beanspruchte Beton eines Balkens der Zerstörung durch Risse unterliegt, auf längere Strecken schon bei mäßiger Beanspruchung das Haften zwischen Eisen und Beton aufhört und die Zufälligkeiten der Mischung, Zementqualität, Kies- und Sandbeschaffenheit, der Menge des Anmachwassers, der Lagerungsverhältnisse und Schwindspannungen auf das Endresultat einwirken. Um so wichtiger ist es aber, der Sache auf den Grund zu gehen, da gerade nur solche eingehende Untersuchungen für das Verhalten des armierten Betons bei statisch unbestimmter Konstruktion maßgebenden Aufschluß liefern können.

Die Anwendung der Elastizitätstheorie auf statisch unbestimmte Eisenbetonkonstruktionen mag für Gewölbe mit nur geringen Zugspannungen begründet sein, für kontinuierliche Brücken ist eine solche schon sehr gewagt, da beim einfachen Balken eine befriedigende rechnerische Kontrolle der Durchbiegungen noch nicht erzielt wurde.

Die letzten Untersuchungen in der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich, welche im 12. Heft der Mitteilungen dieses Institutes demnächst erscheinen werden, haben neben mancherlei schwer zu erklärenden Resultaten der Dehnungsmessungen doch genügend Anhaltspunkte im Verein mit den im 10. Heft publizierten Resultaten ergeben, daß einzelne wichtige Schlußfolgerungen über den Zusammenhang zwischen berechneten Durchbiegungen, Längenänderungen und elastischem Verhalten des Betons zu ziehen sind; werden die remanenten Spannungen nicht berücksichtigt, da sie nach Erreichung der Streckgrenze im Eisen verschwinden müssen, und werden nur die bei jedem Versuch an einem Bauteile wahrnehmbaren Deformationen berücksichtigt, somit unter Ausschluß der Deformationen von Eigengewicht, so lassen sich die Ergebnisse des Experimentes auch in befriedigender Weise rechnerisch verfolgen, sobald die erste Rißgrenze im Zuggurt des Balkens überschritten ist. Allerdings ist dies nur möglich, wenn das Wesen der Materialien berücksichtigt wird und da bekanntlich der Elastizitätskoeffizient des auf Druck beanspruchten Betons von derselben Mischung je nach Alter und sonstigen Verhältnissen zwischen 70 und 350 t/cm<sup>2</sup> z. B. variieren kann, ist keine Hoffnung vorhanden, Dehnungen und

Durchbiegungen, wirkliche Lage der Neutralachse, effektive Spannungen rechnerisch zu prüfen unter Anwendung eines konstanten Verhältnisses  $n$  zwischen Eisen- und Betonelastizitätskoeffizienten für alle Fälle der Praxis und für jedes beliebige Alter der Versuchsobjekte, wie in den meisten amtlichen Vorschriften angenommen ist; mit variabelm  $n$  läßt sich die Methode der Berechnung für gerissenen Beton des Zuggurtes experimentell schon bestätigen.

Der Verfasser hätte seinen Zweck erreicht,

wenn er durch vorliegende Ausführungen die Aufmerksamkeit der Ingenieure, welche im armierten Beton tätig sind, auf den Nutzen der eingehenden Versuche aufmerksam gemacht hätte, erstens zum Zwecke einer Verbesserung der in der Praxis gebräuchlichen Apparate für die Beobachtung der lokalen Längenänderungen an irgend einer Stelle der zu prüfenden Objekte, sodann, um durch weitere zielbewußte Versuche die Grundlagen für die rechnerische Behandlung der Spannungsverteilung auf rationeller Weise zu vervollkommen.

## TIEFGRÜNDUNG MITTELS EISENBETON-PFEILER.

Von Ingenieur Heinrich Becher, i. Fa. Czarnikow & Co. (Berlin).

Für den Fabrikbau der Firma Ludwig Loewe & Co. A.-G., Berlin, Huttenstraße 17—20, war von der bauausführenden Firma C. Kuhn, Berlin, eine Konkurrenz über die Fundierung ausgeschrieben.

Die Erdschichten auf dem betreffenden Grundstück sind aus nachstehender Skizze (Fig. 1) zu

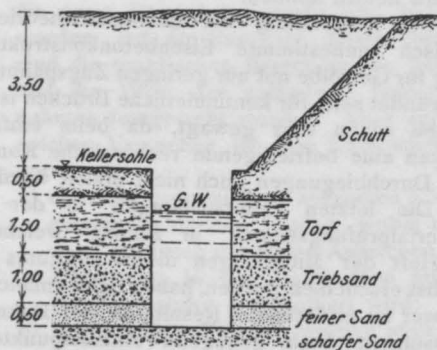


Fig. 1.

Schnitt durch die Baugrube.

ersehen. Bis 4 m unter Terrain lag aufgefüllter Boden, sodann 1,50 m Torf, weiter 1 m Triebsand, alsdann 50 cm hoch feiner Sand, endlich ein tragfähiger scharfer Sand. Der Grundwasserstand war etwa 4,10 m unter Terrain. Die Kellersohle sollte 3,50 m unter diesen zu liegen kommen. In dem ursprünglichen Projekt war vorgesehen, Beton zwischen Spundwänden bis zum tragfähigen Boden zu schütten. Nach diesem Projekt wären etwa 3500 cbm herzustellen und zu verarbeiten und hiervon noch der bei weitem größte Teil unter Wasser zu schütten gewesen. Da diese Arbeit viel Zeit erfordert hätte, die Bauzeit jedoch beschränkt war, so machte die Firma M. Czarnikow & Co., Berlin, den Vorschlag, die weiter unten zu beschreibende Gründung zu wählen. In Frage kam bei der vorliegenden Bodenbeschaffenheit neben der im Projekt angegebenen Fundierungsart, Caissongründung, Pfahlrost, eine durch-

gehende Eisenbetonplatte oder die angeführte Bauweise. Am billigsten würde sich eine Plattenfundierung gestellt haben. Sie wurde jedoch unmöglich, als sich herausstellte, daß der Moorboden nicht völlig in Ruhe, sondern in Bewegung war. Es war beobachtet worden, daß das Terrain sich infolge Wanderung des Moorbodens an mehreren Stellen im Laufe von einigen Jahren um mehrere Centimeter gesenkt hatte. Caisson- und Pfahlrostgründung hatten sich bei der vergleichenden Kostenaufstellung teurer als die angeführte Fundierungsart erwiesen.

Das Grundprinzip der ausgeführten Fundierungsart war, bei gesenktem Grundwasserstand auf den tragfähigen Boden herunterzugehen und sodann eine Säulenfundierung anzuwenden. Es war ursprünglich beabsichtigt, die Säulenfüße quadratisch herzustellen. Von der Baupolizei wurde jedoch verlangt, die Front durchgehend zu fundieren. Es kam daraufhin eine Einigung zustande, dahingehend, daß der Fuß rechteckig in der Weise hergestellt wurde, daß die Fundamente zweier nebeneinander stehender Pfeiler aneinander stoßen. Es bestand sodann die Fundierung der Frontpfeiler (Fig. 2) aus dem Säulenfuß, dem Säulenschaft, dem Säulenkopf und endlich aus einem Eisenbetonbalken, welcher einmal die Brüstung aufzunehmen hatte, sodann auch eine horizontale Versteifung der Fundamente darstellte. Es war zunächst die Breite des Säulenfußes zu bestimmen. Diese ergab sich bei den gegebenen Verhältnissen einmal aus der Säulenterfernung, sodann aus der zulässigen Belastung des Baugrundes mit 2,5 kg/qcm, auf Grund der Formel

$$b = \frac{Q}{2,5 \cdot l}$$

Der Säulenschaft wurde unter 60° sodann derartig verbreitert, daß der untere Teil der Säule ebenfalls die Breite  $b$  hat. Hierdurch war die Armierung des Säulenfußes nur in einer Richtung erforderlich. Für die Höhe des Fußes war maß-



gebend, daß die Schubspannung im Beton nicht mehr als 4,5 kg betragen sollte, und daß die Schubspannung allein vom Beton, nicht durch etwa aufzubiegende Eisen aufgenommen werden sollte. Da die größte Schubspannung an derselben Stelle, wie die größte Biegungsspannung auftritt, hätten besondere Eisen eingelegt werden müssen, was teurer gekommen wäre, als der Mehrverbrauch an Zement bei der gewählten Annahme.

Es wurde also zunächst  $h - a - \frac{x}{3}$  aus der folgenden Formel bestimmt:

Die Eiseneinlage wurde nur soweit geführt, als das Moment und das Haftvermögen es notwendig machten. Der Säulenschaft wurde in der üblichen Art ausgeführt, die Armierung betrug ca. 0,8%. Die Größe der Säulenköpfe war bedingt durch die Größe der darauf ruhenden Mauerpfeiler. Auch hier waren die Konsolen gehörig gegen Schub und Biegung armiert. Die Verbindungsbalken wurden zunächst daraufhin berechnet, daß sie die Brüstung zu tragen hatten, sodann wurde noch eine obere Armierung eingelegt, um etwaigen zufälligen Lasten, welche durch Senken des einen oder ande-

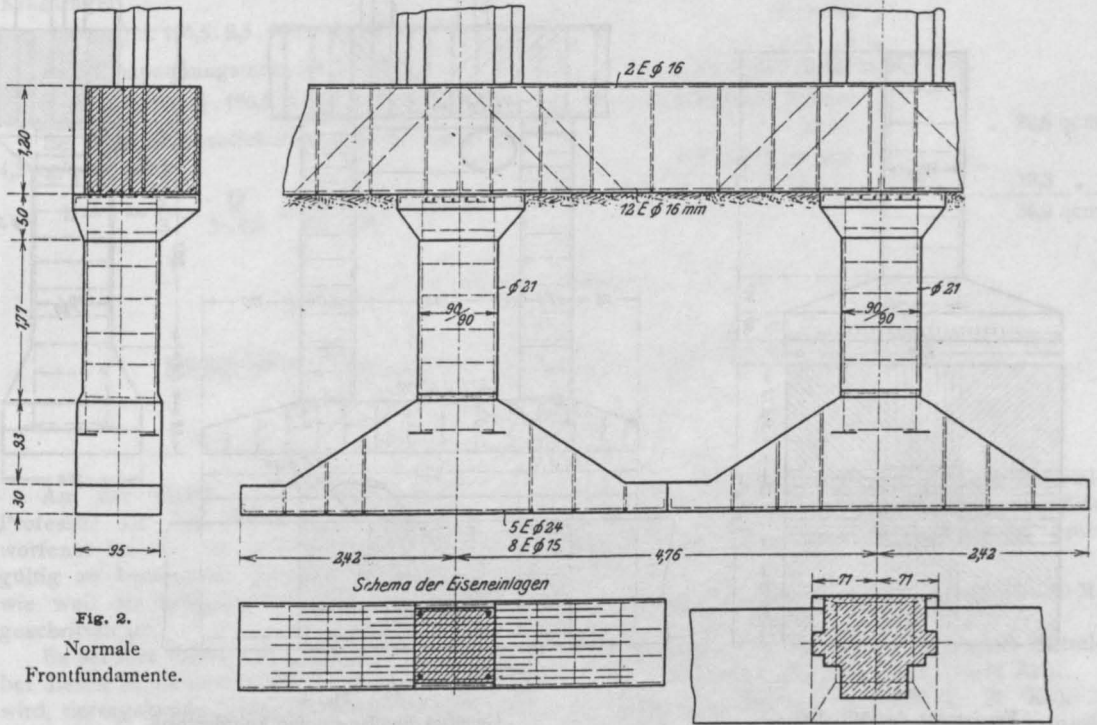


Fig. 2.  
Normale  
Frontfundamente.

$$h - a - \frac{x}{3} = \frac{Q}{b \cdot r}$$

Aus dem Einspannungsmoment ergab sich so-  
dann:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Aus der Beziehung:

$$b \cdot \frac{x^2}{2} = n f_e \cdot \left( h - a - x \right)$$

$$= n f_e \cdot \left( h - a - \frac{x}{3} - \frac{2x}{3} \right)$$

wurde eine quadratische Gleichung für x gefunden  
aus  $h - a - \frac{x}{3}$  und x wurde sodann h bestimmt.

ren Pfeilers auftreten könnten, Rechnung zu tragen.  
Gemäß den damals bestehenden Bestimmungen  
durfte das größte Moment der Balken nur zu

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{10}$$

angenommen werden.

Es mag noch erwähnt sein, daß die Kellersohle  
10 cm über Unterkante Verbindungsträger lag, so  
daß dieser selbst gleich als Kellermauerwerk be-  
nutzt werden konnte. Die Säulen wurden so ge-  
stellt, daß sie genau zentrisch unter dem Last-  
angriffspunkt der Steinpfeiler lagen, unter An-  
nahme voller Belastung des Gebäudes. Die eise-  
nen Mittelstützen erhielten ebenfalls als Fundament  
eine Eisenbetonsäule (Fig. 3), jedoch mit einem

quadratischen Fuß. Die Armierung dieses Fußes wurde in 4 Lagen gemäß der beiliegenden Zeichnung ausgeführt.

Beachtenswert war noch bei dieser Fundierungsart, daß das Gebäude vom Hauptdruckwasserrohr des Fabrikablasses durchschnitten wurde. Ein Verlegen des Rohres hätte den Stillstand der Fabrik, wenn auch nur auf kurze Zeit, verursacht und wäre auch sonst mit großen Kosten verknüpft

Berechnung eines normalen Frontfundaments.

|   |           |
|---|-----------|
| Eigengewicht des Pfeilers . . . . .                     | 24 610 kg |
| Belastung durch Unterzüge und sonstige Träger . . . . . | 60 660 „  |
|   | <hr/>     |
|   | 85 270 kg |

Der Schwerpunkt des Pfeilerquerschnitts liegt bei 0,53 m von der Innenkante.

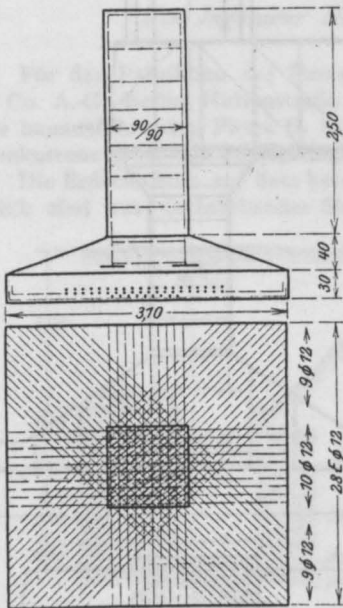


Fig. 3.

Fundament der Mittelstütze.

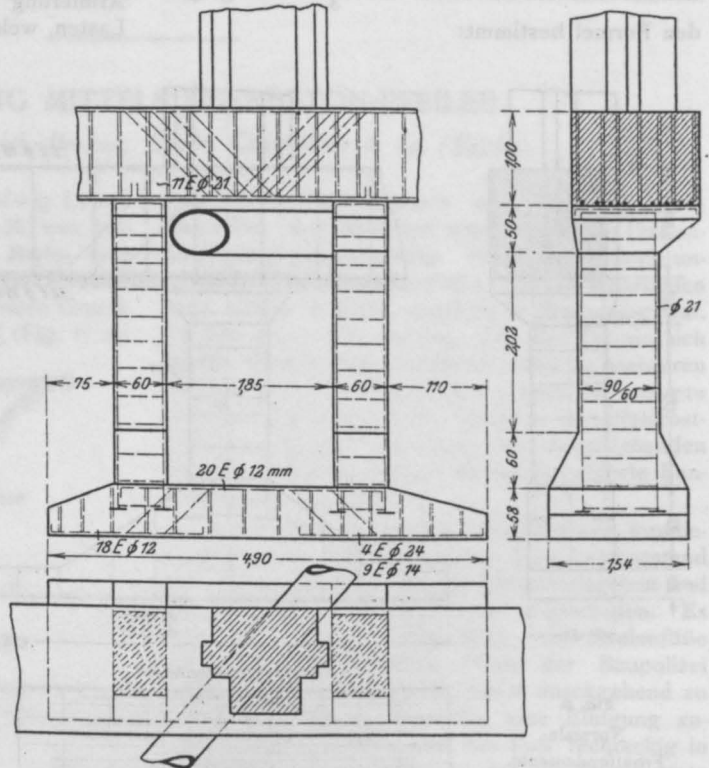


Fig. 4.

Geteiltes Fundament für Rohrdurchlaß.

gewesen. So wurde denn an der Stelle, an welcher das Rohr die Pfeilerfundierung durchschneidet, die in Fig. 4 gezeigte Fundierungsart gewählt. Der Steinpfeiler wurde auf einen Eisenbetonbalken gesetzt, welcher auf zwei kleineren Eisenbetonsäulen ruhte, welche sich wiederum auf einen Eisenbeton-Fundamentbalken aufsetzten, der nach beiden Seiten auskragte.

In Nachstehendem sei noch die Berechnungsart einer normalen Pfeilerfundierung gegeben.

Zu erwähnen ist, daß die Betonmasse sich auf etwa 1/3 von der reduzierte, welche bei dem ursprünglichen Betonfundament vorgesehen war. Dementsprechend war auch die Bauzeit verkürzt worden.

Berechnung der Fundamentsäule.

|   |            |
|---|------------|
| Auflast von Pfeiler . . . . .             | 85 270 kg  |
| Betonbalken . . . . .                     | 8 900 „    |
| 50 % Zuschlag für Exzentrizität . . . . . | 4 450 „    |
| Eigengewicht rd. . . . .                  | 5 380 „    |
|   | <hr/>      |
|   | 104 000 kg |

Gewählter Querschnitt 90.90 mit 4 Eisen Ø 21 mm.

$$F = 8100 + 15.4.3,46 = 8307 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{104000}{8307} = 12,52 \text{ kg/qcm.}$$

Fundamentfuß.

|                               |            |
|-------------------------------|------------|
| Auflast von Pfeiler . . . . . | 85 270 kg  |
| Betonbalken . . . . .         | 8 900 „    |
| Eigengewicht rd. . . . .      | 19 830 „   |
|                               | <hr/>      |
|                               | 114 000 kg |



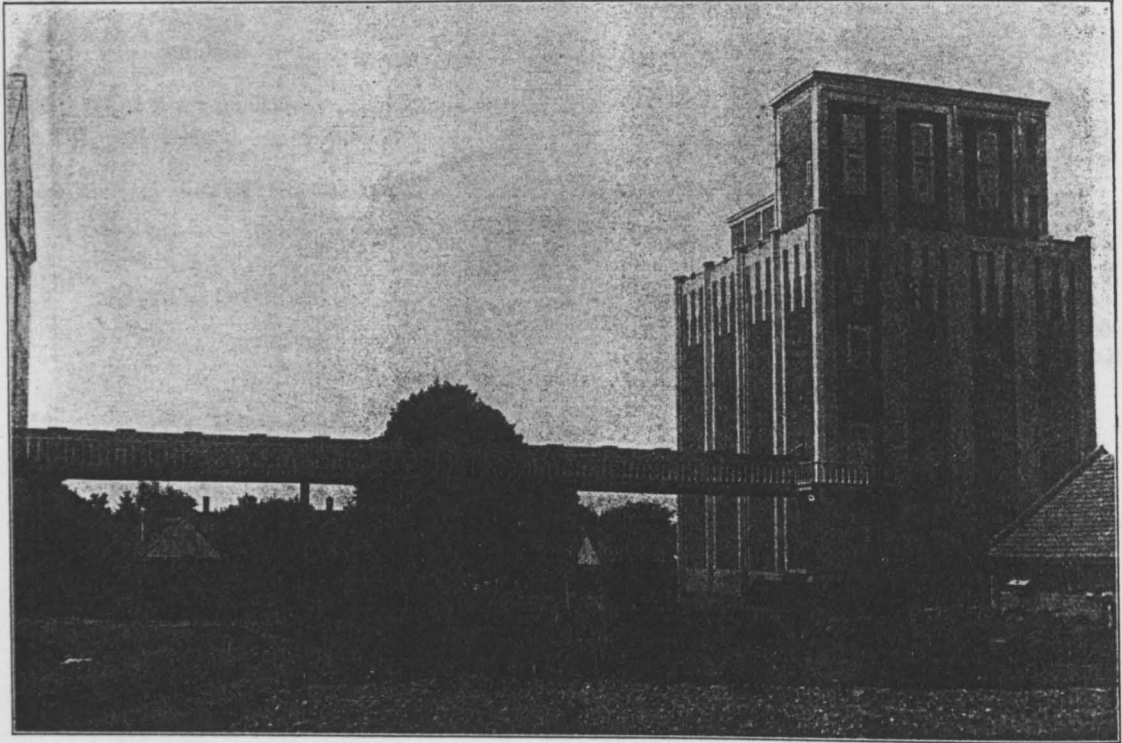


Fig. 1.

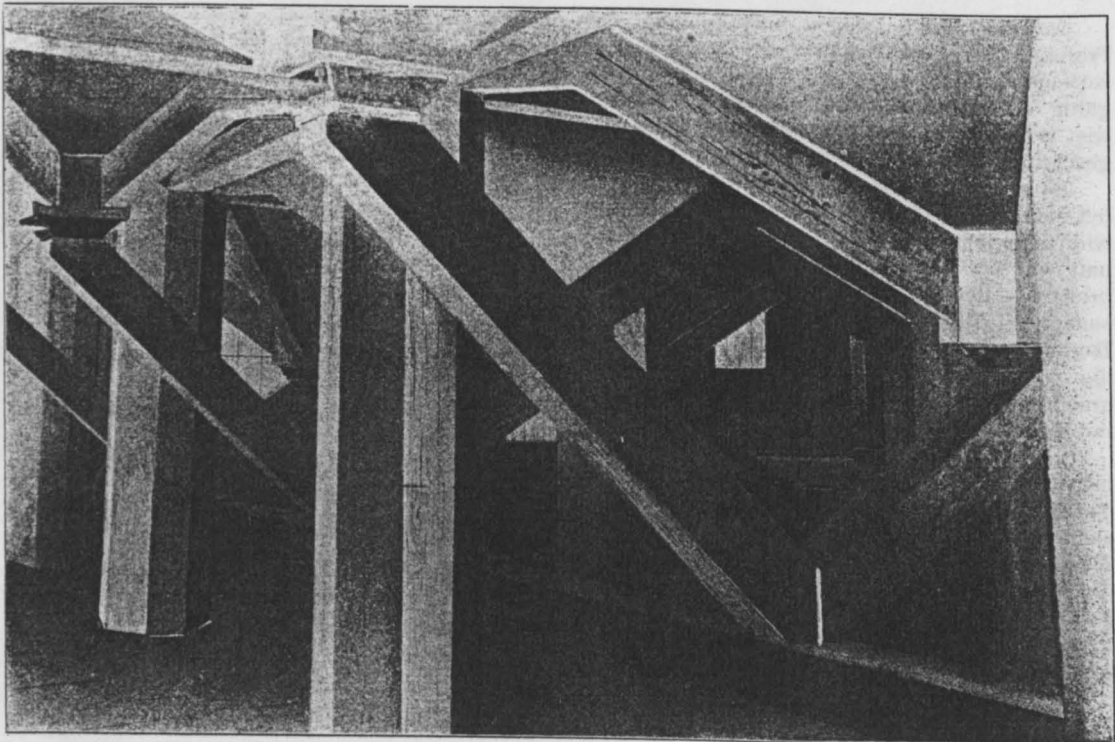


Fig. 2.

Getreidesilo in Belovar.

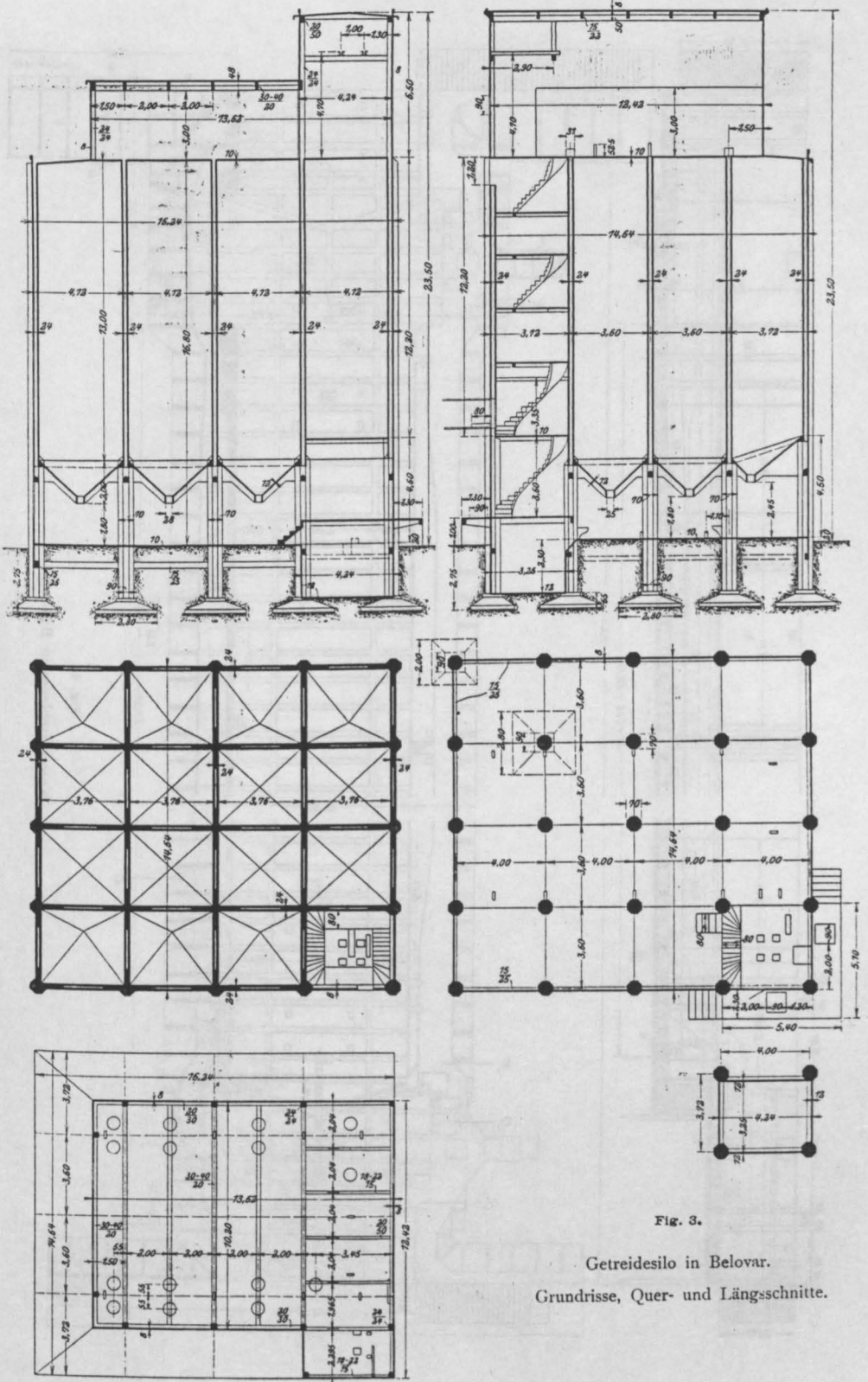


Fig. 3.

Getreidesilo in Belovar.  
Grundrisse, Quer- und Längsschnitte.



Getreidesilo der Dampfmühlen-Aktiengesellschaft  
in Belovar (Kroatien).

Das Gebäude wurde in der Grundrißanordnung auf 16 Zellen geteilt, mit je  $3,36 \times 3,76$  m Grundfläche, von denen 15 zur Getreidelagerung und eine als Elevator eingerichtet ist.

Der Fassungsraum der 15 Zellen beträgt  $2460 \text{ m}^3$  und es können ca. 200 Waggons Getreide in Vorrat gehalten werden. Die Belastung wurde mittels Säulen dem Untergrunde übertragen und die doppelten Seitenwände der Trichter als Luftkamine und für die Ventilation der Kammer unter den Trichtern benützt.

Fig. 1 gibt uns ein Bild von dem gesamten Bau, Fig. 2 eine Unteransicht, in welcher auch die zur Verbindung der Trichter gehörenden Holzrinnen ersichtlich sind.

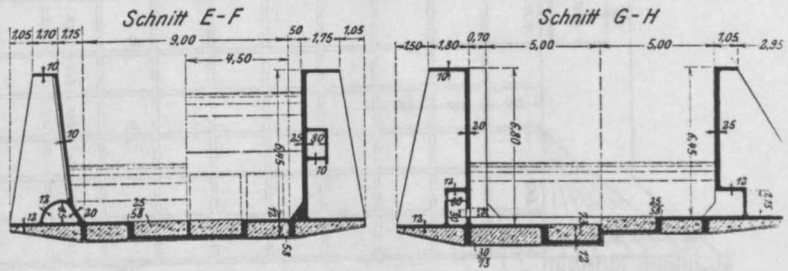
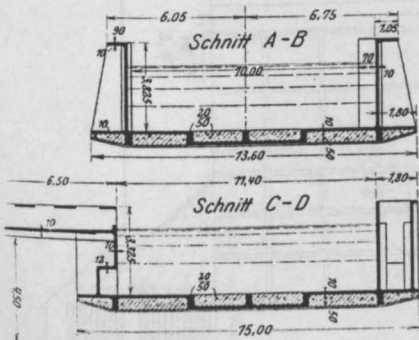


Fig. 5.  
Kammerschleuse in Bökény.  
Querschnitte.

Der Silo ist mit der Dampfmühle noch mittels eines gedeckten Korridors aus armiertem Beton verbunden, der aus einem kontinuierlichen Träger auf zwei schlanken Stützen gebildet wird. Der Korridor bewirkt einerseits mittels Transportbänder die Überfrachtung des Getreides vom Silo zur Mühle und dient gleichzeitig dem Verkehre.

Die Baukosten betragen pro 100 Kilogramm gelagertes Getreide ca. 4 M. (5 Kr.).

(Über die weitere Ausführung siehe Fig. 3 mit Grundrissen, Quer- und Längsschnitten.)

Kammerschleuse und Stauwerk aus armiertem Beton  
in Bökény (Ungarn).

Infolge der schwankenden Wasserstände der Flüsse des ungarischen Flachlandes sind diese für die Zeiten des Kleinwassers in einen für die Binnenschifffahrt völlig unbrauchbaren Zustand gesetzt und kann infolgedessen die Weiterbeförderung der ansehnlichen Getreideprodukte dieser Gegend nicht mit dem billigen Schiffttransport abgewickelt werden.

Zur Abhilfe dieser Schwierigkeiten ist das Bestreben vorhanden, diese Gewässer, die gegen Hochwasser bereits alle schon reguliert sind, nacheinander auch für die Binnenschifffahrt einzurichten, und demgemäß ist auch das Projekt einer Kammerschleuse für den Körösfluß, vor seiner Einmündung in die Tisza, entstanden.

Das Königl. ungar. Ministerium für Agrikultur als Bauherr entschied sich für eine Lösung in armiertem Beton und wurde die Arbeit auf Grund der beiliegenden Pläne (Fig. 4 und 5) im Herbst 1905 begonnen.

Das neben der Schleuse angeordnete Stauwerk ergibt einerseits einen konstanten Minimalwasserstand für die Schifffahrt stromaufwärts und setzt andererseits für die Schleuse eine Hubhöhe von 3 m fes

Die Gesamtlänge des Objektes beträgt 92,5 m,

von denen 81 auf die untere Kammer und 11,5 m Länge auf die obere Kammer entfallen; die obere Kammer hat eine durchschnittliche Breite von 10 m, die untere von 9 m.

Die Kammerwände wurden durch sogenannte „Rippenwände“ hergestellt, deren Stirnfläche 10 cm Dicke besitzt, und mit 1,36 m von einander abstehenden, trapezförmigen Rippen mit der Grundplatte, die diesen entsprechende, konsolartige Ausläufer aufweist, verbunden ist. Die Kammersohle wurde ebenfalls mittels Platte und eines kassettenartigen Balkenrostes ausgeführt. Durch die Rippen führen gleichzeitig die Füll- und Entleerungskanäle der Kammern. Der Ausgleich der Sohle geschah mit einer Stampfbetonlage, ebenso wie die Schleusensohle mit Stampfbeton vorher ge- ebnet wurde.

Mit Ausnahme der Tore wurde alles in armiertem Beton hergestellt und es ist bemerkenswert, daß auch sämtliche Spundwände aus entsprechend vorbereiteten, armierten Betonpiloten





hergestellt sind; die Pilotierung geschah mit Wasserspülung.

Das Stauwerk, ein auf Poiréeschen Rahmen gestütztes Nadelwehr, wurde nach denselben Grundsätzen gebaut wie die Schleuse; die Anordnungen sind in Fig. 6 ersichtlich.

Der statischen Berechnung wurden folgende, amtlich bewilligte Maximalbeanspruchungen zugrunde gelegt:

|                                |                         |
|--------------------------------|-------------------------|
| Beton auf Druck (max) . . .    | 42 kg/cm <sup>2</sup> , |
| Eisen auf Druck und Zug . . .  | 1200 "                  |
| Eisen auf Abscherung . . . . . | 1000 "                  |

## SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

### Betonkassetten für Deckenkonstruktionen.

Diese Kassetten bestehen jede aus fünf Teilen, welche mit Fälzen gegeneinander verbunden sind. Die Fugen sind mit Portland-Zement ausgegossen. Das Grundmaß dieser in Stampfbeton mit Eiseneinlagen hergestellten Kassetten ist 1,75 m von Mittel zu Mittel gemessen, daher das Quadrat-

maß 1,3225 m<sup>2</sup> beträgt (Fig. 1). Die Minimalstärke des Betonkörpers beträgt 3 cm und ist gegen die Widerlager zu auf 7 cm verstärkt. Die in jedem Seitenfelde befindliche rahmenförmige Eisenverstärkung ist aus 9 mm Rund-eisen angefertigt; diese Kassettenbestandteile werden in vorbereiteten Formen fertig erzeugt und sodann zwischen den Unterflanschen von 1,20 m Entfernung gelegten Traversen oder zwischen armierten Betonbalken eingelegt. Die

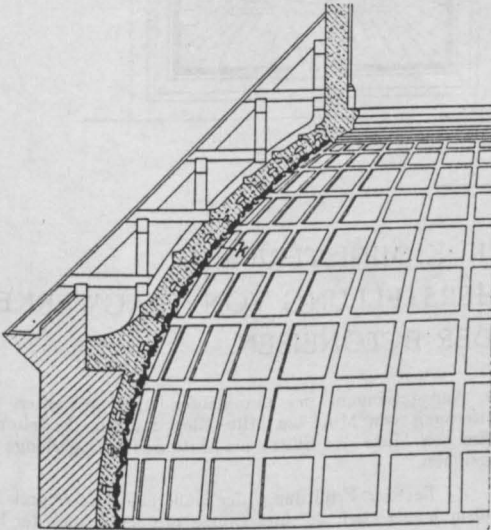


Fig. 3.

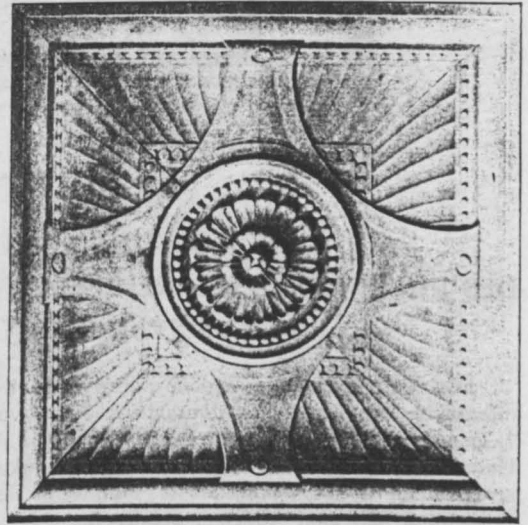
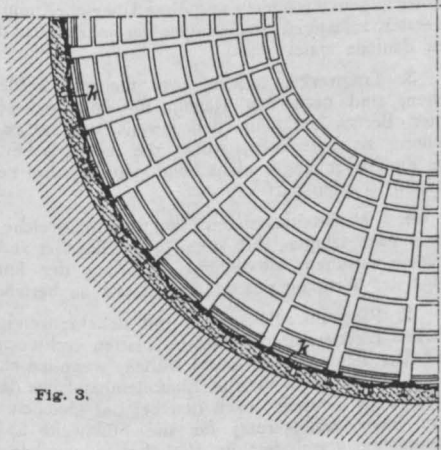


Fig. 1.

Kassetten werden außerdem zweckmäßig durch besondere Eisenbestandteile oder durch die vorstehenden Enden der Eiseneinlagen mit der Nachbetonierung verbunden.

Ein Beispiel für die Anwendung in der Praxis zeigt Fig. 2 (auf S. 18), die Deckenkonstruktion des K. K. Zivilgerichtsbauwerkes in Brünn.

Die als tragfähige Spiegelgewölbe ausgebildeten Kassetten können unmittelbar zur Bildung eines Gewölbes oder einer Kuppel aneinandergereiht werden (Fig. 3).

Für die Aufstellung dieser nach der beabsichtigten Gewölbeform vorbereiteten Kassetten ist kein besonderes Schalgerüst erforderlich, sondern nur ein Lehrbogengerüst zur Einhaltung der gewünschten Gewölbeform und zur Aufbringung der Betonüberdeckung.

Wien.

Architekt Alexander von Wielemans,  
Oberbaurat.

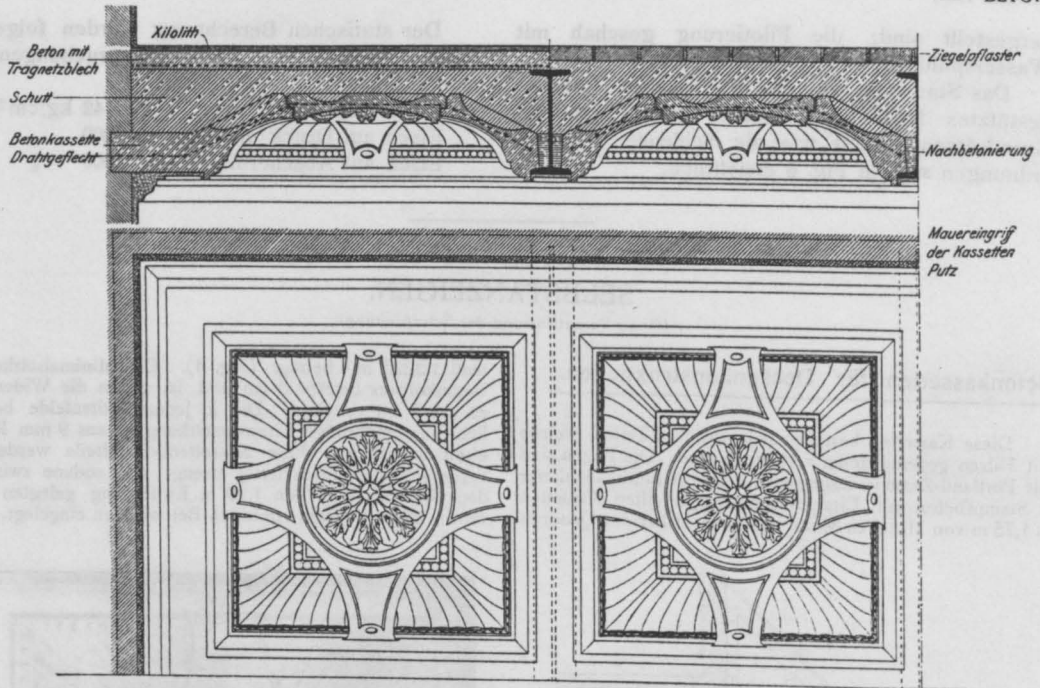


Fig. 2.

## DIE VORSCHRIFTEN DES K. K. MINISTERIUMS DES INNERN IN ÖSTERREICH FÜR DIE HERSTELLUNG VON TRAGWERKEN AUS STAMPFBETON ODER BETONEISEN.

Die Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst veröffentlicht in Nr. 49 vom 7. Dezember 1907 die neuen Vorschriften für die Herstellung von Beton- und armierten Betonkonstruktionen, deren wesentlichste Punkte in dem Folgenden hier zum Abdruck gelangen.

Wir behalten uns eine eingehende Besprechung dieser Vorschriften in einer der nächsten Nummern vor.

### Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen bei Hochbauten.

#### § 1.

##### Allgemeines.

Diese Vorschrift hat Anwendung zu finden auf alle Bauten oder Bauwerksteile: a) aus Stampfbeton, das ist eine Betonmasse, welcher durch Stampfen die zur Erreichung der geforderten Festigkeit notwendige Verdichtung gegeben wird; b) aus Betoneisen, das sind solche Tragwerke, bei welchen Eisen mit Stampfbeton in eine derartige Verbindung gebracht wird, daß beide Baustoffe hinsichtlich der Lastaufnahme zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen.

#### § 4.

##### Statische Berechnung.

1. Als rechnungsmäßige Stützweite ist bei freiaufliegenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte

der Auflagerlängen, bei durchlaufenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Stützen, beziehungsweise von Mitte der Stütze bis Mitte der Auflagerlänge anzunehmen.

2. Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß der Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.

3. Tragwerke, welche über mehrere Felder durchgehen, sind nach den Regeln für durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung zu berechnen, wobei die rechnerische Annahme des Zusammenhanges nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden darf.

4. Bei durchlaufenden Tragwerken, welche an elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerke fest verbundenen Stützen aufrufen, ist die Formänderung der letzteren infolge der Wirkung der äußeren Kräfte zu berücksichtigen.

5. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden, gleich starken Eiseneinlagen versehene Platten rechteckiger Form mit den Seitenlängen  $a$  und  $b$  dürfen, wenn die eine Seitenlänge  $b$  nicht mehr als das Einundeinhalbfache der anderen Seitenlänge  $a$  beträgt, nach den bei der gleichen Belastung und freier Auflagerung für die Stützweite  $a$  geltenden Momenten, vermindert im Verhältnisse von  $b^4$ ;  $(a^4 + b^4)$  berechnet werden.

6. Die statische Untersuchung hat sich auch auf die Pfeiler, Widerlager und Fundamente unter Berücksichtigung eines allfällig wirkenden hydrostatischen Auftriebes, sowie auf den Nachweis der Bodenpressungen zu erstrecken.

7. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Betoneisen ist nach folgenden Annahmen und Regeln durchzuführen:

- a) Ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;
- b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140 000 kg auf ein Quadratcentimeter, gleich dem fünfzehnten Teile von jener des

- Eisens für Zug und Druck (2 100 000 kg auf ein Quadratcentimeter) anzunehmen;
- c) die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme;
- d) bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug und zwar unter der Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Zug von 56 000 kg auf ein Quadratcentimeter, gleich dem 0,4 fachen Betrage derjenigen des Betons für Druck (Absatz 7 b), nachzuweisen;

| Materialgattung und Art der Beanspruchung | Zulässige Spannung in Kilogramm auf ein Quadratcentimeter |             |                       |                            |              |
|---|---|-------------|-----------------------|----------------------------|--------------|
|   | im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck          |             | bei zentrischem Druck | Schub- u. Hauptzugspannung | Haftspannung |
|   | Druckspannung   | Zugspannung | Druckspannung         |                            |              |

| I. Beton.   |    |      |    |     |     |
|---|----|------|----|-----|-----|
| A. In Tragwerken aus Betoneisen bei einem Mischungsverhältnisse:  |    |      |    |     |     |
| auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial             |    |      |    |     |     |
| a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3)          | 40 | 24   | 28 | 4,5 | 5,5 |
| b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4)          | 36 | 23   | 25 | 4,5 | 5,5 |
| c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5)          | 32 | 21,5 | 22 | 3,5 | 4,5 |
| B. In Tragwerken aus Stampfbeton bei einem Mischungsverhältnisse: |    |      |    |     |     |
| auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial             |    |      |    |     |     |
| a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3)          | 40 | 2,5  | 22 | 3,5 | —   |
| b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4)          | 36 | 2,5  | 20 | 3,5 | —   |
| c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5)          | 32 | 2,0  | 17 | 2,5 | —   |
| d) 230 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 6)          | 26 | 2,0  | 14 | 2,0 | —   |
| e) 160 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 9)          | 14 | —    | 10 | —   | —   |
| f) 120 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 12)         | 9  | —    | 6  | —   | —   |

II. Eisen.

- 1. Beanspruchung auf Zug oder Druck . . . . .
- 2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen die Niete . . . . .
- 3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung . . . . .
- 4. Druck auf die Nietlochleibung (Nietdurchmesser mal Blechstärke) . . . . .

| Schweißeisen | Flußeisen |
|--------------|-----------|
| 850          | 950       |
| 500          | 600       |
| 600          | 700       |
| 1400         | 1600      |

- 5. Beanspruchung der Teile aus Roheisenguß, aus welchem Material jedoch kein Glied der freitragenden Konstruktion bestehen darf:
  - a) auf Druck . . . . .
  - b) auf reinen Zug . . . . .
  - c) auf Zug im Falle der Biegung . . . . .

| Roheisenguß |
|-------------|
| 700         |
| 200         |
| 250         |
| Flußstahl   |
| 1000        |

- 6. Beanspruchung der Teile aus Flußstahl im Falle der Biegung au. Zug oder Druck . . . . .

e) bei der Berechnung elastischer Formänderungen und der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der fünfzehnfachen Fläche der Längseisen gebildete ideale Querschnittsfläche, sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl gemäß Absatz 7 b in Rechnung zu stellen;

f) die Größtwerte der Schub- und Haft- sowie der Hauptzugspannungen sind unter der im Absatze 7 c bestimmten Annahme zu ermitteln.

8. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Stampfbeton hat wie für homogene Körper unter Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Druck und Zug gemäß Absatz 7 e zu erfolgen.

9. Bei Druckgliedern muß auf den erforderlichen Widerstand gegen Knickung Bedacht genommen werden, wenn das Verhältnis der freien Knicklänge  $L$  zum betreffenden Trägheitshalbmesser  $i$  der nach Absatz 7 e zu bestimmenden Querschnittsfläche den Wert  $\frac{L}{i} = 20$  überschreitet.

10. Als freie Knicklänge  $L$  ist die Länge des Druckgliedes zwischen zwei gegen Ausweichen gesicherten Punkten der Längsachse anzunehmen.

11. In Druckgliedern aus Betoneisen sind die Eiseneinlagen auch für sich allein hinsichtlich ihres Widerstandes gegen Knickung zu untersuchen; in allen Fällen sind Querverbände zwischen diesen Eiseneinlagen in Abständen höchstens gleich dem kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmesser des Druckgliedes anzuordnen.

12. Bei Druckgliedern sind allfällig exzentrische Lastangriffe zu berücksichtigen.

13. Der geringste Abstand der Eisenoberfläche von der Oberfläche des Betons sowie die Entfernungen der einzelnen Eiseneinlagen voneinander sind nach statischen Rücksichten zu bemessen; ersterer muß mindestens ein Zentimeter betragen.

14. Bügel- oder Querverbindungen sind in ausreichender Zahl anzuordnen; ferner sind zur Sicherung des Verbundes zwischen Beton und Eisen die Enden der Eiseneinlagen entsprechend auszubilden, falls nicht schon deren Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirkt.

15. Bei Tragwerken aus Betoneisen ist dem allfällig möglichen Auftreten von Einspannungsmomenten über den Stützen durch entsprechende Anordnung von Eiseneinlagen Rechnung zu tragen.

### § 5.

#### Zulässige Spannungen.

1. Unter Zugrundelegung der im § 3 bestimmten Lastwirkungen und Einflüsse dürfen die größten rechnungsmäßigen Spannungen des Betons und Eisens die in der vorstehenden Tabelle angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

2. Bei Anwendung anderer als der im Absatze 1 angegebenen Mischungsverhältnisse sind die zulässigen Betonspannungen durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatze 1 genannten Werte zu bestimmen.

3. Mischungsverhältnisse entsprechend einer geringeren Menge von Portlandzement als 280 kg auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial dürfen für Tragwerke aus Betoneisen nicht angewendet werden.

4. Ist auf Knickung gemäß § 4, Absatz 9 Rücksicht zu nehmen, so gelten als zulässige Spannungen:

a) bei zentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für zentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, multipliziert mit der Abminderungszahl

$$\alpha = \left(1,12 - 0,006 \frac{L}{i}\right);$$

b) bei exzentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für exzentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, vermindert um die  $\frac{1-\alpha}{\alpha}$  fache, einer gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung.

Kommt bei Eiseneinlagen Knickung in Betracht, so sind die laut Tabelle in Absatz 1 zulässigen Druckspannungen ( $s_e$ ) auf den Wert  $s_k$  nach folgenden Formeln abzumindern:

a) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{i} = 10$  bis 105:

$$s_k = \left(0,816 - 0,003 \frac{L}{i}\right) s_e;$$

b) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{i} > 105$ :

$$s_k = 5580 \left(\frac{i}{L}\right)^2 s_e.$$

5. Bei allen Druckgliedern aus Betoneisen muß die Fläche der Längseisen in jedem Querschnitte mindestens 0,8 von Hundert der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht die genannte Eisenfläche mehr als 2 von Hundert dieser ganzen Querschnittsfläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2 von Hundert nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden.

6. Bei Druckgliedern aus Betoneisen, in welchen außer Längseinlagen auch schraubenförmig gewundene, durchlaufende Quereinlagen angeordnet sind („umschnürter Beton“), ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Druckes eine ideale Querschnittsfläche  $F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s$  einzuführen, wobei  $F_b$  den vollen Betonquerschnitt,  $F_e$  die Querschnittsfläche der Längseisen unter Berücksichtigung des vorstehenden Absatzes 5 und  $F_s$  die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht gleich jenem der schraubenförmigen Quereinlage ist, beide Gewichte auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen. Macht hierbei die so gebildete ideale Fläche  $F_i$  mehr als 1,4 ( $F_b + 15 F_e$ ) oder mehr als 1,9  $F_b$  aus, so darf für  $F_i$  nur der kleinere dieser beiden Grenzwerte in Rechnung gestellt werden. Bei exzentrischem Lastangriffe sind die schraubenförmigen Quereinlagen zur Ermittlung der vom Biegemomente herrührenden Spannungen nicht zu berücksichtigen. Die Ganghöhe der Schraubwindungen darf höchstens ein Fünftel des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmessers betragen.

7. Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden als die bei gedachter zentrischer Kraftwirkung mit der zulässigen Betonspannung für zentrischen Druck gemäß Absatz 1 und 4 sich ergebende Tragkraft desselben Druckgliedes.

8. Bei Anwendung solcher Längseisen, welche schon durch ihre Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirken, darf die Haftspannung die bezüglichen, in Absatz 1 festgelegten Werte um 10 von Hundert überschreiten.

9. Die Spannungen von Stampfbeton oder Betoneisen außergewöhnlicher Beschaffenheit oder Herstellungsweise, welche die in der Tabelle zu Absatz 1 festgesetzten Werte überschreiten, bedürfen einer besonderen Genehmigung und sind fallweise bei Vorlage des betreffenden Entwurfes zu begründen.

#### Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen bei Straßenbrücken.

### § 3.

#### Berechnungsgrundlagen.

1. Für die der Berechnung zugrunde zu legenden Belastungen und Winddrücke gelten die in § 5 der Vorschrift ad M. Z. 49 898 ex 1905 getroffenen Bestimmungen.

2. Das Einheitsgewicht von Stampsbeton ist mit mindestens 2,2 t für ein Kubikmeter, jenes von Betoneisen mit 2,4 t für ein Kubikmeter anzunehmen, insofern nicht ein gesonderter Nachweis mit Rücksicht auf die Ausmaße der Eiseneinlagen geliefert wird.

3. Die Wärmeschwankungen sind für Temperaturgrenzen von  $-20$  bis  $+30$  Grad Celsius unter Annahme eines linearen Ausdehnungskoeffizienten für Beton gleich 0,0000135 für einen Grad Celsius zu berücksichtigen.

§ 4.

Statische Berechnung.

1. Als rechnermäßige Stützweite ist bei frei aufliegenden Tragwerken die Entfernung von Mitte zu Mitte der Auflagerlängen, bei durchlaufenden Tragwerken von Mitte zu Mitte der Stützen, bezw. von Mitte der Stütze bis Mitte der Auflagerlänge anzunehmen.

2. Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß der Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete bauliche Anordnungen tatsächlich und ohne Überschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.

3. Tragwerke, welche über mehrere Felder durchgehen, sind nach den Regeln für durchlaufende Träger unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung zu berechnen, wobei die rechnerische Annahme des Zusammenhanges nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden darf.

4. Bei durchlaufenden Tragwerken, welche auf elastisch nachgiebigen, mit dem Tragwerke fest verbundenen Stützen aufrufen, ist die Formänderung der letzteren infolge der Wirkung der äußeren Kräfte zu berücksichtigen.

5. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden, gleich starken Eiseneinlagen versehene Platten rechteckiger Form mit den Seitenlängen  $a$  und  $b$  dürfen, wenn die eine Seitenlänge  $b$  nicht mehr als das Einundeinhalbfache der anderen Seitenlänge  $a$  beträgt, nach den bei der gleichen Belastung und freier Auflagerung für die Stützweite  $a$  geltenden Momenten, vermindert im Verhältnis von  $b^4 : (a^4 + b^4)$  berechnet werden.

6. Die statische Untersuchung hat sich auch auf die Pfeiler, Widerlager und Fundamente unter Berücksichtigung eines allfällig wirkenden hydro-statischen Auftriebes, sowie auf den Nachweis der Bodenpressungen zu erstrecken.

7. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Betoneisen ist nach folgenden Annahmen und Regeln durchzuführen:

- a) Ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;
- b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140 000 kg auf 1 qcm, gleich dem fünfzehnten Teile von jener des Eisens für Zug und Druck (2 100 000 kg auf 1 qcm) anzunehmen;
- c) die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme;
- d) Bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug und zwar unter der Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Zug von 56 000 kg auf 1 qcm, gleich dem 0,4 fachen Betrage von jener des Betons für Druck (Absatz 7b) nachzuweisen;
- e) bei der Berechnung elastischer Formänderungen und der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der fünfzehnfachen Fläche der Längseisen gebildete ideelle Querschnittsfläche, sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl gemäß Absatz 7b in Rechnung zu stellen;
- f) die Größtwerte der Schub- und Haft- sowie der Hauptzugspannungen sind unter der in Absatz 7c bestimmten Annahme zu ermitteln.

8. Die statische Berechnung der inneren Spannungen in Tragwerken aus Stampsbeton hat wie für homogene Körper unter Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Druck und Zug gemäß Absatz 7e zu erfolgen.

9. Bei Druckgliedern muß auf den erforderlichen Widerstand gegen Knickung Bedacht genommen werden, wenn das Verhältnis der freien Knicklänge  $L$  zum betreffenden Trägheitshalbmesser  $i$  der nach Absatz 7e zu bestimmenden Querschnittsfläche den Wert  $\frac{L}{i} = 20$  überschreitet.

10. Als freie Knicklänge  $L$  ist die Länge des Druckgliedes zwischen zwei gegen Ausweichen gesicherten Punkten der Längsachse anzunehmen.

11. In Druckgliedern aus Betoneisen sind die Eiseneinlagen auch für sich allein hinsichtlich ihres Widerstandes gegen Knickung zu untersuchen; in allen Fällen sind Querverbände zwischen diesen Eiseneinlagen in Abständen höchstens gleich dem kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmesser des Druckgliedes anzuordnen.

12. Bei Druckgliedern sind allfällig exzentrische Lastangriffe zu berücksichtigen.

13. Der geringste Abstand der Eisenoberfläche von der Oberfläche des Betons sowie die Entfernung der einzelnen Eiseneinlagen von einander sind nach statischen Rücksichten zu bemessen; ersterer muß mindestens 1 cm betragen.

14. Bügel oder Querverbindungen sind in ausreichender Zahl anzuordnen; ferner sind zur Sicherung des Verbundes zwischen Beton und Eisen die Enden der Eiseneinlagen entsprechend auszubilden, falls nicht schon deren Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirkt.

15. Bei Tragwerken aus Beton-Eisen ist dem allfällig möglichen Auftreten von Einspannungsmomenten an den Stützen durch entsprechende Anordnung von Eiseneinlagen Rechnung zu tragen.

§ 5.

Zulässige Spannungen.

1. Unter Zugrundelegung der in § 3 bestimmten Lastwirkungen und Einflüsse dürfen die größten rechnermäßigen Spannungen des Betons und Eisens die in der nachstehenden Tabelle angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

2. Bei Anwendung anderer als der im Absatze 1 angegebenen Mischungsverhältnisse sind die zulässigen Betonspannungen durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatze 1 genannten Werte zu bestimmen.

3. Mischungsverhältnisse entsprechend einer geringeren Menge von Portlandzement als 280 kg auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial dürfen für Tragwerke aus Betoneisen nicht angewendet werden.

4. Ist auf Knickung gemäß § 4, Absatz 9, Rücksicht zu nehmen, so gelten als zulässige Spannungen:

a) bei zentrisch belasteten Druckgliedern, die laut Absatz 1 für zentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, multipliziert mit der Abminderungszahl

$$\alpha = 1,12 - 0,006 \frac{L}{i};$$

b) bei exzentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für exzentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, vermindert um die  $\frac{1-\alpha}{\alpha}$  fache, einer gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung.

Kommt bei Eiseneinlagen Knickung in Betracht, so sind die laut Tabelle in Absatz 1 zulässigen Druck-

| Materialgattung und Art der Beanspruchung  | Zulässige Spannung in Kilogramm auf ein Quadrat-zentimeter |                                 |                        |                                       |               |
|--|--|---------------------------------|------------------------|---------------------------------------|---------------|
|  | im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck           |                                 | bei zentri-schem Druck | Schub-, Scher- und Haupt-zug-spannung | Haft-spannung |
|  | Druck-spannung   | Zug-spannung                    | Druck-spannung         | spannung                              |               |
| <b>I. Beton.</b>   |  |                                 |                        |                                       |               |
| <b>A. In Tragwerken aus Betoneisen</b>   |  |                                 |                        |                                       |               |
| bei einem Mischungsverhältnisse:   |  |                                 |                        |                                       |               |
| auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial  |  |                                 |                        |                                       |               |
| a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3)   | 33 + 0,2 l   | 19 + 0,1 l bis höchstens 22     | 25                     | 4                                     | 5             |
| b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4)   | 29 + 0,2 l   | 18 + 0,1 l bis höchstens 21     | 22                     | 4                                     | 5             |
| c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5)   | 25 + 0,2 l   | 16,5 + 0,1 l bis höchstens 19,5 | 19                     | 3                                     | 4             |
| <b>B. In Tragwerken aus Stampfbeton</b>  |  |                                 |                        |                                       |               |
| bei einem Mischungsverhältnisse:   |  |                                 |                        |                                       |               |
| auf ein Kubikmeter Gemenge von Sand und Steinmaterial  |  |                                 |                        |                                       |               |
| a) 470 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 3)   | 33 + 0,2 l   | 2                               | 20                     | 3                                     | —             |
| b) 350 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 4)   | 29 + 0,2 l   | 2                               | 18                     | 3                                     | —             |
| c) 280 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 5)   | 25 + 0,2 l   | 1,5                             | 16                     | 2                                     | —             |
| d) 230 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 6)   | 21 + 0,2 l   | 1,5                             | 13                     | 1,5                                   | —             |
| e) 160 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 9)   | 13   | —                               | 9                      | —                                     | —             |
| f) 120 kg Portlandzement (Raummischungsverhältnis 1 : 12)  | 8  | —                               | 6                      | —                                     | —             |
| <b>II. Eisen.</b>  |  |                                 |                        |                                       |               |
| 1. Beanspruchung auf Zug oder Druck . . . . .  | bis höchstens . . . . .                                    |                                 | 750 + 2 l              | 800 + 3 l                             |               |
| 2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen die Niete . . . . .   |  |                                 | 800                    | 900                                   |               |
| 3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung . . . . .  |  |                                 | 500                    | 600                                   |               |
| 4. Druck auf Nietlochleibung (Nietdurchmesser und Blechstärke) . . . . .   |  |                                 | 600                    | 700                                   |               |
|  |  |                                 | 1400                   | 1600                                  |               |
| 5. Beanspruchung der Teile aus Roheisenguß, aus welchem Material jedoch kein Glied der freitragenden Konstruktion bestehen darf: |  |                                 |                        |                                       | Roheisenguß   |
| a) auf Druck . . . . .   |  |                                 |                        |                                       | 700           |
| b) auf reinen Zug . . . . .  |  |                                 |                        |                                       | 200           |
| c) auf Zug im Falle der Biegung . . . . .  |  |                                 |                        |                                       | 250           |
| 6. Beanspruchung der Teile aus Flußstahl in Brückenlagern im Falle der Biegung auf Zug oder Druck . . . . .                      |  |                                 |                        |                                       | Flußstahl     |
|  |  |                                 |                        |                                       | 1000          |

In obigen Formeln bedeutet „l“ die Stützweite der Tragwerke in Metern. Für Pfeiler und Säulen ist „l“ als das Mittel aus den Stützweiten der angrenzenden Felder aufzufassen. Bei Quer- und Längsträgern ist für „l“ die Stützweite dieser Träger, bei Konsolen die doppelte Länge derselben anzunehmen.

spannungen ( $s_k$ ) auf den Wert  $s_k$  nach folgenden Formeln abzumindern:

a) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{i} = 10$  bis  $105$ :

$$s_k = \left(0,816 - 0,003 \frac{L}{i}\right) s_e;$$

b) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{i} > 105$ :

$$s_k = 5580 \left(\frac{i}{L}\right)^2 s_e.$$

5. Bei allen Druckgliedern aus Betoneisen muß die Fläche der Längseisen in jedem Querschnitt mindestens 0,8 von Hundert der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht die genannte Eisenfläche mehr als 2 von Hundert dieser ganzen Querschnittsfläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2 von Hundert nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden.

6. Bei Druckgliedern aus Betoneisen, in welchen außer Längseinlagen auch schraubenförmig gewundene, durchlaufende Quereinlagen angeordnet sind („umschnürter Beton“), ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Druckes eine ideelle Querschnittsfläche  $F_i = F_b + 15F_e + 30F_s$  einzuführen, wobei  $F_b$  den vollen Betonquerschnitt,  $F_e$  die Querschnittsfläche der Längseisen unter Berücksichtigung des vorstehenden Absatzes 5 und  $F_s$  die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht gleich jenem der schraubenförmigen Quereinlage ist, beide Gewichte auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen. Macht hierbei die so gebildete ideelle Fläche  $F_i$  mehr als  $1,4(F_b + 15F_e)$  oder mehr als  $1,9F_b$  aus, so darf für  $F_i$  nur der kleinere dieser beiden Grenzwerte in Rechnung gestellt werden. Bei exzentrischem Lastangriff sind die schraubenförmigen Quereinlagen zur Ermittlung der vom Biegemomente herrührenden Spannungen nicht zu berücksichtigen. Die Ganghöhe der Schraubenwindungen darf höchstens ein Fünftel des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmessers betragen.

7. Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden, als die bei gedachter zentrischer Kraftwirkung mit der zulässigen Betonspannung für zentrischen Druck gemäß Absatz 1 und 4 sich ergebende Tragkraft desselben Druckgliedes.

8. Bei Anwendung solcher Längseisen, welche schon durch ihre Oberflächengestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirken, darf die Haftspannung die bezüglichen in Absatz 1 festgesetzten Werte um 10 von Hundert überschreiten.

9. Die Spannungen von Stampfbeton oder Beton-Eisen außergewöhnlicher Beschaffenheit oder Herstellungsweise, welche die in der Tabelle in Absatz 1 festgesetzten Werte überschreiten, bedürfen einer besonderen Genehmigung und sind fallweise bei Vorlage des betreffenden Entwurfes zu begründen.

## § 12.

Überprüfung bestehender Brücken.

1. Sämtliche vor dem Erlasse dieser Vorschrift erbauten Straßenbrücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen sind unter Zugrundelegung der tatsächlich vorkommenden ungünstigen Verkehrsbelastung sowie der sonstigen in § 3 angegebenen Belastungen und Einflüsse (Winddruck, Wärmeschwankungen usw.) rechnermäßig zu überprüfen.

2. Sollten bereits Berechnungen der Brückentragwerke mit ungünstigeren als den vorbezeichneten Belastungen vorhanden sein und erscheint hiernach festgestellt, daß die Tragwerke immer noch den Bestimmungen des folgenden Absatzes 3 entsprechen, so kann die neuerliche rechnermäßige Überprüfung entfallen. Die tatsächlich ungünstigere Einwirkung der in den vorhandenen Berechnungen angenommenen Belastungen gegenüber den wirklich auftretenden Belastungen ist jedoch von Fall zu Fall nachzuweisen.

3. Bei bestehenden Straßenbrücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen sollen die größten Spannungen, welche unter Zugrundelegung der in Absatz 1 bezeichneten Belastungen eintreten, die in § 5 festgesetzten Werte nicht um mehr als 15 von Hundert überschreiten.

4. Wenn die laut Absatz 1 angeordnete Festigkeitsberechnung Überschreitungen der in § 5 festgesetzten zulässigen Spannungen um mehr als 15 von Hundert ergeben sollte, so ist dem Ministerium des Innern unter Bekanntgabe der auf Grund allfälliger Proben erhobenen Materialbeschaffenheit unter Stellung geeigneter Anträge zu berichten.

## IV. Schlußbestimmungen.

### § 13.

Brücken für Straßen- und Eisenbahnverkehr.

1. Neu zu erbauende Straßenbrücken, welche sowohl dem Straßen- als auch dem Eisenbahnverkehr dienen sollen, unterliegen nicht nur den Bestimmungen dieser Vorschrift, sondern auch der Genehmigung des k. k. Eisenbahnministeriums.

2. Wenn eine bestehende Straßenbrücke für Bahnzwecke mitbenützt werden soll und aus diesem Grunde einer Umgestaltung bedarf, so hat diese im Sinne der §§ 3, 4, 5 und 12 dieser Vorschrift, sowie nach Weisungen des k. k. Eisenbahnministeriums zu erfolgen.

### § 14.

Verkehrsbeschränkungen.

Ohne Genehmigung der betreffenden Landesstelle dürfen die im Sinne dieser Vorschrift hergestellten Brücken mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben nachteiliger beeinflussen als nach § 5 gestattet ist; ebenso dürfen die vor Erlassung dieser Vorschrift erbauten Brücken ohne eine solche besondere Genehmigung mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben ungünstiger beeinflussen, als nach § 12 zulässig ist.

# BETRACHTUNGEN ÜBER DEN STUDIENGANG DER BAUINGENIEURE AN DEN DEUTSCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULEN.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Auf den meisten der deutschen technischen Hochschulen beträgt die normale Dauer des Studiums der Bauingenieure 8 Semester; hiervon entfallen 4 Halbjahre fast ausschließlich auf die vorbereitenden oder ergänzenden Wissenschaften, während nur die beiden letzten Jahre dem

eigentlichen Studienziele gewidmet sind.\*) Man

\*) In dieser Beziehung stehen die Bauingenieurabteilungen, ganz besonders an den deutschen Hochschulen, ungünstig, da bei allen anderen Abteilungen die Studierenden schon in den ersten Semestern in ihr eigentliches Fachgebiet eingeführt werden.

wird nicht umhin können, ein solches Verhältnis als ungünstig zu bezeichnen, besonders wenn man, den Anforderungen der späteren praktischen Betätigung Rechnung tragend, sich die Frage vorlegt, wieviel von allem dem, was in den ersten Jahren gelehrt — vielleicht auch gelernt — wurde, von dauerndem Werte für den Ausbau des weiteren Studiums und für die Anwendung in der baulichen Praxis gewesen ist. Daneben steigen die Anforderungen des eigentlichen Fachgebietes von Tag zu Tag und machen es denen, die berufen erscheinen, einen Einfluß auf eine moderne Ausgestaltung des Studiums der Bauingenieure auszuüben, zur unabweisbaren Gewissenspflicht, für ihre Studierenden einzutreten; es darf ihnen nicht gleichgültig sein, wieviel an kostbarer Zeit, jugendlicher Kraft und materiellen Opfern vielfach heute für die spätere technische Entwicklung oder zum Schaden einer allgemeinen Bildung ungenutzt verbraucht wird.

Ganz im besonderen wird sich die Abänderung des Studiums auf eine Verminderung bezw. Umgestaltung der mathematischen und physikalischen Vorträge zu erstrecken haben. Man wird mir einwerfen, daß gerade diese in Verbindung mit der technischen Mechanik die Grundlagen des Unterrichtes in den Bauingenieurwissenschaften bilden und daß gerade sie den wissenschaftlichen Geist in das Studium hinein trügen. Ein jeder, der den heutigen Studienbetrieb im eigentlichen Fachgebiete kennt, wird wissen, daß dem nicht so ist, daß zwar die Mathematik und Physik in vieler Beziehung zweckmäßige Hilfsmittel zur Lösung technischer Probleme an die Hand geben, daß aber die eigentlichen wissenschaftlichen Grundlagen des Faches zum überwiegenden Teile in den Fachvorlesungen selbst, vor allem aber in den Konstruktionsübungen geboten werden; in ihnen vorwiegend wird auf den Hochschulen die Wissenschaftlichkeit gepflegt.

Es sei mir gestattet, das, was Mohr über diese Frage allgemein im Zentralblatte der Bauverwaltung (Nr. 15 v. J. 1897) sagt, hier anzuführen:

„Die höhere Mathematik bildet ein wertvolles Hilfsmittel auf einigen Teilgebieten des Ingenieurwesens, aber auch hier kommen fast ausnahmslos nur die Anfangsgründe in Betracht, und wertvoll ist dieses Hilfsmittel für den tüchtigen Ingenieur nur dann, wenn er es beherrscht wie die Elemente der Algebra und der Trigonometrie. Aber — so wird man mir einwenden — der Ingenieur muß doch imstande sein, geeigneten Falls ein Problem mathematisch anzufassen, er muß lernen mathematisch zu denken und also gründlich mit der Sache sich beschäftigen. — Gewiß muß er das! Mit dem mathematischen Denken ist es freilich ein eigen Ding: Die Juristen sprechen bei

ähnlichen Veranlassungen vom juristischen Denken, (die Chemiker vom chemischen Denken und die Ingenieure meinen, die Hauptsache sei der praktische Sinn, der sie befähigen müsse, auf ihrem Felde die Ursachen der Erscheinungen zu erkennen und den Zusammenhang zwischen Ursache und Wirkung klar zu legen. Wenn ich mich nicht irre, so handelt es sich in allen diesen Fällen um das folgenrichtige Denken, und dazu gehört zuerst und vor allem die nötige Portion gesunden Menschenverstandes, dann eine Summe von Kenntnissen und Erfahrungen und endlich Übung. Die Ingenieurziehung ist auf das Übungsgebiet der Mathematik keineswegs beschränkt und es wäre ein Irrtum, wenn man annehmen wollte, daß im Vergleiche mit dem mathematischen Denken das Grübeln am Reißbrette im Konstruktions-saale minderwertig sei. Auch jenes Grübeln ist mathematisches Denken, selbst wenn die Buchstaben  $x$  und  $y$  darin nicht vorkommen. Wenn diese Tätigkeit richtig geleitet wird, so soll dem Studierenden zur Erkenntnis kommen, daß nur selten ein Problem exakt sich lösen läßt und daß infolgedessen nicht der Ingenieur der tüchtigere ist, welcher am besten rechnen kann, sondern der, welcher am besten schätzen kann.“

Wenn ich auch durchaus nicht dafür eintrete, daß die reine Mathematik — also die Differential- und Integralrechnung einschließlich der einfachen Differentialgleichungen, daneben die analytische Geometrie der Ebene und des Raumes — in einem geringeren Umfange als bisher auf der Hochschule gelesen werden soll, so sind doch die Anforderungen an die Anzahl der für den Bauingenieur obligatorisch geforderten Vorlesungen und der Umfang des in den Prüfungen Verlangten auf das wirklich notwendige Maß einzuschränken; es soll aber, wie ausdrücklich betont wird, daneben die Möglichkeit bestehen bleiben, daß ein besonders nach der theoretischen Seite veranlagter Studierender Gelegenheit findet, sich in mathematischer Richtung weiter auszubilden. Für die Allgemeinheit der Studierenden des Bauingenieurwesens aber ist die Anforderung zu stellen, daß das Studium der höheren Mathematik in dem ersten Studienjahre beendet sei.

Will man den Umfang dessen kennen lernen, was der Bauingenieur an reiner Mathematik wirklich für sein Studium gebraucht, so sei auf die vorwiegend an den technischen Hochschulen eingeführten, einschläglichen Werke der Fachwissenschaft, weiter auf die Veröffentlichungen unserer führenden Geister verwiesen. Vielleicht



wird man erstaunt sein, wenn man in diesem Sinne das Handbuch der Ingenieurwissenschaften, die graphische Statik von Müller-Breslau, das gleiche Werk von Mehrrens, den Brückenbau von Häseler, die Landsbergschen Arbeiten, das neuerschienene Handbuch des Eisenbetons, ferner die Zusammenfassung der Abhandlungen von Mohr\*) usw. durchsieht, wie verhältnismäßig gering die Summe der Hilfsmittel aus dem Gebiete der höheren Mathematik ist, und wie diese in ihrer Mehrheit einem nur wenig ausgedehnten Lehrgebiete angehören. Es hat dies seinen natürlichen Grund in der immer mehr üblichen Berechnung der Bauingenieurentwürfe auf graphischem Wege, also in der Bevorzugung der Rechnungsmethode, welche sich organisch in den Entwurf eingliedert, alle hier auftretenden Fragen nebst den verschiedenen Möglichkeiten ihrer Entscheidung in der Zeichnung vor Augen führt und endlich in sich selbst die Kontrolle für die Richtigkeit der Rechnung bietet. Es darf nicht verkannt werden, daß dieser heut fast allgemeinen Anwendung der graphischen Berechnungsmethode gegenüber sich der Unterricht in der reinen Mathematik im Studienplane der Bauingenieure nicht angepaßt hat; es muß ausgesprochen werden, daß heut im Vergleiche mit einer Zeit vor 20 Jahren der reinen Mathematik als Hilfsmittel für den Bauingenieur nicht mehr der Platz und Raum gebührt wie ehemals! Dabei sei hervorgehoben, daß es allerdings auch damals schon Einzelgebiete des mathematischen Unterrichtes gab, die ohne eine Schädigung der Ausbildung des Bauingenieurs vor Jahrzehnten schon hätten entfallen können, heut aber noch eine geringere oder größere Rolle in den Vorträgen spielen; hier sei namentlich an die analytische Geometrie des Raumes erinnert! Wer hat je einmal in der Praxis Gelegenheit gefunden, sich mit allen den verwickelten Flächen, Strahlenbüscheln usw. zu beschäftigen, deren Gleichungen und Eigenschaften man mehr oder weniger meisterhaft im Vorexamen beherrschte, um sie nach wenigen Wochen in die Vergessenheit herabsinken zu sehen?

Hand in Hand mit der nur die Grundzüge der höheren Mathematik bietenden Vorlesung hätten Übungen zu gehen, welche jedoch nicht der Erörterung mathematischer Probleme an und für sich, sondern ihrer Anwendung auf die Auf-

\*) Mohr sagt selbst in der Vorrede zu diesem klassischen Werke (Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik):

„Die zum Verständnisse erforderlichen Vorkenntnisse sind sehr gering. Sie umfassen außer den Hauptsätzen der Elementarmechanik nur die niedere Mathematik und die Anfangsgründe der Differential- und Integralrechnung. Die jungen Ingenieure des Bau- und Maschinenfaches werden also das Buch schon während ihres Studiums benutzen können.“

gaben der Technik zu dienen hätten; im besonderen wäre hier einfachen Integrationen, der Bestimmung von Größt- und Kleinstwerten, den Methoden der angenäherten Summation, endlich der exakten Zusammenfassung von Beobachtungsergebnissen die gebührende Aufmerksamkeit zu widmen.

Ein weiteres mathematisches Gebiet, auf welchem eine Umgestaltung notwendig erscheint, ist die darstellende Geometrie; es wird zugegeben, daß sie, in richtiger Weise den Studierenden vorgetragen und im besonderen auf Darstellungen angewandt, die seinem Gesichtskreise nahe liegen, die Fähigkeit räumlichen Denkens zu entwickeln oder zu fördern imstande ist. Hierin bildet sie aber nur eines der vielen Mittel, welche das Studium dem Bauingenieur für den gleichen Zweck gewährt: das Zeichnen nach körperlichen Modellen im Gebiete der Ornamentik und Formenlehre, die Übungen in der Baukonstruktion, in den Maschinenelementen, ferner später im eigentlichen Fachgebiete, alles das wirkt in gleichem Sinne fördernd ein, den Begriff des Räumlichen im Geiste festzuhalten. Es gebührt in diesem Sinne mithin der darstellenden Geometrie keine ausschließliche Stellung. Fragen wir aber, was der Bauingenieur von ihr für sein Studium und seine Praxis gebraucht, so dürfte er wohl von allen Fachrichtungen an der technischen Hochschule am wenigsten jenes Lehrgebiet zu verwenden Gelegenheit haben. Nur die Grundlagen sind für ihn zu fordern, einschließlich der Lehre von den Durchdringungen: eine weitergehende Entwicklung, namentlich auf die höheren Kurven der Ebene und des Raumes sowie verwickeltere Flächenbildungen sind als eine Zuweitführung des Unterrichtes in rein mathematischer Richtung zu bezeichnen;\*) sie sind weder für die allgemeine Ausbildung des Bauingenieurs vorteilhaft, noch für seine spätere Betätigung im Konstruktionsaal der Hochschule, bei Entwürfen der Praxis oder baulicher Tätigkeit erforderlich. Es dürfte vollkommen genügen, wenn der Bauingenieur an dem ersten, die Grundlagen der darstellenden Geometrie gewährenden Halbjahrvortrage und den hierzu gehörenden Übungen teilnimmt!

Über den Unterricht in Physik auf den technischen Hochschulen ist schon viel gesprochen und geschrieben worden. Es wäre zunächst in hohem Grade erwünscht, daß durch eine Neuregelung der Lehrpläne der Mittelschulen für die Physik die notwendige Ausdehnung gegeben würde, welche dieses Wissensgebiet in Anbetracht seiner

\*) Mit der allgemeinen Verwendung des Betons und des Eisenbetons sind die Zeiten vorüber, in denen dem Bauingenieur die Aufgabe zufallen konnte, schiefe Gewölbe aus einzelnen Steinen zu konstruieren oder ähnliche Austragungen verwickelter Art durchzuführen. Heut werden es, mit ganz wenigen Ausnahmefällen, nur verhältnismäßig einfache Aufgaben sein, die in der Praxis seiner harren.

allgemeinsten Bedeutung verlangen darf; alsdann könnte in weiterer Folge — entsprechend der bekannten Forderung des Vereins Deutscher Ingenieure — der Unterricht in Physik auf der Hochschule entfallen; es erscheint mir als eine Pflicht der technischen Hochschule, die Aufmerksamkeit der vorgesetzten Behörde dauernd auf die Regelung dieser, für die weitere Entwicklung des Studiums hochwichtigen Angelegenheit zu lenken, um so mehr, als nicht verkannt werden darf, daß gerade schon heute — wenigstens auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens — die Grundzüge einzelner physikalischer Gebiete in den Fachvorlesungen eine Wiederholung erfahren müssen; hier ist zu nennen die Behandlung der Statik und Dynamik in der technischen Mechanik, der Festigkeitslehre in den bezüglichen Sonder-vorträgen, in der Baumaterialienkunde usw., der Hydraulik im Wasserbau, der Elektrizität in der Elektrotechnik usw., vielleicht ist auch hier eine Gelegenheit geboten, durch gegenseitiges Entgegenkommen schon jetzt eine Verbesserung — im Sinne einer Einschränkung — im Studium zu ermöglichen.

Eine gleiche Regelung wie für die Physik ist seitens des Vereins Deutscher Ingenieure auch für das Gebiet der anorganischen Chemie in Vorschlag gebracht worden. Sollten dereinst die Verhältnisse in diesem Sinne eine Regelung erfahren, so wird in dem Lehrgebiete der Baumaterialienkunde gewissermaßen eine angewandte Chemie neu zu erstehen haben. Gerade hier erscheint eine Vertiefung des Unterrichtes geboten, namentlich mit Rücksicht auf die Kenntnis von der Untersuchung und Prüfung der Materialien. In diesem Sinne wäre alsdann der Vortrag über die Baustoffe zu einem hervorragenden Demonstrations- und Experimentalkolleg auszubauen und zudem durch Sondervorlesungen über die Technologie der Metalle, der hydraulischen Bindemittel usw. zu ergänzen.

Eine Einschränkung eines Teiles der vorbereitenden Wissenschaften scheint — wie schon einleitend bemerkt — durchaus geboten, im Hinblick auf die dauernde Vergrößerung des eigentlichen Fachstudiums und der diesen nahe stehenden Grenzgebiete. Abgesehen davon, daß heute auch von einem Bauingenieur eine Kenntnis der Grundzüge der Elektrotechnik gefordert werden muß, daß zurzeit alle seine Hauptstudiengebiete gegenüber den letzten 15—20 Jahren in sehr bedeutendem Maße an Umfang und Mannigfachheit zugenommen haben, sind auch ganz neue Wissensgebiete erschlossen worden, im besonderen das gesamte städtische Bauwesen, die Materialforschung und -prüfung, weiter der Eisenbetonbau. Infolge aller dieser Verhältnisse wird eine erhebliche Ausdehnung des Fachstudiums auch in die

ersten beiden Studienjahre in Zukunft nicht mehr zu umgehen sein; zum Teil ist eine solche Verschiebung an einigen Hochschulen jetzt schon erfolgt. Ohne eine schädliche Überlastung der Studierenden wird dies aber nur geschehen können, wenn in den ersten Semestern und im Sinne der voranstehenden Ausführungen durch Verkürzung der hier zu breit ausgedehnten Vorlesungen Raum geschaffen wird. Es kommt hinzu, daß der Studierende auf der Hochschule auch Zeit und Muße finden soll, allgemein bildende Vorlesungen zu hören, daß er neben der unbedingten Beschäftigung mit den volkswirtschaftlichen Vorträgen und Übungen, so weit sich ihm die Gelegenheit hierzu bietet, Vorträge über Geschichte, Literatur, Wirtschaftsgeographie, Verwaltungslehre, Arbeiterrecht, soziale Gesetzgebung, erste Hilfe bei Unglücksfällen usw. hören soll. Für diese Vorträge gilt es aber nicht nur Platz zu schaffen, sondern auch eine derartige Überanstrengung der Studierenden zu vermeiden, daß er in Vorlesungen und Übungen nach getaner Arbeit noch aufnahmefähig verbleibt für die seine allgemeine Bildung fördernden Vorträge. Daß letzteres bei vielen der heute eingeführten Studien und Stundenpläne nicht möglich ist, dürfte ein Einblick in die Vorlesungsverzeichnisse der Hochschulen erkennen lassen.

Bei der somit notwendigen Neuregelung der Studien und Stundenpläne dürfte als leitender Gesichtspunkt eine Verkürzung des Vorstudiums auf etwa 3 Semester und die Verlegung der Vorprüfung an das Ende dieses Abschnittes in Frage kommen. Nur auf diesem Wege wird sich eine sonst notwendige Verlängerung des akademischen Studiums der Bauingenieure — auf etwa 9—10 Semester — vermeiden lassen; eine solche Verlängerung sollte aber — abgesehen von den materiellen Mehr- opfern, welche durch sie den Studierenden auferlegt würden — so lange nicht in das Bereich der Überlegung gezogen werden, als es Wege gibt, sie zu vermeiden; und solche werden sich finden lassen.

Die Studienpläne der technischen Hochschulen — mit Ausnahme einiger größeren — leiden daran, daß sie das Studium in den einzelnen Abteilungen all zu wenig differenzieren. Die geschichtliche Entwicklung hat hier zum Teil die Bauingenieur- abteilungen — bezüglich der Vorbildung ihrer Studierenden — in engerer Weise an die Maschinen- abteilungen angegliedert; ein Blick in die heutigen Aufgaben beider Abteilungen lehrt aber, daß eine solche Zusammenfassung keine organische mehr ist. Es ist nicht zu verkennen, daß der Maschinen- baustudierende ganz andere und umfassendere Kenntnisse in den Gebieten der Dynamik, der Wärmelehre, der höheren Mathematik (mit Rück- sicht namentlich auf das Gebiet der Elektro-

technik) besitzen muß als der Bauingenieur, daß andererseits aber für diesen die graphische Statik, die Festigkeitslehre, die anorganische Chemie von erhöhter Bedeutung sein müssen. Den heutigen Verhältnissen Rechnung tragend, kann die Behauptung aufgestellt werden, daß sich die wissenschaftliche Vorbildung des Bauingenieurs in organischer Weise in vielen Beziehungen an diejenige des Architekten angliedern sollte, nicht zum mindesten auch zum Vorteile der Hochbaustudierenden!

Nicht auf das Erlernen vieler Einzelheiten theoretischer oder praktischer Art kommt es heute beim Studium der Bauingenieure mehr an; an Stelle des Vielwissens ist das Vielkönnen getreten. Dies wird dem Studierenden aber nur vermittelt werden durch eine dauernd intensive Beschäftigung mit ihrem Fachgebiete, namentlich durch die An-

regungen und Belehrungen, welche sie in den Konstruktionsübungen des Hauptstudiums erhalten sowie durch ihr eigenes, persönliches Schaffen und eine selbständige Weiterentwicklung auch außerhalb der Übungen. Hierzu aber muß ihnen die nötige Zeit zur Verfügung stehen. Man bedenke, daß heute die ganze Summe des Wissens der Fachgebiete: Eisenbahnbau, Straßenbau, Wasserbau, Seebau, städtischer Tiefbau, Brückenbau (in Holz, Stein und Eisen), Ingenieurhochbau (einschließlich der Eisenkonstruktionen), zum Teil auch der Maschinenbau einschließlich der Elektrotechnik in der Zeit von 4 Semestern gelernt und bewältigt werden soll, und man wird sich der gebieterischen Forderung nicht verschließen dürfen, daß hier Wandel zu schaffen, die wichtigste Aufgabe der Bauingenieurabteilungen in der nächsten Zukunft sein muß!

## MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

In Deutschland erteilte Patente.

Mitgeteilt von Ing. H. Schmelzer.

Nr. 189 286 vom 27. 11. 06, Paul Leschinsky in Berlin. Verfahren zum Herstellen einer Putzdecke unter Eisenbetonrippendecken auf Schalung, dadurch gekennzeichnet,

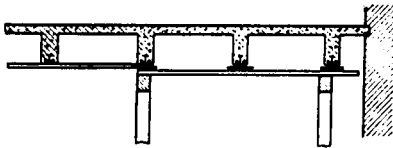


Fig. 1.

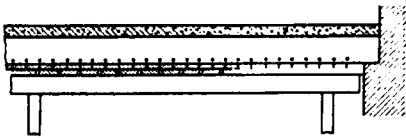


Fig. 2.

daß die Putzdecke in Streifen auf nebeneinander gelegten Schalungsteilen von solcher Breite hergestellt wird, daß der Mörtel von unten und der Seite her mit der Hand eingebracht wird (siehe Fig. 1 u. 2).

Nr. 189 285 vom 8. 6. 06, Franz Hell in Breslau.

Eisenbetondecke, deren Zug- und Druckgurt aus fertigen, mit einander durch die Scherbügel verbundenen



Teilen besteht, dadurch gekennzeichnet, daß die Zuggurteile (a) im Querschnitt als Trapeze mit abgestumpften spitzwinkligen Ecken, die Druckgurteile (b) als gewölbte Kappen ausgebildet sind, so daß nach dem Zusammenbau eine Decke mit ebener Untersicht und mit Hohlräumen entsteht (siehe Figur).

Nr. 189 392 vom 19. 7. 05, John French Golding in Washington.

1. Eiseneinlage für Eisenbeton, gekennzeichnet durch in der Längsrichtung gerillte Stangen, in deren Killen in

bestimmten Abständen dünnere Seitenglieder durch Zusammenpressen der Killenlippen befestigt sind.

2. Eiseneinlage nach Anspruch 1, dadurch gekennzeichnet, daß mehrere gerillte Stangen durch Seitenglieder, die aus einzelnen Stücken oder einem im Zickzack hin- und herlaufenden Stück bestehen, zu Gittern verbunden sind.

Nr. 189 702 vom 21. 3. 05, François Brazzola in Lausanne.

W-förmige Scherbügel für Eisenbetonträger, gekennzeichnet durch eine solche Biegung der inneren und der äußeren Schenkel gegeneinander, daß dazwischen eine Rinne für die Eiseneinlagen gebildet wird.

## KLEINERE MITTEILUNGEN.

Ein Projekt zu einer Betonbrücke mit 215 m Spannweite. Zur 300 jährigen Gedenkfeier an den berühmten Seefahrer Henry Hudson wurde schon seit langem eine Henry Hudson-Gedächtnisbrücke am äußersten Ende von Manhattan über die Spuyten Duyvilbucht geplant. Zuerst wurde eine eiserne Bogenbrücke mit 122 m Spannweite von dem Ingenieur A. P. Boller entworfen. Eine spätere Bodenuntersuchung zeigte, daß eine derartige Brücke nicht gebaut werden könnte, da für die Pfeiler keine passenden Fundamente möglich wären. Deshalb wurde derselbe Ingenieur von der Stadt New York aufgefordert, eine Brücke mit einer Spannweite von 260 m und einer Pfeilhöhe von 48 m zu entwerfen. Diese Spannweite war für eiserne Brücken nichts Auffallendes. Die Pläne wurden zur Begutachtung der ästhetischen Frage der Kunstkommission der Stadt New York vorgelegt. Sie wurden verworfen mit der Begründung, daß ein bleibendes Monument, wie es die Brücke sein sollte, ein dauerhafteres Material als Eisen erfordert. Aus diesem Grunde wurde das Brückendepartement der Stadt New York mit dem Entwurf einer Betonbrücke betraut. Dies geschah unter der Leitung der Ingenieure Mr. J. W. Stevenson, Mr. C. M. Ingersoll, Prof. Wm. H. Burr, Mr. Whitney Warren und Mr. Leon S. Moisseiff; die architektonische Ausgestaltung lag in den Händen des Architekten Whitney Warren. Das Projekt hat folgende wichtige Abmessungen:

Spannweite, gerechnet von Kämpfermitte zu Kämpfermitte: 221 m;

Pfeilhöhe: 52 m;

Stärke im Scheitel: 4,57 m;  
 Stärke im Kämpfer: 8,53 m;  
 Eiseneinlagen im Mittel ungefähr  $1\frac{3}{4}\%$ ;  
 Verkehrslast 15 000 Pfund pro lfd. Fuß;  
 Fahrbahn und Fußwege etwa 350 kg pro m<sup>2</sup> auf 24 m  
 Breite; 4 Eisenbahngleise etwa 2250 kg pro lfd. Fuß;  
 Temperaturänderung  $\pm 20^\circ$  F.

Selbstverständlich verschwand der Einfluß der Verkehrslast gegenüber demjenigen des enormen Eigengewichtes. Der große Bogen wird aus einem Beton von 1:2:4 hergestellt und wurde derart konstruiert, daß gar keine Zugspannungen auftreten. Trotzdem wurden Eisen eingelegt, teils um die Homogenität des Bogens zu sichern, teils um einen Teil der Druckspannungen des Betons zu übernehmen. Das Endresultat der maximalen Randspannungen des Betons im Scheitel des Bogens ist:

für Eigengewicht und Verkehrslast 42 kg pro cm<sup>2</sup>;  
 für die anderen Einflüsse von Temperaturänderung, Schrumpfung des Betons usw., etwa 10 kg pro cm<sup>2</sup>.

Die Konstruktion der Brücke besteht aus zwei Etagen. Die obere, für den gewöhnlichen Verkehr. 24,382 m breit, dient als Straßenbrücke mit einer Fahrbahn von 15,24 m und zwei Fußwegen à 4,572 m; darunter ist die Fahrbahn für eine Eisenbahn vorgesehen. Der große Bogen selbst ist mit Spandrilmauern und dazwischen liegenden Entlastungsbogen konstruiert. Dieser Teil der Konstruktion ist aus Eisen und mit Beton umhüllt, oder, wie man sagen könnte, eine Betoneisenkonstruktion. Der Berechnung wurden folgende Zahlen zugrunde gelegt:

Druckspannung im Beton (zulässig): 52,7 kg pro qcm;  
 Spannung im Eisen (zulässig): 775 kg pro cm<sup>2</sup>;  
 der Elastizitätsmodul des Eisens:  $E_e = 2109000$  kg pro cm<sup>2</sup>;

der Elastizitätsmodul für Beton  $\frac{1}{15}$  desjenigen für Eisen; die gesamte Länge der Brücke ist mit 866 m projektiert; die Gesamtkosten sind mit  $15\frac{1}{2}$  Millionen Mark (3 800 000 Dollar) veranschlagt, von welchen die Hälfte auf den mittleren Bogen fällt.

Von Interesse sind die Angaben über die bisher ausgeführten Spannweiten bei Bogenbrücken.

In Eisen: Die Gelenkbrücke über den Niagara mit 256 m Spannweite, die von Lindenthal entworfene Hell Gate-Brücke mit 304 m Spannweite.

In Beton: Die Walnut Lane-Betonbrücke (im Bau) etwas über 70 m Spannweite, etwas mehr als die Gelenkbrücke über die Isar bei München, in Luxembourg eine Konstruktion mit 85 m Spannweite, in Plauen 88,5 m Spannweite.

*Engineering News.* 21. 11. 07.

### Die Wirkung von Seewasser auf Beton.

Eine Kommission von Ingenieuren hat über diese Frage einen Bericht verfaßt, der sich auf die Erfahrungen von Fachleuten stützt und auf die Beantwortung folgender 4 Fragen seitens hervorragender Fachleute, insbesondere aus Amerika, aufgebaut war:

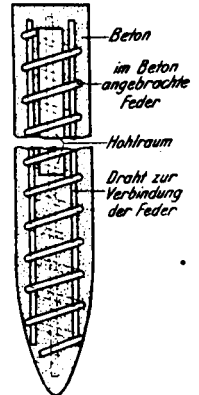
1. Ist Beton in der Luft anzumachen und nachher in Wasser zu versenken?
2. Ist es besser, Beton direkt unter Wasser einzubringen?
3. Welche Wirkung haben Ebbe und Flut auf Beton?
4. Wie ist diese letztgenannte Wirkung, wenn Frost hinzutritt?

Der Bericht faßt alle Antworten dahin zusammen, daß sie alle in einem Punkte übereinstimmen, nämlich: Der Beton soll über Niederwasser mit einer Granitverkleidung versehen werden, da die Gezeiten die Tendenz haben, den Beton zu zerstören. Ebenso hat in diesem Falle der Frost eine schädliche Wirkung auf den Beton. Eine Anzahl von Betonbauten im Meerwasser in der Nähe von Boston wurde untersucht, und es ergab sich, daß zwischen Niedrig-

und Hochwasser der Beton an vielen Stellen zerstört war, mehr bei kaltem, als bei warmem Wetter. Der Beton bröckelte sich teils in großen Stücken, teils in kleinen Teilen ab. Die gleiche zerstörende Wirkung ergab sich auch bei Granit. Eine Untersuchung ergab, daß der Mörtel in den Fugen verschwunden war und nach 3—4 Jahren wieder ersetzt werden mußte. Ein ähnliches Resultat ergab sich bei der Untersuchung eines Betonpfeilers im Providence-Fluß. Nach 25 Jahren zeigte sich, daß der Beton, der in einer Mischung von 1:3 gemacht war, nur an den Stellen zwischen Hoch- und Niedrigwasser beschädigt war. Als Resultat dieser Kommissionsuntersuchung spricht die Kommission die Meinung aus, daß die beste Art der Verwendung von Beton im Meerwasser darin besteht, daß der aus vorzüglichem Material hergestellte Beton unter Wasser eingebracht wird und über Niedrigwasser mit einer Granitverkleidung versehen wird. Weiter empfiehlt die Kommission in die Fugen auch flüssiges Blei hineinzuspritzen.

*Railway Gazette.* 22. 11. 07.

Über eine originelle Anwendung von armiertem Beton wird uns aus Agram mitgeteilt: Teils Mangel, teils kurze Dauer des Holzes bei Weinrebenstöcken hat zur Gründung einer eigenen Industrie zur Erzeugung von Weingartenstöcken aus armiertem Beton geführt. Diese werden in Längen von 150 cm mit einem Durchmesser von 3 cm, in Längen von 220 cm mit einem Durchmesser von 4 cm erzeugt und haben die in beistehender Abbildung ersichtliche Form. Die Stöcke sind oben hohl und unten massiv. Ihr Preis stellt sich auf 20—28 Pf (25—35 Heller) pro Stück. Bedenkt man, daß die in der Erde befindlichen Holzstöcke leicht in Fäulnis übergehen und aus diesem Grunde jedes Jahr frisch zugespitzt oder ausgewechselt werden müssen, daß andererseits derartige faule Stellen im Holze einen Ansammlungspunkt für die Rebschädlinge bilden, so wird man gewiß zugeben, daß hier mit der Verwendung von armiertem Beton eine sehr praktische Neuerung eingeführt wurde.



### NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- N. de Tédesco avec la collaboration de Victor Forestier, Recueil de Types de Ponts pour Routes en Ciment armé. Calculés conformément à la circulaire ministérielle du 20 Octobre 1906. Librairie Polytechnique Ch. Béranger, éditeur Paris. Prix: 25 Francs.
- C. Bach. Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 45—47. Versuche mit Eisenbetonbalken. II. Teil. Verlag von Julius Springer, Berlin 1907. Preis M. 3.—.
- E. Probst, Zivil-Ing. Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Gr.-Lichterfelde-W. Herausgeg. im Auftr. d. Königl. Aufsichtskommission. Ergänzungsheft I. 1907. „Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit“. Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abteilung I für Metallprüfung mit armierten Betonbalken. Verlag von Julius Springer, Berlin 1907. Preis M. 15.—.